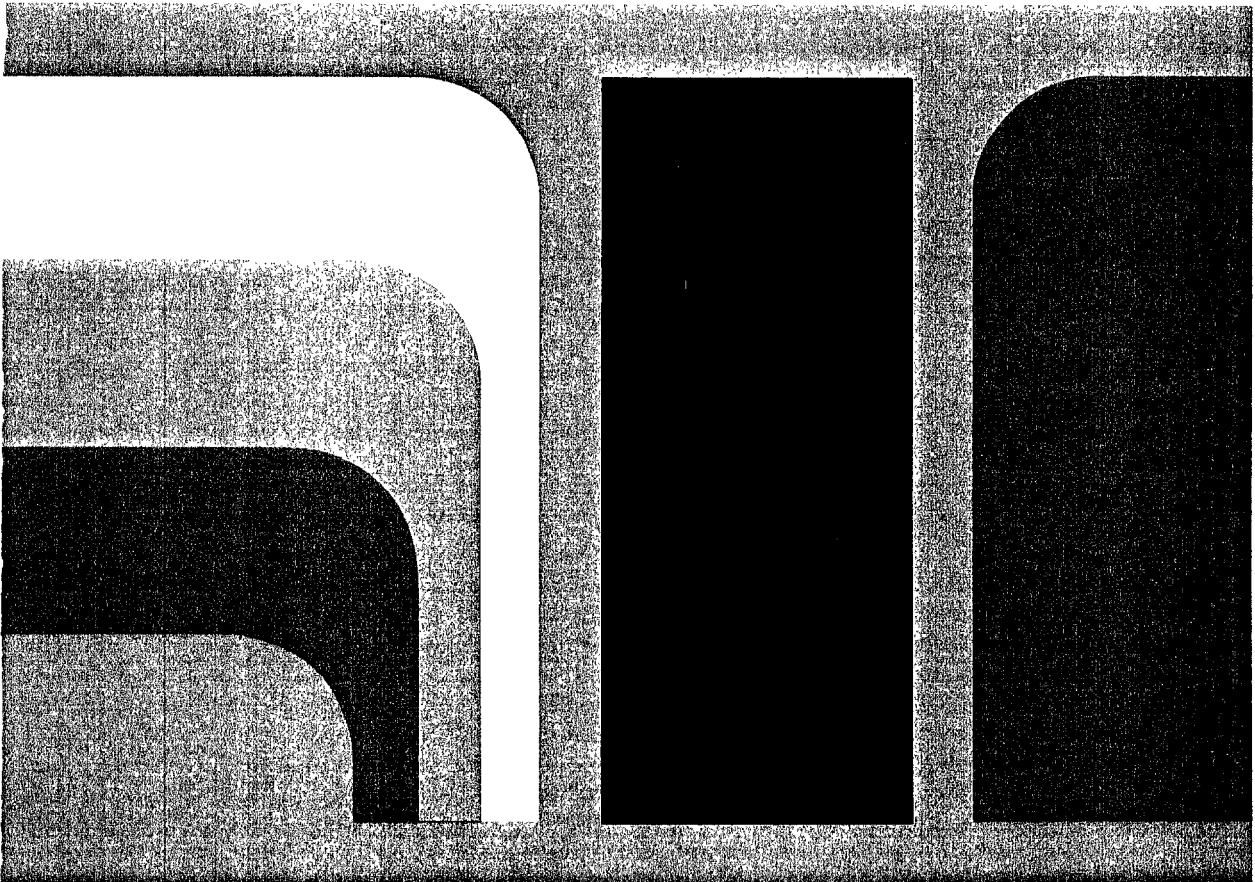


leidraad voor de toepassing van asfalt in de waterbouw

WERKNR-S-79.054

technische adviescommissie voor de waterkeringen



Leidraad voor de toepassing van asfalt in de waterbouw

TECHNISCHE ADVIESCOMMISSIE VOOR DE WATERKERINGEN

Staatsuitgeverij - 's-Gravenhage - 1984

TEN GELEIDE

Al sinds geruime tijd worden in Nederland op grote schaal asfaltprodukten in de waterbouw toegepast, vooral sedert de overstromingsramp van 1953. Na de ramp moest snel een groot aantal dijken gerepareerd worden; dit kon door het gebruik van asfalt als dijkbekledingsmateriaal: asfalt kon sneller en minder arbeidsintensief verwerkt worden dan de toen gebruikelijke dijkbekledingsmaterialen. Bovendien kon asfalt – indien gewenst – een betere waterdichte laag leveren dan klei die bovendien schaars is. Behalve bitumen zijn voor de bereiding van asfalt geen uitheemse grondstoffen nodig.

Ervaring en vakkennis op dit nog nieuwe gebied van de waterbouwkundige toepassing van asfalt waren aanvankelijk slechts in geringe mate aanwezig en moesten in de loop van de tijd opgebouwd worden. Richtlijnen of aanbevelingen waren niet voorhanden. Toch werd het wenselijk geacht dat die zouden verschijnen. Een aanzet hiertoe is onder meer gegeven door de werkgroep Gesloten Dijkbekledingen, die haar werkzaamheden in 1961 afsloot met het 'Voorlopig Rapport'.

In 1979 besloot de Technische Adviescommissie voor de Waterkeringen nieuwe richtlijnen voor asfaltdijkbekledingen op te stellen. De tijd hiertoe werd rijp geacht, gezien het grote aantal nieuwe ontwikkelingen sinds 1961 en de kennis en ervaring die men sindsdien had opgedaan.

De nu gereed gekomen leidraad zal stellig bijdragen tot een meer verantwoorde wijze van aanleg en beheer en onderhoud van waterbouwkundige asfaltwerken. De eigen verantwoordelijkheid van de ontwerper wordt hiermee echter niet uitgesloten. De leidraad vervangt tevens het 'Voorlopig Rapport'.

De leidraad is opgesteld door een werkgroep waarin overheidsinstanties en het bedrijfsleven samenwerken. Getracht is de inhoud van de leidraad zo volledig mogelijk te maken. Ervaring en vakkennis zijn verzameld, berekeningsmodellen opgesteld en literatuuronderzoek uitgevoerd. Toch zullen er zich onvermijdelijk onvolkomenheden in bevinden, mede vanwege een aantal leemten in onze kennis op dit gebied. Het is daarom de bedoeling de leidraad van tijd tot tijd aan te passen en te voorzien van nieuwe bevindingen.

Opmerkingen en reacties van de lezer worden dan ook zeer op prijs gesteld.

Leiden, 12 januari 1984

De voorzitter van de
Technische Adviescommissie
voor de Waterkeringen:
Prof. ir. P. A. van de Velde

INHOUD

Hoofdstuk 0	INLEIDING	15
0.1	Opzet van de leidraad	15
0.2	Organisatie	16
0.3	Taak en werkwijze van werkgroep 4A	18
0.4	Aanbevelingen voor de toekomst	18
0.5	Onderzoek	19
DEEL A SAMENSTELLING EN EIGENSCHAPPEN VAN ASFALTMENGSELS		
Hoofdstuk 1	MENGSELASPECTEN	25
1.1	Mengselcomponenten	25
1.2	Mate van vulling van het mengsel	25
1.3	De holle ruimte in een asfaltmengsel	26
Hoofdstuk 2	HET MINERAALAGGREGAAT	27
2.1	Algemeen	27
2.2	De steenfractie	27
2.3	De zandfractie	28
2.4	De vulstof	29
Hoofdstuk 3	HET BITUMEN	30
Hoofdstuk 4	ANDERE TOEVOEGINGEN (HULPSTOFFEN)	34
Hoofdstuk 5	DE MENGSELSAMENSTELLING	35
Hoofdstuk 6	DE MENGSELEIGENSCHAPPEN	36
6.1	Algemeen	36
6.2	De mate van doorlatendheid	36
6.3	De fysisch-mechanische eigenschappen	36
6.3.1	De stijfheidsmodulus	37
6.3.2	De toelaatbare rek	41
6.3.3	De viskeuze vervorming van blijvende aard	43
6.3.4	De dwarscontractiecoëfficiënt	44
6.3.5	De temperatuur	44
6.4	De stabiliteit	45
6.4.1	Inwendige stabiliteit	45
6.4.2	Uitwendige stabiliteit	45
6.5	De duurzaamheid	46
6.5.1	Veroudering	46

6.5.2	'Stripping'	46
6.5.3	De erosiegevoeligheid	46
6.5.4	Biologische aantastingen	47
6.5.5	Chemische aantastingen	48
6.5.6	Overige belastingen	48
6.6	Verwerkbaarheid	48
6.7	Milieu-aspecten	50
Hoofdstuk 7	IN DE WATERBOUW TOEGEPASTE ASFALTPRODUKTEN	51
7.1	Asfaltbeton	51
7.2	Mastiek	51
7.3	Penetratiemortels	52
7.4	Dicht steenasfalt	52
7.5	Open steenasfalt	52
7.6	Gebitumineerd zand ofwel zandasfalt	52
7.7	Membranen	52
Hoofdstuk 8	KWALITEITSCONTROLE	53
8.1	Vooronderzoek	53
8.2	Bedrijfscontrole	54
8.3	Afnamecontrole	55
8.4	De monsternamen	55
8.4.1	Bouwstoffen	55
8.4.2	Mengsels	56

DEEL B MATERIAALTECHNOLOGISCHE ASPECTEN

Hoofdstuk 9	ASFALTBETON	61
9.1	Bouwstoffen	61
9.1.1	Steenslag	61
9.1.2	Grind	61
9.1.3	Zand	61
9.1.4	Vulstof	62
9.1.5	Bitumen	62
9.1.6	Overige constructiebestanddelen	62
9.2	Mengsels	63
9.2.1	Mengselontwerp	63
9.2.2	Vooronderzoek	65
9.3	Mengseleigenschappen	66
9.3.1	Mechanische eigenschappen	66
9.3.2	Doorlatendheid	67
9.3.3	Duurzaamheid	67

Hoofdstuk 10	MASTIEK	69
10.1	Bouwstoffen	69
10.1.1	Zand	69
10.1.2	Vulstof	69
10.1.3	Bitumen	69
10.1.4	Andere toevoegingen	69
10.2	Mengsels	69
10.2.1	Mengselontwerp	69
10.2.2	Vooronderzoek	71
10.3	Mengseleigenschappen	73
10.3.1	Viscositeit	73
10.3.2	Mechanische eigenschappen	75
10.3.3	Doorlatendheid	75
10.3.4	Duurzaamheid	75
Hoofdstuk 11	PENETRATIEMORTELS	76
11.1	Bouwstoffen	77
11.1.1	Zand, vulstof, bitumen	77
11.1.2	Grind, steenslag	77
11.1.3	Overige constructiebestanddelen	77
11.2	Mengsels	77
11.2.1	Mengselontwerp	77
11.2.2	Vooronderzoek	80
11.3	Mengseleigenschappen	80
11.3.1	Stabiliteit	80
11.3.2	Viscositeit	80
11.3.3	Doorlatendheid	80
11.3.4	Duurzaamheid	81
Hoofdstuk 12	DICHT STEENASFALT	82
12.1	Bouwstoffen	82
12.1.1	Steenslag, grind	82
12.1.2	Zand, vulstof en bitumen	82
12.2	Mengsels	82
12.2.1	Mengselontwerp	82
12.2.2	Vooronderzoek	83
12.3	Mengseleigenschappen	84
12.3.1	Stabiliteit en viscositeit	84
12.3.2	Stijfheid, breuksterkte	86
12.3.3	Duurzaamheid	86

Hoofdstuk 13	OPEN STEENASFALT	87
13.1	Bouwstoffen	87
13.1.1	Steenlag	87
13.1.2	Grind	87
13.1.3	Zand	87
13.1.4	Vulstof	87
13.1.5	Bitumen	87
13.1.6	Overige constructiebestanddelen	87
13.2	Mengsels	88
13.2.1	Mengselontwerp	88
13.2.2	Vooronderzoek	89
13.3	Mengseleigenschappen	89
13.3.1	Stabiliteit en viscositeit	89
13.3.2	Mechanische eigenschappen	90
13.3.3	Waterdoorlatendheid	90
13.3.4	Duurzaamheid	92
Hoofdstuk 14	GEBITUMINEERD ZAND OFWEL ZANDASFALT	93
14.1	Bouwstoffen	93
14.1.1	Zand	93
14.1.2	Bitumen	93
14.1.3	Overige bouwstoffen	93
14.2	Mengsels	93
14.2.1	Mengselontwerp	93
14.2.2	Vooronderzoek	94
14.3	Mengseleigenschappen	95
14.3.1	Stabiliteit	95
14.3.2	Mechanische eigenschappen	95
14.3.3	Doorlatendheid	95
14.3.4	Duurzaamheid	96
Hoofdstuk 15	BITUMENMEMBRANEN	98
15.1	Bouwstoffen	98
15.1.1	Vulstof	98
15.1.2	Bitumen	98
15.1.3	Overige toeslagmaterialen	98
15.1.4	Overige constructiebestanddelen	98
15.2	Ontwerp en vooronderzoek	99
15.3	Eigenschappen	100
15.3.1	Stabiliteit	100
15.3.2	Viscositeit	100
15.3.3	Doorlatendheid	100
15.3.4	Duurzaamheid	101

DEEL C ONTWERPTECHNISCHE ASPECTEN

Hoofdstuk 16	FUNCTIONELE EISEN VOOR EEN ASFALTBEKLEDING	105
Hoofdstuk 17	HET DIJKLICHAAM	107
Hoofdstuk 18	UITGANGSPUNTEN VOOR HET ONTWERP	110
18.1	Veiligheidsaspecten	110
18.2	Achteruitgang van sterkte-eigenschappen	111
18.3	Theoretische achtergronden van de veiligheidsaspecten . . .	111
Hoofdstuk 19	BELASTINGEN	114
19.1	Hydraulische randvoorwaarden	114
19.1.1	Waterstanden	114
19.1.2	Golven	115
19.1.3	Stroming	119
19.2	Zettingen en ontgrondingen	119
19.2.1	Zettingen	119
19.2.2	Ontgrondingen	120
19.3	Overige belastingen	120
Hoofdstuk 20	DIMENSIONERINGSMETHODEN	123
20.1	Dimensionering van een dichte asfaltbekleding op waterover- drukken	123
20.1.1	De wateroverdrukken	123
20.1.2	Dimensionering	127
20.1.3	Specifieke constructie-onderdelen	129
20.2	Dimensionering van een plaatvormige asfaltbekleding op golf- klappen	131
20.2.1	De belastingen	131
20.2.2	Schematisering van de constructie	134
20.2.3	Eigenschappen van asfalt en ondergrond	134
20.2.4	Dimensionering	137
20.2.5	Praktische toepassing van de golfklapformule	138
20.3	Dimensionering van een onder water liggende bodembescher- ming op overdrukken veroorzaakt door stroom en golven . .	141
20.3.1	Overdrukken door stromend water	141
20.3.2	Overdrukken door een golfbeweging	142
20.4	Dimensionering van een vastgelegde of patroon-gepenetreerde breuksteenlaag op golfaanval	143
20.5	Dimensionering van een asfaltbekleding op stroming	144
20.6	Dimensionering van een asfaltbekleding op onregelmatige zet- tingen en ontgrondingen	148
20.6.1	Onregelmatige zettingen	148

20.6.2	Ontgrondingen	150
20.7	Bepaling van de maximale taludhelling	152

DEEL D UITVOERING

Hoofdstuk 21	ALGEMEEN	159
21.1	Productie	159
21.2	Transport	161
21.3	Verwerking	162
Hoofdstuk 22	ASFALTBETON	163
22.1	Productie	163
22.1.1	De menginstallatie	163
22.1.2	Opslag van grondstoffen	163
22.1.3	Mengen	163
22.1.4	Opslag van het mengsel	163
22.2	Transport	163
22.2.1	Transportmiddelen	163
22.2.2	Opslag op het werk	164
22.3	Verwerking	164
22.3.1	Verwerkingstechniek	164
22.3.2	Verwerkingstemperatuur	167
22.3.3	Nabewerking	167
Hoofdstuk 23	MASTIEK	168
23.1	Productie	168
23.1.1	De menginstallatie	168
23.1.2	Opslag van grondstoffen	168
23.1.3	Mengen	168
23.1.4	Opslag van het mengsel	168
23.2	Transport	168
23.2.1	Transportmiddelen	168
23.2.2	Opslag op het werk	169
23.3	Verwerking	169
23.3.1	Verwerkingstechniek	169
23.3.2	Verwerkingstemperatuur	170
Hoofdstuk 24	PENETRATIEMORTELS	171
24.1	Productie	171
24.1.1	De menginstallatie	171
24.1.2	Opslag van grondstoffen	171
24.1.3	Mengen	171
24.1.4	Opslag van het mengsel	171
24.2	Transport	171

	24.2.1	Transportmiddelen	171
	24.2.2	Opslag op het werk	171
	24.3	Verwerking	172
	24.3.1	Verwerkingstechniek	172
	24.3.2	Verwerkingstemperatuur	173
Hoofdstuk	25	DICHT STEENASFALT	174
	25.1	Productie	174
	25.1.1	De menginstallatie	174
	25.1.2	Opslag van grondstoffen	174
	25.1.3	Mengen	174
	25.1.4	Opslag van het mengsel	174
	25.2	Transport	174
	25.2.1	Transportmiddelen	174
	25.2.2	Opslag op het werk	175
	25.3	Verwerking	175
	25.3.1	Verwerkingstechniek	175
	25.3.2	Verwerkingstemperatuur	175
Hoofdstuk	26	OPEN STEENASFALT	176
	26.1	Productie	176
	26.1.1	De menginstallatie	176
	26.1.2	Opslag van grondstoffen	176
	26.1.3	Mengen	176
	26.1.4	Opslag van het mengsel	176
	26.2	Transport	177
	26.2.1	Transportmiddelen	177
	26.2.2	Opslag op het werk	177
	26.3	Verwerking	177
	26.3.1	Verwerkingstechniek	177
	26.3.2	Verwerkingstemperatuur	178
Hoofdstuk	27	GEBITUMINEERD ZAND OFWEL ZANDASFALT	179
	27.1	Productie	179
	27.1.1	De menginstallatie	179
	27.1.2	Opslag van grondstoffen	179
	27.1.3	Mengen	179
	27.1.4	Opslag van het mengsel	179
	27.2	Transport	179
	27.2.1	Transportmiddelen	179
	27.2.2	Opslag op het werk	179
	27.3	Verwerking	180
	27.3.1	Verwerkingstechniek	180
	27.3.2	Verwerkingstemperatuur	181

Hoofdstuk 28	MEMBRANEN	182
28.1	Productie	182
28.2	Transport	182
28.3	Verwerking	182
Hoofdstuk 29	AANSLUITINGEN EN NADEN	184
29.1	Inleiding	184
29.2	Aansluitingen op hetzelfde materiaal	184
29.3	Aansluitingen op andere bekledingsmaterialen	186
29.4	Aansluitingen op kunstwerken	188
29.5	Aansluitingen op teenconstructies	189

DEEL E BEHEER EN ONDERHOUD

Hoofdstuk 30	INLEIDING	195
Hoofdstuk 31	SCHADEPREVENTIE	199
Hoofdstuk 32	MOGELIJKE SCHADE	201
32.1	Asfaltbeton	201
32.2	Mastiek	202
32.3	Penetratiemortels	203
32.4	Dicht steenasfalt	205
32.5	Open steenasfalt	206
32.6	Gebitumineerd zand	207
32.7	Membranen	208
Hoofdstuk 33	REPARATIEMETHODEN	209
33.1	Asfaltbeton	209
33.2	Mastiek	211
33.3	Penetratiemortels	213
33.3.1	Gedeeltelijk gepenetreerde stortsteen	213
33.3.2	'Vol en zat' gepenetreerde breuksteen	214
33.4	Dicht steenasfalt	214
33.5	Open steenasfalt	215
33.6	Gebitumineerd zand	216
33.6.1	Filterlagen van gebitumineerd zand	216
33.6.2	Kaden van gebitumineerd zand	217
33.7	Membranen	217
	LITERATUUR	219
	FOTOBIJLAGE	225

Appendix I	DIMENSIONERING VAN EEN PLAATVORMIGE ASFALTBEKLEDING OP GOLFKLAPPEN	235
Appendix II	HET OPTILLEN VAN EEN WATERDICHTTE BODEMBEKLEDING DOOR EEN GOLFBEWEGING	259
Appendix III	DIMENSIONERING VAN EEN GESLOTEN ASFALTDIJKBEKLEDING OP WATEROVERDRUKKEN	271
Appendix IV	HET VOLGEN VAN ZETTINGEN EN ONTGRONDINGEN	281
Appendix V	BOUSSINESQ MODEL VOOR MONOLITISCHE CONSTRUCTIES	286
Appendix VI	GRONDMECHANISCH MODEL VOOR DE BEREKENING VAN EEN TALUD VAN GEBITUMINEERD ZAND	292
Appendix VII	AFSCHUIVEN LANGS EEN MEMBRAAN	296
Appendix VIII	HET STROMEN VAN MASTIEK DOOR EEN BUIS	302
Appendix IX	DE HELLINGPROEF	309
	<i>Zusammenfassung</i>	311
	<i>Résumé</i>	312
	<i>Summary</i>	313

HOOFDSTUK 0

INLEIDING

0.1 Opzet van de leidraad

Deze leidraad is bedoeld voor personen en instanties die te maken hebben of krijgen met de waterbouwkundige toepassing van asfalt.

Zowel ontwerpers, asfalttechnologen, directies, overheidsinstellingen en uitvoerende instanties kunnen hier de benodigde informatie uit putten. Door de algemene opzet van de leidraad is hij eventueel ook in het onderwijs te gebruiken.

Oorspronkelijk was het onderwerp van de leidraad de toepassing van asfalt als dijk-bekledingsmateriaal. Hoewel deze teneur nog steeds merkbaar is, wordt in de uiteindelijke versie een veel ruimer gebied bestreken, namelijk alle waterbouwkundige toepassingen van asfalt onder Nederlandse omstandigheden. De titel is daarom ook 'Toepassingen van Asfalt in de Waterbouw'.

Zoals de naam al zegt wordt de lezer in de leidraad langs allerlei aspecten van de waterbouwkundige toepassing van asfalt geleid. Er worden richtlijnen, ontwerpmethoden, achtergrondinformatie en aanbevelingen verstrekt. Bindende eisen worden niet gegeven. Ook besteksvoorschriften zijn niet opgenomen. Voor dit laatste wordt verwezen naar de werkzaamheden van de Stichting Rationalisatie en Automatisering in de Wegenbouw op dit gebied.

Indertijd is overwogen de leidraad te beperken tot een aantal aanbevelingen, zonder uitgebreide toelichting. De taakstelling van de leidraad en de gecompliceerdheid en het ontbreken van voldoende kennis over veel aspecten van het onderwerp, lenen zich echter niet voor een beknopte aanpak. Besloten is daarom, mede naar aanleiding van opmerkingen van de toekomstige gebruikers, een uitgebreide versie uit te brengen.

De leidraad is opgesplitst in een aantal delen, die elk een afzonderlijk geheel behandelen:

Deel A 'Samenstelling en eigenschappen van asfaltmengsels' behandelt de algemene technologie van waterbouwkundige asfaltmengsels. Oogmerk van dit deel is het verstrekken van kennis en inzicht op dit gebied, en het geven van basisinformatie voor de andere delen. Tevens worden materiaalparameters geleverd voor deel C.

In deel B 'Materiaaltechnologische aspecten' worden de specifieke asfalttypen die in de waterbouw het meest gebruikelijk zijn, onder de loupe genomen. Onderwerpen in dit deel zijn: de bouwstoffen waaruit het asfalt is opgebouwd, de wijze waarop de mengsel-samenstelling verkregen wordt, het bijbehorende vooronderzoek en de mengseleigenschappen.

Deel C 'Ontwerptechnische aspecten' behandelt de functionele eisen, uitgangspunten en optredende belastingen met betrekking tot het ontwerp van waterbouwkundige

asfaltconstructies. Daarnaast worden methoden voor de dimensionering gegeven. De 'Uitvoering' is het onderwerp van deel D. Een onderverdeling is gemaakt naar de verschillende asfalttypen, waarvan achtereenvolgens de bereiding, het transport en de verwerking worden behandeld.

Deel E omvat het 'Beheer en Onderhoud' van asfaltbekledingen.

Naast een beschouwing omtrent de oorzaken, opsporings- en preventiemethoden van de mogelijke schadetypen, worden methoden voor de reparatie gegeven.

In de appendices zijn de meer theoretische achtergronden van de verschillende delen opgenomen, alsmede de ontwikkeling van dimensioneringsmodellen.

De beschouwde asfalttypen zijn:

- asfaltbeton;
- mastiek;
- penetratiemortels;
- dicht steenasfalt;
- open steenasfalt;
- gebitumineerd zand ofwel zandasfalt;
- membranen.

De eerder genoemde indeling van de leidraad, waarbij een scheiding is gemaakt naar de aspecten, is aangehouden, om het geheel algemeen toegankelijk en beter hanteerbaar te houden.

Voor het praktisch gebruik is een indeling wenselijk, waarbij per asfaltmengseltype achtereenvolgens de materiaaltechnologische- en ontwerpaspecten alsmede uitvoerings- en beheer en onderhoudsmethoden worden gegeven. Daarom is een aparte tabel 0 (blz. 21) opgenomen, waarin de beschouwde mengsels zijn uitgezet tegen de van toepassing zijnde onderdelen van de vakgebieden.

Indien een behandeling per materiaaltipe gewenst is, behoeven slechts die paragrafen van de leidraad worden bekeken die in de kolom worden genoemd.

0.2 Organisatie

In 1979 besloot de Technische Adviescommissie voor de Waterkeringen een leidraad voor asfaltdijkbekledingen tot stand te brengen.

Dit onderdeel van de waterbouwkunde behoorde tot het werkerrein van werkgroep 4: 'Dijkbekledingen', die dan ook het opstellen van de leidraad onder haar hoede nam. Het feitelijke werk aan de leidraad is opgedragen aan de in 1980 ingestelde subwerkgroep 4A: 'Leidraad Asfaltbekledingen'.

De leden van deze groep zijn afkomstig zowel uit overheidsinstanties als uit het bedrijfsleven, die zich bezighouden met de waterbouwkundige toepassing van asfalt. Voor het samenstellen en schrijven van de leidraad is per 1 januari 1981 als projectleider ir. J. A. van Herpen aangetrokken.

De samenstelling van de werkgroepen ten tijde van publikatie van de leidraad was als volgt:

Wergroep 4 'Dijkbekledingen'

prof. ir. P. A. van de Velde, voorz.	oud hoogleraar Technische Hogeschool Delft
ir. E. H. Ebbens, secr.	Centrum voor Onderzoek Waterkeringen
ir. W. Bandsma	Wegbouwkundige Dienst
prof. drs. W. van Dijk	Technische Hogeschool Delft
ir. J. A. van Herpen	Technische Hogeschool Delft
dr. ir. P. A. Kolkman	Waterloopkundig Laboratorium
ir. H. L. Koning	Laboratorium voor Grondmechanica
ir. R. C. Koole	Pavement Consultancy Services B.V.
ir. P. C. Mazure	Centrum voor Onderzoek Waterkeringen
ir. W. Meulenberg	Hoogheemraadschap Noordhollands Noorderkwartier
ir. P. Ruijgrok	Laboratorium voor Grondmechanica
ir. H. Visser	Waterschap Walcheren
ir. G. M. Wolsink	Technische Hogeschool Delft

Op 1 april 1983 hebben ir. W. J. Heijnen (Laboratorium voor Grondmechanica) en ing. J. T. de Vries (Centrum voor Onderzoek Waterkeringen) zich uit de werkgroep teruggetrokken. Op 1 januari 1981 is ir. R. F. G. M. Zijlmans (Centrum voor Onderzoek Waterkeringen) opgevolgd door ir. E. H. Ebbens.

Wergroep 4A 'Leidraad Asfaltbekledingen op Dijken'

ir. E. H. Ebbens, voorz.	Centrum voor Onderzoek Waterkeringen
ir. J. A. van Herpen, secr./projectleider	Technische Hogeschool Delft
prof. drs. W. van Dijk	Technische Hogeschool Delft
H. J. A. J. Gruis	Wegbouwkundige Dienst
ir. J. P. J. van der Heide	Vereniging voor Bitumineuze Werken
ing. K. A. van den Hoek	Deltadienst
ir. H. L. Koning	Laboratorium voor Grondmechanica
ir. G. L. M. Mulders	Bitumarin B.V.
dr. R. C. Reintjes	Volker Stevin Wegen en Asfalt B.V.

Op 1 januari 1981 werd ir. R. F. G. M. Zijlmans (Centrum voor Onderzoek Waterkeringen) opgevolgd door ir. E. H. Ebbens en op 10 september 1981 ing. K. A. G. Mouw (Deltadienst) door ing. K. A. van den Hoek. Op 25 mei 1982 stond ing. J. J. van der Plas (Vereniging voor Bitumineuze Werken) zijn plaats af aan ir. J. P. J. van der Heide en op 26 juli 1982 ir. W. Bandsma (Wegbouwkundige Dienst) aan H. J. A. J. Gruis. De werkzaamheden als secretaris zijn door het terugtrekken van ing. J. T. de Vries (Centrum voor Onderzoek Waterkeringen) vanaf 1 april 1983 overgenomen door ir. J. A. van Herpen.

Behalve de leden van werkgroep 4A hebben nog vele personen en instanties meegeewerkt aan de totstandkoming van de leidraad. In het bijzonder moeten hierbij genoemd worden ir. H. Roos (Bitumarin B.V.) en ing. C. C. Montauban (Wegbouwkundige Dienst).

0.3 Taak en werkwijze van werkgroep 4A

Werkgroep 4A had als opdracht het opstellen van een leidraad voor ontwerp, uitvoering en beheer en onderhoud van asfaltbekledingen op dijken:

Hiertoe werd het volgende programma gevolgd:

1. Verzamelen van de aanwezige kennis op het gebied van de toepassing van asfalt als bekledingsmateriaal.
2. Opstellen van de leidraad.
3. Entameren en begeleiden van onderzoek teneinde de kennis op het gebied van waterbouwkundige toepassingen van asfaltprodukten te vergroten.

Om de leidraad binnen niet al te lange tijd te kunnen verwezenlijken werd voor de duur van drie jaar een projectleider aangesteld, die op 1 januari 1981 met zijn werkzaamheden is begonnen.

Met behulp van een door enkele leden van de werkgroep opgesteld schema, waarin alle facetten opgenomen zijn die betrekking hebben op de waterbouwkundige toepassing van asfalt, is een eerste aanzet gemaakt om de aanwezige kennis op dit gebied te bundelen en een basis te krijgen voor de leidraad. Per asfalttype werd een onderverdeling gemaakt in ontwerptechnische, materiaaltechnische, uitvoerings- en onderhoudsaspecten.

Naast het verzamelen van gegevens is getracht om bruikbare regels voor het dimensioneren van asfaltbekledingen te formuleren.

Aan de hand van de op deze wijze verzamelde kennis kwam een tussenrapport tot stand dat ter commentariëring aan toekomstige gebruikers - meestal beheerders van dijken - en de leden van werkgroep 4 werd voorgelegd.

De werkgroepen 1 'Golfproblemen bij dijken' en 2 'Waterbeweging in dijken' van de TAW, alsmede specialisten van het Laboratorium voor Grondmechanica en van de Wegbouwkundige Dienst werden voor bepaalde deelaspecten geraadpleegd.

Op basis van de verkregen informatie is de uiteindelijke leidraad opgesteld. Ook dit concept was voor commentaar aan de voornoemde groepen voorgelegd.

In de leidraad zijn enige resultaten van het door werkgroep 4A uitgevoerde onderzoek verwerkt. Op dit onderzoek zal verderop in de inleiding nader worden ingegaan.

0.4 Aanbevelingen voor de toekomst

Bij het opstellen van de leidraad is gebleken dat het op verschillende punten mogelijk is een betere toepassing van asfalt in de waterbouw te verkrijgen dan met de thans gebruikelijke methodieken.

Hieronder wordt voor de belangrijkste punten een aantal aanbevelingen gedaan. Het is wenselijk dat daaraan in de toekomst aandacht wordt besteed.

Aanbevelingen:

- Ten behoeve van de dimensionering is een goede beschrijving van de fysisch-mechanische eigenschappen van de verschillende asfaltmengsels onder de optredende belastingscondities nodig. Aanvulling van de ontbrekende kennis door middel van onderzoek is op korte termijn gewenst.
- Bij onderzoek naar de eigenschappen van een asfaltmengsel, geniet het altijd de voorkeur van elk monster de mengselsamenstelling door middel van extractie te bepalen.
- Om een indruk te krijgen van het zakkingsverloop van de grond waarop een asfaltconstructie wordt aangelegd, in relatie tot het vochtgehalte, is het doen van dynamische belastingproeven op de ondergrond aan te raden.
- In asfaltbeton voor de waterbouw wordt tegenwoordig alleen steenslag toegestaan. De mogelijkheid van het gebruik van grind dient nader bekeken te worden.
- Indien met de gebruikelijke verdichtingsmethodieken in een asfaltbetonbekleding bestaande uit één laag, scheurvorming niet te vermijden is of de vereiste holle ruimte niet te bereiken is, is toepassing van een meer-lagen systeem aan te raden. Bij aanvang van het werk is het vaststellen van de optimale verdichtingsmethode aan te bevelen.
- De kennis op het gebied van de stroombestendigheid en duurzaamheid van open steenasfalt en gebitumineerd zand dient vergroot te worden.
- Gebitumineerd zand blijkt een zeer goed produkt voor gebruik in kaden. Door verbreding van de kennis van de grondmechanische eigenschappen van het materiaal kan de toepassing op dit gebied wellicht verbeterd worden.
- Een betere methode voor het ontwerpen van mastiekmengsels en penetratiemortels dan op het moment voorhanden, is gewenst.
- Ter optimalisering van beheer en onderhoud is het aan te bevelen, methodieken en apparatuur voor het opsporen van schade te ontwikkelen. Hierbij kan dan geleidelijk gekomen worden tot een rationeel systeem voor beheer en onderhoud van bekledingen en oeverbeschermingen.
- De rekenmodellen ten behoeve van de dimensionering zijn over het algemeen nog in ontwikkeling. Meer praktisch bruikbare modellen kunnen leiden tot een meer efficiënte dimensionering.
- Het hergebruik van bekledingsmaterialen dient onderzocht te worden.

0.5 Onderzoek

Voor de uitwerking van voornoemde aanbevelingen is onderzoek nodig. Door werkgroep 4A is een aantal onderzoeken geformuleerd en al dan niet in samenwerking met anderen gestart. Een overzicht:

- Onderzoek naar de optimale verdichtingsmethode van asfaltbeton. Een gedeelte van dit onderzoek is inmiddels door de Wegbouwkundige Dienst uitgevoerd.
- Binnen afzienbare tijd zal een onderzoek afgerond worden met betrekking tot een nieuwe mengselontwerpmethode voor mastiek. Dit onderzoek wordt gedaan bij de Wegbouwkundige Dienst.
- Onderzoek naar de bestendigheid van open steenasfalt onder golven. Hieronder valt:
 1. Begeleiding van een inmiddels afgerond onderzoek door de firma Bitumarin in de Deltagoot van het Waterloopkundig Laboratorium.
 2. Een inmiddels voltooid onderzoek in samenwerking met de Deltadienst in de stroomgoot van de stuw te Lith.
- Een voorbereidend onderzoek naar de mechanische eigenschappen van open steenasfalt, gedaan aan de Technische Hogeschool te Delft, is uitgevoerd.
- Begeleiding van een onderzoek naar de van de grondmechanica afgeleide eigenschappen van gebitumineerd zand door de Deltadienst. Dit onderzoek zal binnen afzienbare tijd afgerond worden.
- In voorbereiding zijn onderzoeken naar de stroombestendigheid en duurzaamheid van gebitumineerd zand.
- Algemeen onderzoek naar de fysisch-mechanische eigenschappen van asfaltmengsels is gestart bij de Wegbouwkundige Dienst,
- Onderzoek naar de mogelijkheden van hergebruik van asfaltmengsels is, in samenwerking met Rijkswaterstaat en het bedrijfsleven aangevangen.

De reeds verkregen resultaten uit bovengenoemde onderzoeken zijn in de leidraad verwerkt. De nog volgende resultaten zullen te zijner tijd gepubliceerd worden, en bij herziening in de leidraad opgenomen.

Opgemerkt wordt dat deze onderzoeken niet alle bij de aanbevelingen genoemde punten dekken. Hieraan zal in de toekomst aandacht moeten worden besteed.

Tabel 0. Paragrafen uit de leidraad voor materiaaltechnologie, ontwerp, uitvoering en onderhoud en beheer, gegroepeerd per mengseltype.

		mengseltype									
		asfalt- beton	mas- tiek	penetratie- mortels		dicht steen- asfalt	open steen- asfalt	gebitumineerd zand		membranen	
				vol en zat	patroon, vast- leggen			kern- mate- riaal	lagen		
deel B Materiaal- technologische aspecten	bouwstoffen	9.1	10.1	11.1		12.1	13.1	14.1		15.1	
	mengselontwerp	9.2.1	10.2.1	11.2.1		12.2.1	13.2.1	14.2.1		15.2.1	
	vooronderzoek	9.2.2	10.2.2	11.2.2		12.2.2	13.2.2	14.2.2		15.2.2	
	mengseleigensch.	9.3	10.3	11.3		12.3	13.3	14.3		15.3	
deel C Ontwerp- technische aspecten	dimensionering van een dichte asfaltbekleding op wateroverdrukken	20.1	20.1	20.1		20.1				20.1	
	dimensionering van een plaatvormige asfaltbekleding op golfklappen	20.2	20.2	20.2		20.2	20.2	app. VI	20.2.2		
	dimensionering van een onder water liggende bodem- bescherming op oplichten door golven en stroming	20.3	20.3	20.3		20.3				20.3	
	dimensionering van een bekleding van losse elementen op golfaanval				20.4						
	dimensionering van een asfaltbekleding op stroming	20.5	20.5	20.5		20.5	20.5	20.5		20.5	
	dimensionering van een asfaltbekleding op zettingen en ontgrondingen	20.6	20.6	20.6		20.6	20.6	20.6		20.6	
	bepaling van de maximale talud- helling	20.7	20.7	20.7		20.7	20.7	20.7		20.7	
	overige belastingen	19.3	19.3	19.3		19.3	19.3	19.3		19.3	
	deel D Uitvoering	productie	22.1	23.1	24.1		25.1	26.1	27.1		28.1
transport		22.2	23.2	24.2		25.2	26.2	27.2		28.2	
verwerking		22.3	23.3	24.3		25.3	26.3	27.3		28.3	
aansluitingen		naden	29.2	29.2	29.2		29.2	29.2	29.2		29.2
		met andere materialen	29.3	29.3	29.3		29.3	29.3	29.3		29.3
		op kunstwerken	29.4	29.4	29.4		29.4	29.4	29.4		29.4
	teenconstructies	29.5	29.5	29.5		29.5	29.5	29.5		29.5	
deel E Beheer en onderhoud	mogelijke schade	32.1	32.2	32.3		32.4	32.5	32.6		32.7	
	reparatiemethoden	33.1	33.2	33.3.2	33.3.1	33.4	33.5	33.6.2	33.6.1	33.7	

DEEL A

SAMENSTELLING EN EIGENSCHAPPEN
VAN ASFALTMENGSELS

Samenvatting

Deel A behandelt de algemene aspecten met betrekking tot de samenstelling en eigenschappen van asfaltmengsels, waarbij de toepassing in de waterbouw centraal staat. Het doel van dit deel is, naast het vergroten van de kennis van de lezer op bovengenoemd gebied – waardoor tevens de overige delen van de leidraad beter toegankelijk worden – het leveren van materiaalgegevens voor deel C, dat de ontwerptechnische zaken bevat.

- Allereerst worden de afzonderlijke componenten, waaruit asfalt is samengesteld beschouwd en de invloed hiervan op het materiaal. Vervolgens wordt aan de belangrijkste mengseigenschappen met betrekking tot de waterbouw de nodige aandacht besteed.
- Tevens is opgenomen een overzicht van de meest gebruikelijke asfalttypen in de waterbouw met hun toepassingsgebieden.
- Tenslotte worden methoden aangereikt voor het uitvoeren van de kwaliteitscontrole: een vooronderzoek bij de aanvang van het werk, een bedrijfscontrole tijdens de aanleg en een opleveringscontrole na voltooiing. Hieronder valt eveneens de wijze van bemonstering.

HOOFDSTUK 1

MENGSELASPECTEN

1.1 Mengselcomponenten

Asfalt is een mengsel van verschillende componenten:

- bitumen;
- mineraalaggregaat;
- eventueel andere toevoegingen ofwel hulpstoffen.

Het mineraalaggregaat is samengesteld uit steenslag of grind, zand en vulstof, of een combinatie daarvan.

De keuze van de meest geschikte samenstelling voor een bepaald werk hangt in hoge mate af van de eisen die aan de bekleding gesteld worden en de daaruit afgeleide mengseleigenschappen (zie 6.1).

De mengseleigenschappen worden bepaald door de samenstelling, dat is de onderlinge verhouding van de verschillende componenten, door de eigenschappen van de componenten zelf en door de wijze van verwerking en verdichting.

1.2 Mate van vulling van het mengsel

In het mineraalaggregaatmengsel is een zekere holle ruimte aanwezig. Het bitumen omhult in eerste instantie het mineraal en bindt de verschillende aggregaatdelen aan elkaar. Als er meer bitumen wordt toegevoegd dan nodig is voor het binden, zullen de poriën geleidelijk gevuld raken.

Mengsels waarbij het bitumen slechts dient als bindmiddel worden ondervulde mengsels genoemd (fig. 1.1a). De eigenschappen van het mengsel worden vooral bepaald door het steenskelet [4].

Wordt het bitumengehalte verhoogd dan zal de holle ruimte in het mineraal gevuld raken. De invloed van het bitumen op de mengseleigenschappen wordt groter, die van het steenskelet minder.

Bij mengsels waarbij de poriën vrijwel gevuld zijn met bitumen (fig. 1.1b), zijn zowel het steenskelet als het bitumen duidelijk bepalend voor de mengseleigenschappen. Dit type mengsels moet worden verdicht, hetzij mechanisch, hetzij door eigen gewicht. Overvulde mengsels zijn mengsels waarbij meer bitumen aanwezig is dan de holle ruimte in het mineraalaggregaat. De eigenschappen van het bitumen overheersen nu; het mineraal zorgt slechts voor een zekere mate van opstijving (fig. 1.1c). Deze mengsels zijn van nature waterdoorlatend en hoeven niet verdicht te worden.

1.3 De holle ruimte in een asfaltmengsel

Onder de holle ruimte wordt verstaan het volume van de poriën in het verdichte asfalt [5]. Ofwel:

$$HR = 100 \left(\frac{d_m - d_a}{d_m} \right) \quad \text{vol \%}$$

waarin:

d_m = dichtheid van het mengsel zonder holle ruimte (kg/m^3)

d_a = dichtheid van het asfalt met holle ruimte (kg/m^3)

In het algemeen kan gesteld worden dat naarmate de holle ruimte kleiner is, het mengsel een betere weerstand tegen erosie en een grotere duurzaamheid heeft. Een mengsel met een kleine holle ruimte is beter afgesloten tegen uitwendige invloeden zoals lucht, licht en water.

Er kan zich tussen het bitumen en het mineraal water dringen waardoor de hechting verloren gaat; dit wordt met een Engelse term stripping genoemd. Door blootstelling aan lucht en licht verouderd het bitumen. In verband hiermee is ook de grootte en de onderlinge verbinding van de poriën van belang.

Tevens is de holle ruimte en de verdeling hiervan bepalend voor de zand- en waterdichtheid van een mengsel.

Alhoewel waterdichtheid niet altijd een functionele eis is, geeft ze wel een indicatie voor de bestendigheid van een mengsel.

Ter illustratie:

- Een mengsel van zand met 5 massaprocent bitumen en een holle ruimte van 25 procent is zanddicht. Echter een mengsel open steenasfalt (80 massaprocent steen, 20 massaprocent mastiek) met dezelfde holle ruimte is dit niet.
- Een asfaltbetonmengsel met 3% holle ruimte kan als absoluut waterdicht beschouwd worden. De poriën staan dan niet meer met elkaar in verbinding. Om dezelfde reden is ook een mastiekmengsel met een relatief hoge holle ruimte van 10% waterdicht.

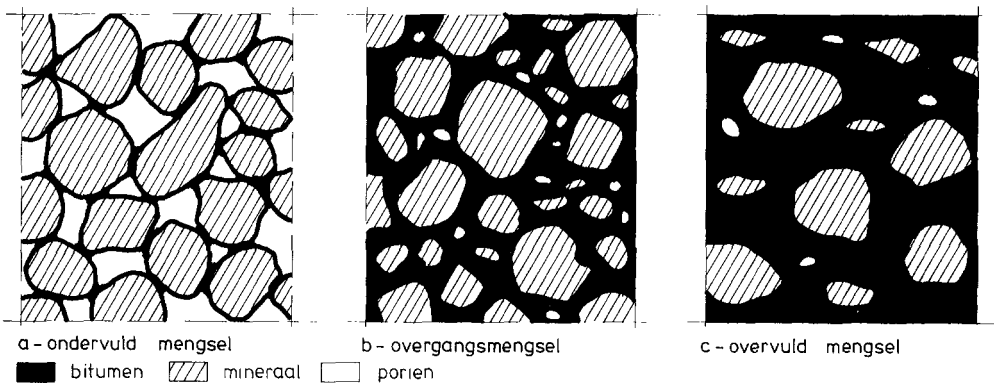


Fig. 1.1. Mate van vulling van het mineraalaggregaat met bitumen.

HOOFDSTUK 2

HET MINERAALAGGREGAAT

2.1 Algemeen

Het is van belang dat het bitumen zich goed hecht aan het mineraalaggregaat. Hierbij dient onderscheid gemaakt te worden in:

1. fysische hechting:
naarmate het mineraal een ruwer oppervlak heeft is de hechting beter.
2. chemische hechting:
indien het mineraal enigszins basisch reageert – bitumen is zwak zuur – is de hechting beter. Dit doen over het algemeen gesteenten met een gering gehalte aan siliciumoxide. Tevens is het zeer belangrijk dat het mineraal droog is bij menging.

Een lage holle ruimte wordt bij een niet overvuld asfaltmengsel bereikt door afstemming van de steenfractie op de zandfractie, en door een goede gradatie van het mineraal: de ruimte tussen de grotere korrels wordt dan opgevuld door kleinere.

Door de vulstoffractie te verhogen, zonder dat er evenwel opruiming van het zand/steen-skelet ontstaat, kan een grotere inwendige stabiliteit verkregen worden. De inwendige stabiliteit in gebruikstoestand neemt eveneens toe bij toepassing van hoekige materialen in plaats van ronde, dus bijvoorbeeld steenslag in plaats van grind; brekerzand in plaats van rond zand.

Welke hoeveelheid bitumen nodig is voor het aan elkaar binden van het mineraal, hangt af van het specifieke oppervlak van het mineraal. Het specifieke oppervlak is kleiner naarmate de gemiddelde diameter van de korrels groter is.

Het mineraalaggregaat kan worden onderverdeeld naar korrelafmeting. In Nederland is de volgende terminologie gebruikelijk:

- materiaal groter dan 2 mm: steenfractie;
- materiaal tussen 2 mm en 63 μm : zandfractie;
- materiaal kleiner dan 63 μm : vulstoffractie.

2.2 De steenfractie

De steenfractie bestaat uit steenslag, dat is een gebroken materiaal, of een rond materiaal zoals grind.

De steenslag moet tijdens de menging en verdichting een zekere weerstand tegen verbrijzeling bezitten. Dit is afhankelijk van:

- de korrelvorm: kubusvorm is het beste;
- de sterkte van het materiaal.

Een hoekige vorm geeft een hogere haakweerstand.

De maximale korrelafmeting in een asfaltmengsel wordt mede bepaald door de aan te leggen laagdikte en het productie- en verwerkingsmaterieel. Een grote korrel geeft over het algemeen een betere stabiliteit maar benadeelt de verwerkbaarheid van het mengsel. Tevens wordt het gevaar van ontmenging groter.

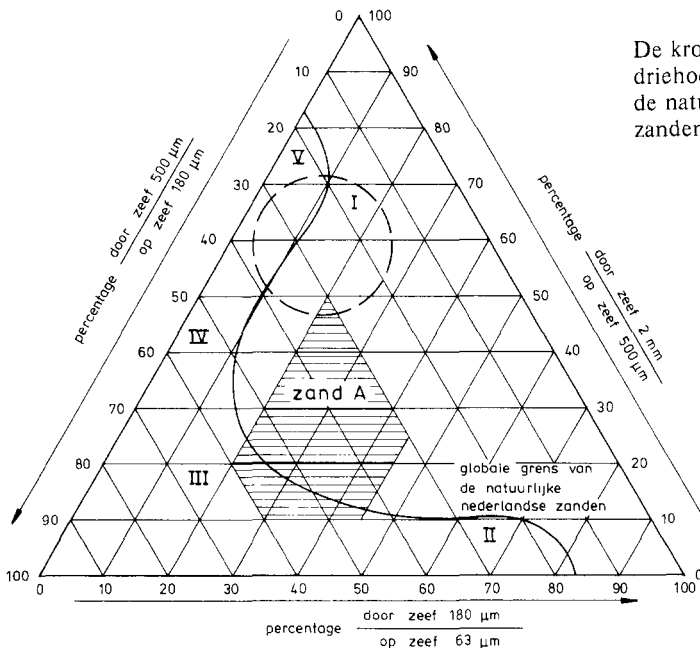
Voor eisen aan de steen te stellen wordt verwezen naar Eisen '78 [6].

2.3 De zandfractie

Voor bitumineuze mengsels wordt natuurlijk zand, brekerzand of een mengsel hiervan gebruikt.

De korrelgradering van het zand speelt een grote rol, vanwege de stabiliteit, de holle ruimte en de bindmiddelbehoefte van een mengsel. Soms is de korrelgradering voorgeschreven. Indien dit niet het geval is, moet via laboratoriumonderzoek een zandmengsel gekozen worden dat op een zo economisch mogelijke wijze aan de mengsel-eigenschappen voldoet. Vaak wordt dit bereikt door menging van verschillende zandsoorten.

Zand kan worden gekarakteriseerd door de massapercentages van de zeeffracties die liggen tussen de zeven met maasgrootte 2 mm, 500 μm , 180 μm en 63 μm . De samenstelling kan, aan de hand van de zeeffracties, grafisch in de zogenaamde zanddriehoek worden weergegeven (fig. 2.1).



De kromme lijn in de zanddriehoek is de globale grens van de natuurlijke Nederlandse zanden

- I brekerzand
- II zeer fijn zand
- III matig fijn zand
- IV matig grof zand
- V zeer grof zand

Fig. 2.1. De zanddriehoek [5].

Zand wordt beter gegradeerd genoemd indien het ligt in het gearceerde gebied van de driehoek. Dit komt overeen met zand A volgens de Eisen '78. Daar heeft het de volgende korrelverdeling:

door zeef	op zeef	massapercentage	
		gewenst	grenzen
2 mm	500 μm	25	10-50
500 μm	180 μm	40	30-60
180 μm	63 μm	35	20-45

2.4 De vulstof

De vulstof [5]:

1. vult de holle ruimte van het steen-zandmengsel zodat een betere gradatie wordt verkregen;
2. vormt samen met het bitumen het eigenlijke bindmiddel;
3. heeft een verstijvende werking op het bindmiddel waardoor de viscositeit toeneemt en ontmengingsverschijnselen verminderen.

In de waterbouw zijn over het algemeen mengsels gewenst die aan de flexibele kant liggen. Daarom worden 'zwakke' tot 'zeer zwakke' vulstoffen toegepast, die weinig bitumen binden waardoor meer vrije bitumen overblijft. Een voorkeur genieten vulstoffen die ongevoelig zijn voor water en basisch reageren. Hierdoor wordt de hechting van bitumen met steen verbeterd.

De hoeveelheid en de holle ruimte van de vulstof bepalen in grote mate de toe te voegen hoeveelheid bitumen.

Mede omwille van de verwerkbaarheid moeten hoge eisen aan de vulstof gesteld worden zoals:

- een constant opneemvermogen;
- constante aard en kwaliteit.

Bij voorkeur wordt kalksteenmeel gebruikt.

Methoden ter karakterisering van de vulstof zijn [63]:

1. de droge verdichtingsproef van Rigden, waarbij een bepaalde gewichtshoeveelheid vulstof volgens een standaardmethode wordt verdicht; daarna wordt het volume gemeten;
2. de proef ter bepaling van het bitumengetal van v. d. Baan. Hierbij wordt aan de vulstof een hoeveelheid water toegevoegd, tot een bepaalde consistentie is verkregen.

Voor de eisen te stellen aan de vulstof wordt verwezen naar de Eisen '78 [6].

HOOFDSTUK 3

HET BITUMEN

Bitumen is een zeer viskeuze, niet vluchtige stof, die in hoofdzaak bestaat uit koolwaterstoffen of derivaten daarvan [5]. De viscositeit van bitumen is afhankelijk van de temperatuur; het is een zogenaamde thermoplastische stof. Hoewel niet gevoelig voor water en de meeste chemicaliën lost het op in lichtere koolwaterstoffen. Het gedrag onder belastingen wordt sterk beïnvloed door temperatuur en belastingstijd.

De consistentie van bitumen kan worden vastgelegd door middel van empirische meetgrootheden:

- In het gemiddelde temperatuurgebied door de penetratie en het verwekingspunt ring en kogel.

De penetratie (pen 25°C) is de indringing gemeten in 0,1 mm die een standaardnaald met een gewicht van 100 gram bij een temperatuur van 25°C gedurende 5 seconden heeft in een monster bitumen.

Het verwekingspunt ring en kogel ($T_{r\&k}$) is de temperatuur in °C waarbij een schijfje van het materiaal vastgehouden in een ring, onder standaard-proefomstandigheden door het gewicht van een kogel een standaard vervorming ondergaat.

Onder de temperatuurgevoeligheid wordt verstaan de mate waarin de viscositeit afhangt van de temperatuur. Deze afhankelijkheid kan worden beschreven met de penetratie-index (PI).

Met behulp van twee penetratiewaarden, bepaald bij verschillende temperaturen, of een penetratiewaarde en het verwekingspunt is de PI te bepalen met de navolgende formule.

$$PI(\text{pen}, \text{pen}) = \frac{20 - 500 \cdot A}{1 + 50 \cdot A}$$

waarin:

$$A = \frac{\log 800 - \log \text{pen}}{T_{r\&k} - 25}$$

pen = penetratie bij 25°C (0,1 mm)

$T_{r\&k}$ = verwekingspunt. Het blijkt dat de penetratie bij de verwekingstemperatuur voor normale bitumina ca. 800 bedraagt (°C)

Met behulp van figuur 3.1 kan op eenvoudige wijze uit twee penetratiewaarden de PI en het verwekingspunt ring en kogel bepaald worden.

Hoe hoger de PI, hoe lager de temperatuurgevoeligheid.

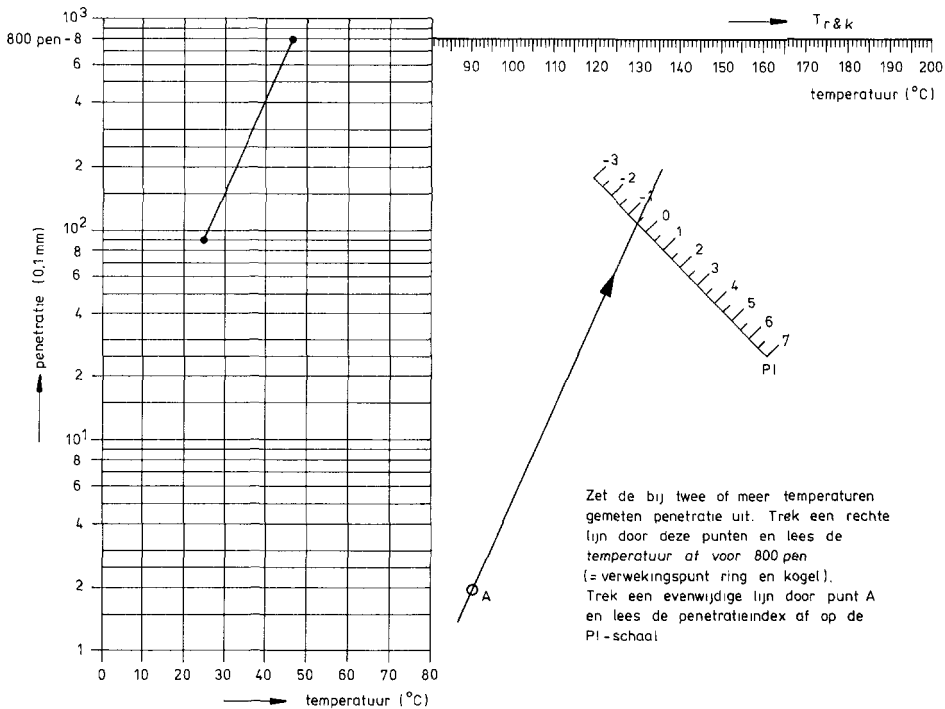


Fig. 3.1. Bepaling van verwekingspunt ring en kogel [5].

Bij standaard bitumina ligt de PI over het algemeen tussen + 1 en - 1. Deze bitumina worden in de handel vaak aangeduid met de grenzen waarbinnen de penetratie moet liggen (b.v. bitumen 80/100).

- In het lage temperatuurgebied geeft het breekpunt van Fraass, het zogenaamde brosheidsgetal, de consistentie weer.

Bepaald wordt hoe bij lage temperatuur een 0,5 mm dik laagje bitumen onder een buigbelasting breekt.

- Het hogere temperatuurgebied is van belang voor het mengen en verwerken van het asfaltmengsel. Hiervoor is een zekere viscositeit vereist.

De onderstaande kinematische bitumenviscositeitswaarden zijn bepalend voor de verschillende fasen in de verwerking [5]:

- voor sproeien ca. 20-50 mm²/s
- voor mengen met mineraal ca. 150-300 mm²/s
- voor verpompen met een bitumenwagen ca. 1200 mm²/s
- voor het aanbrengen en verdichten, afhankelijk van het mengseltype ca. 300-2000 mm²/s

Opmerking: De dynamische viscositeit (η) wordt uitgedrukt in Pa · s (Pascalseconde); de kinematische viscositeit (ν) in m^2/s .

Het verband tussen de dynamische en kinematische viscositeit wordt gegeven door de relatie $\nu = \eta/\rho$ (ρ is de dichtheid van het materiaal in kg/m^3 , zie tabel 3.1).

1 Pascal = 1 N/m^2

1 Poise = 0,1 Pa · s

Voor de kinematische viscositeit wordt als eenheid ook wel de stokes gebruikt.

1 Stokes = $10^{-4} \text{ m}^2/\text{s}$

Temperaturen behorende bij dezelfde viscositeit worden equiviscositeitstemperaturen (EVT) genoemd. Zo is bijvoorbeeld de temperatuur waartoe een bitumen verhit moet worden om de mengviscositeit van $170 \text{ mm}^2/\text{s}$ te verkrijgen een EVT. Hij bedraagt 160 à 170 °C voor een bitumen 45/60 en 150 à 160 °C voor een bitumen 80/100 (fig. 3.2). Indien blootgesteld aan lucht treedt verharding van het bitumen op. Dit uit zich in een verlaging van de penetratie en een verhoging van het verwekingspunt. Deze verharding wordt veroorzaakt door verdamping van vluchtige bestanddelen en oxydatie. Het proces verloopt sneller bij hogere temperaturen. Bij menging en verwerking van asfalt-

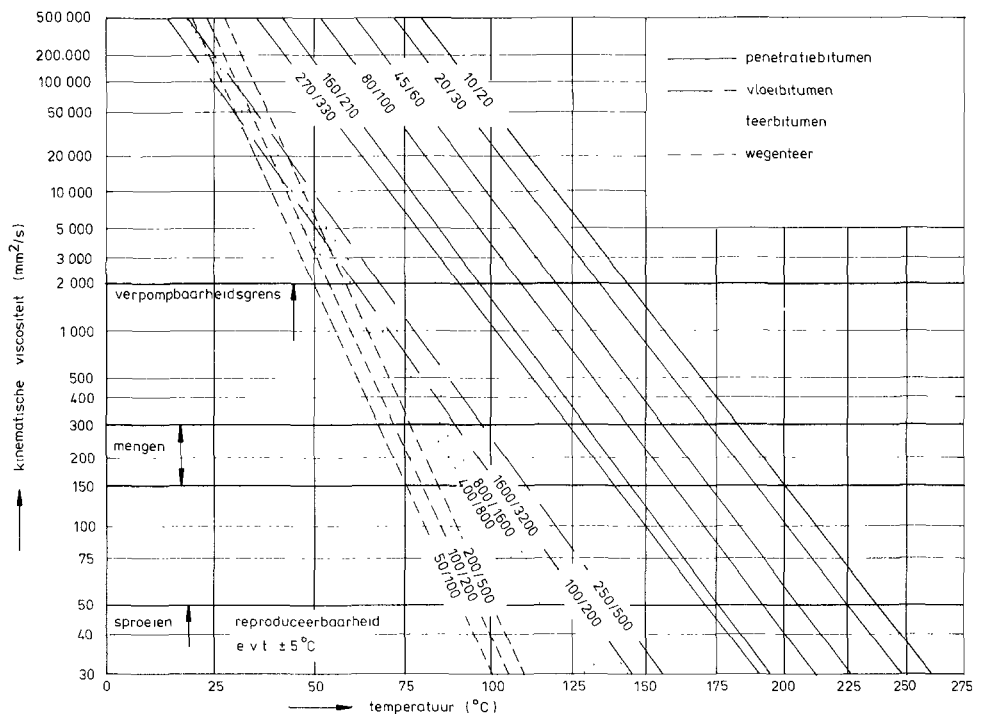


Fig. 3.2. De viscositeit van verschillende bitumina als functie van de temperatuur [5].

mengsels treedt dus al een aanzienlijke verharding op. Verharding die optreedt in de loop van de tijd wordt veroudering genoemd.

De kwaliteit van een bitumen moet zo zijn dat de verharding niet te groot is.

Met de zogenaamde thermostabiliteitsproef, waarbij een monster bitumen gedurende 5 uur op 163 °C wordt verhit, vindt hiernaar onderzoek plaats. De penetratie mag voor en na de proef niet te veel verschillen.

Het bitumen mag na productie op de raffinaderij niet verhit worden boven 200 °C aangezien dan de materiaaleigenschappen ontoelaatbaar veranderen omdat bepaalde kraakprocessen op gang komen.

Bitumen mag niet te hard zijn. De verwerkingsviscositeit moet voldoende laag zijn (ca. 0,2 Pa · s bij 140 à 160 °C) en het breekpunt van Fraass mag onder kritieke omstandigheden van mechanische aanval bij lage temperaturen niet worden bereikt [8].

Voor eisen en proeven betreffende bitumen wordt verwezen naar Eisen '78 [6] of NEN 3902 [21].

Tabel 3.1 geeft de dichtheden van enkele soorten bitumen bij verschillende temperaturen.

Tabel 3.1. Dichtheden van penetratiebitumina bij verschillende temperaturen [5].

bitumen (pen)	temperatuur (°C)											
	25°	100°	110°	120°	130°	140°	150°	160°	170°	180°	190°	200°
	dichtheid (1000 kg/m ³)											
270/330	1,01	0,97	0,96	0,95	0,95	0,94	0,94	0,93	0,93	0,92		
160/210	1,02	0,97	0,96	0,96	0,96	0,95	0,94	0,94	0,93	0,93	0,92	0,92
80/100	1,03	0,97	0,98	0,97	0,97	0,96	0,96	0,95	0,95	0,94	0,93	0,93
45/60	1,04		0,98	0,98	0,97	0,97	0,96	0,96	0,95	0,94	0,94	0,93
20/30	1,05			0,99	0,98	0,97	0,96	0,96	0,96	0,95	0,95	0,94

HOOFDSTUK 4

ANDERE TOEVOEGINGEN (HULPSTOFFEN)

Met de toevoeging van hulpstoffen aan het bitumen wordt beoogd:

- Een betere hechting te verkrijgen door verlaging van de grensvlakspanning tussen bitumen en mineraal. Dit beperkt stripping. Het effect is op korte termijn aan te tonen, maar op een termijn van meer dan twee jaar niet. In de waterbouw zijn hechtverbeteraars incidenteel toegepast. Er moet rekening mee worden gehouden dat de viscositeit verandert door toevoeging van hechtverbeteraars.
- Eigenschappen zoals viscositeitsgedrag kunnen beïnvloed worden door toevoeging van polymeren, hetzij fysisch hetzij chemisch gemengd. In de waterbouw worden ze vooralsnog niet toegepast.

De hulpstoffen kunnen tijdens de bereiding of voor de verwerking van het asfaltmengsel worden toegevoegd. Bij toevoeging vooraf aan het bindmiddel moet ontmenging worden voorkomen.

HOOFDSTUK 5

DE MENGSELSAMENSTELLING

Het bepalen van een mengselsamenstelling komt er veelal op neer dat bij toepassing van de toegestane of aanwezige grondstoffen binnen bepaalde grenzen, op basis van een onderzoek naar de mechanische eigenschappen, een keuze wordt gedaan op het gebied van korrelverdeling en bitumengehalte [5].

Voor verschillende toepassingen zijn globale samenstellingen in de vorm van massa-verhoudingen voorgeschreven. Op grond van laboratorium- en praktijkonderzoek wordt de definitieve samenstelling bepaald.

Er zijn globaal twee principes voor het vaststellen van een mengselsamenstelling [9]:

1. Ontwerp op stabiliteit, indien een mengsel met een zekere stevigheid is gewenst. Het bitumengehalte wordt in zo'n geval afgestemd op de gradering.
2. Ontwerp op gewenste viscositeit indien het mengsel flexibel moet zijn. Hiervoor is een zekere overvulling van de holle ruimte in het mineraalaggregaat noodzakelijk.

HOOFDSTUK 6

DE MENGSELEIGENSCHAPPEN

6.1 Algemeen

Zoals reeds gezegd berust de keuze van een mengselsamenstelling op onderzoek naar de mengseleigenschappen.

De belangrijkste eigenschappen zijn:

- mate van doorlatendheid
- fysisch-mechanische eigenschappen
- stabiliteit
- duurzaamheid
- verwerkbaarheid en verdichtbaarheid.

6.2 De mate van doorlatendheid

Een dijkbekleding - en asfalt kan daar een onderdeel van zijn - moet in zijn geheel zanddicht zijn. Waterdichtheid wordt soms vereist.

Het holle ruimte-percentages van een mengsel en de grootte en oriëntering van de poriën bepalen de mate van doorlatendheid. De factoren die van invloed zijn op de holle ruimte zijn aangegeven in 1.3.

Indien de keuze valt op een toplaag bestaande uit een zanddoorlatend asfaltmengsel, moet de zanddichtheid gewaarborgd worden door een filter.

De waterdichtheid van een asfaltmengsel wordt bij toepassing als dijkbekleding vaak gerelateerd aan klei dat in dat verband als waterondoorlatend geldt. De doorlatendheidscoëfficiënt van asfaltbeton met een holle ruimtepercentage van 8% bedraagt ca. 10^{-8} m/s.

Bij toepassing van asfaltmengsels als afdichting van waterreservoirs zal een hogere eis aan de waterdichtheid gesteld worden. Een 5 cm dikke plaat van een bitumineus mengsel met een holle ruimte van 3% laat ook na enige uren onder een druk van 3 atm. geen water door [12]. Wel moet bij mengsels met een laag holle ruimte-percentages bijzondere aandacht worden besteed aan de verdichting om het initiëren van scheuren te voorkomen.

6.3 De fysisch-mechanische eigenschappen

Gebleken is dat er op het gebied van de fysisch-mechanische eigenschappen een sterke overeenkomst bestaat tussen een asfaltmengsel en bitumen. Een asfaltmengsel is evenals bitumen een visco-elastisch materiaal: onder kortdurende belastingen en lage tem-

peraturen gedraagt het zich elastisch; onder langere belastingstijden en hogere temperaturen viskeus.

Het visco-elastisch gedrag van asfalt is een voordeel bij toepassing ervan als dijk-bekledingsmateriaal. Het gedraagt zich stijf onder kortdurende belastingen zoals golfklappen, en geeft mee onder langdurige belastingen zoals zettingen.

Opmerking

In onderstaande paragrafen worden nomogrammen gegeven ter bepaling van de stijfheidsmodulus, de toelaatbare rek en de dwarscontractiecoëfficiënt van een asfaltmengsel. In gedachte moet worden gehouden dat hiermee slechts globale waarden worden verkregen. Indien een meer nauwkeurige bepaling gewenst is, is het beter voor ieder toe te passen asfaltmengsel apart onderzoek te verrichten, bijvoorbeeld met dynamische drie- of vierpuntsbuigproeven en kruipproeven.

6.3.1 *De stijfheidsmodulus*

Bij een elastisch materiaal is de vervorming evenredig met de spanning. Als materiaalconstante wordt vaak de elasticiteitsmodulus E gebruikt, ook wel Youngs modulus genoemd, die onafhankelijk is van temperatuur en tijd.

$$E = \sigma / \varepsilon$$

σ = spanning (N/m^2)
 ε = rek van het materiaal (—)

Bij bitumen is een overeenkomstige verhouding sterk afhankelijk van temperatuur (T) en belastingsduur (t).

Ter karakterisering van het materiaal is de stijfheidsmodulus S ingevoerd [5].

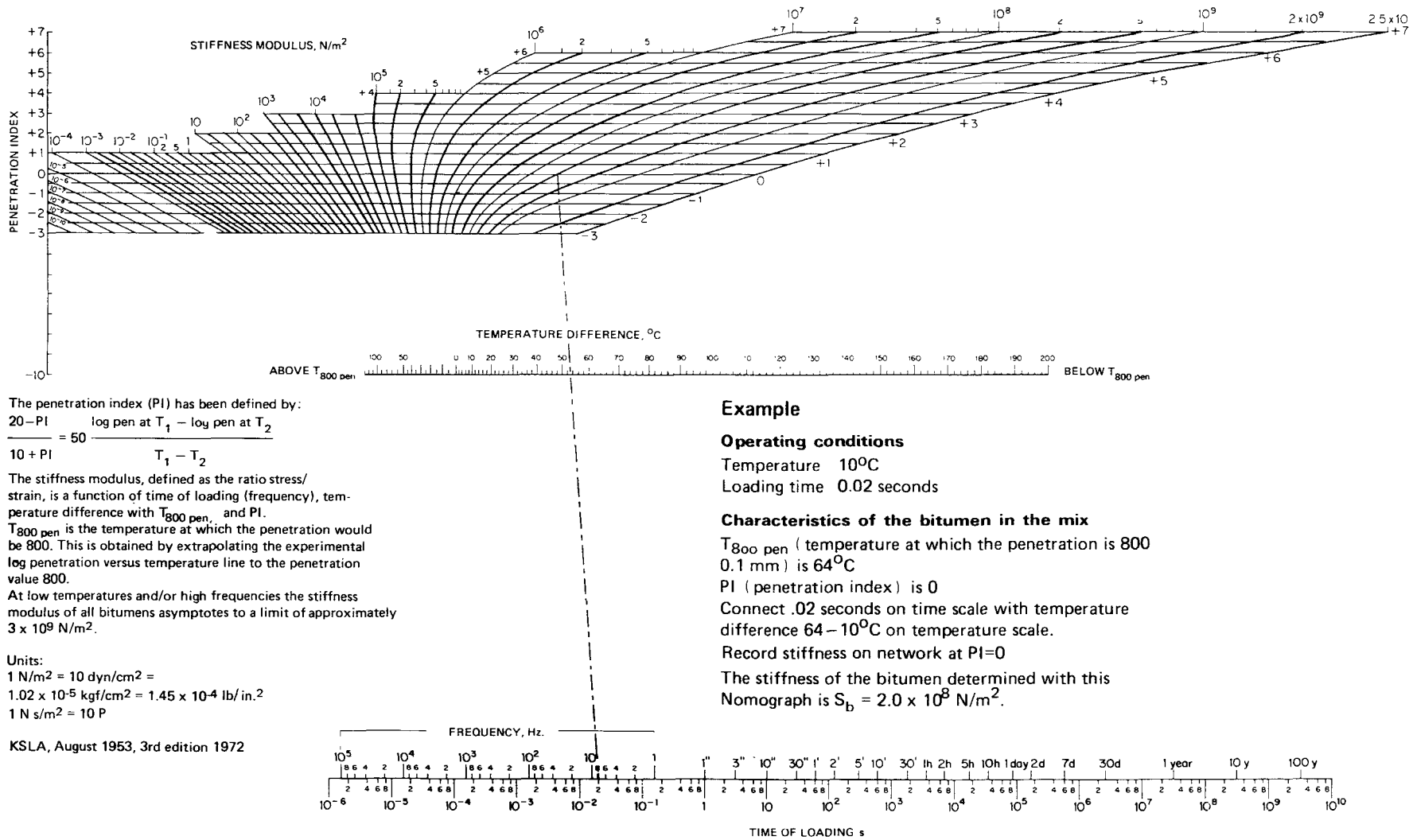
$$S(t, T) = \frac{\sigma}{\varepsilon}$$

Bij toenemende t en T neemt de stijfheidsmodulus af.

Door v. d. Poel is een nomogram samengesteld waarmee de stijfheidsmodulus van bitumen bepaald kan worden (fig. 6.1).

Aangezien een asfaltmengsel zich eveneens visco-elastisch gedraagt, is hier ook de stijfheidsmodulus ingevoerd. Uit onderzoek is gebleken dat er een verband bestaat tussen de S -modulus van bitumen (S_{bit}) en die van een asfaltmengsel (S_{mix}). Hierbij zijn de volumepercentages van mineraal en bitumen meebepalende factoren. Het verband tussen S_{mix} en S_{bit} kan uitgezet worden in een grafiek, de zogenaamde mastercurve. Een voorbeeld van een dergelijke curve is gegeven in figuur 6.2.

Voor de bepaling van de stijfheidsmodulus van asfaltmengsels zijn in de loop van de tijd uit onderzoeken van verschillende laboratoria nomogrammen ontwikkeld. Het meest recente voorbeeld hiervan wordt gegeven in figuur 6.3.



The penetration index (PI) has been defined by:

$$\frac{20 - PI}{10 + PI} = 50 \frac{\log \text{pen at } T_1 - \log \text{pen at } T_2}{T_1 - T_2}$$

The stiffness modulus, defined as the ratio stress/strain, is a function of time of loading (frequency), temperature difference with $T_{800 \text{ pen}}$, and PI. $T_{800 \text{ pen}}$ is the temperature at which the penetration would be 800. This is obtained by extrapolating the experimental log penetration versus temperature line to the penetration value 800.

At low temperatures and/or high frequencies the stiffness modulus of all bitumens asymptotes to a limit of approximately $3 \times 10^9 \text{ N/m}^2$.

Units:
 $1 \text{ N/m}^2 = 10 \text{ dyn/cm}^2 =$
 $1.02 \times 10^{-5} \text{ kgf/cm}^2 = 1.45 \times 10^{-4} \text{ lb/in.}^2$
 $1 \text{ N s/m}^2 = 10 \text{ P}$

KSLA, August 1953, 3rd edition 1972

Example

Operating conditions

Temperature 10°C
 Loading time 0.02 seconds

Characteristics of the bitumen in the mix

$T_{800 \text{ pen}}$ (temperature at which the penetration is 800 0.1 mm) is 64°C

PI (penetration index) is 0

Connect .02 seconds on time scale with temperature difference $64 - 10^\circ\text{C}$ on temperature scale.

Record stiffness on network at $PI=0$

The stiffness of the bitumen determined with this Nomograph is $S_b = 2.0 \times 10^8 \text{ N/m}^2$.

Fig. 6.1. Nomogram ter bepaling van de stijfheidsmodulus van bitumen (v. d. Poel) [64].

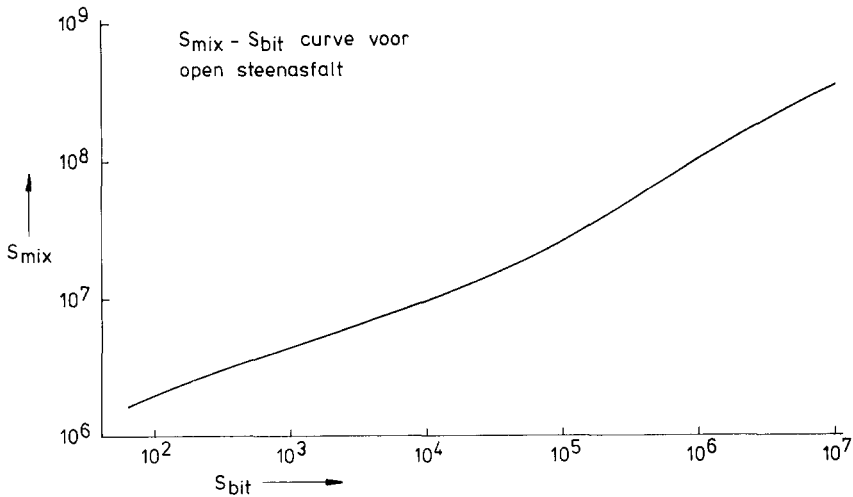


Fig. 6.2. Relatie tussen S_{bit} en S_{mix} voor een open steenasfaltmengsel, de zogenaamde master curve.

Benodigde randvoorwaarden in de figuur 6.3 zijn de volumepercentages van bitumen en mineraal. Deze kunnen op onderstaande wijze uit de mengselsamenstelling afgeleid worden:

$$V_b = d_a \cdot \frac{m_b}{d_b}$$

$$V_g = d_a \left(\frac{m_s}{d_s} + \frac{m_z}{d_z} + \frac{m_f}{d_f} \right)$$

$$HR = 100 \left(1 - \frac{d_a}{d_m} \right)$$

$$d_m = \frac{100}{\left(\frac{m_s}{d_s} + \frac{m_z}{d_z} + \frac{m_f}{d_f} + \frac{m_b}{d_b} \right)}$$

indien $m_s + m_z + m_f + m_b = 100\%$

hierin zijn:

V_b = volumepercentage bitumen

V_g = volumepercentage mineraal

m = massapercentage

d = dichtheid (kg/m^3)

d_a = dichtheid asfaltmengsel met holle ruimte (kg/m^3)

d_m = dichtheid asfaltmengsel zonder holle ruimte (kg/m^3)

HR = holle ruimte-percentage in het asfaltmengsel

De indices s, z, f en b staan voor respectievelijk steen, zand, vulstof en bitumen.

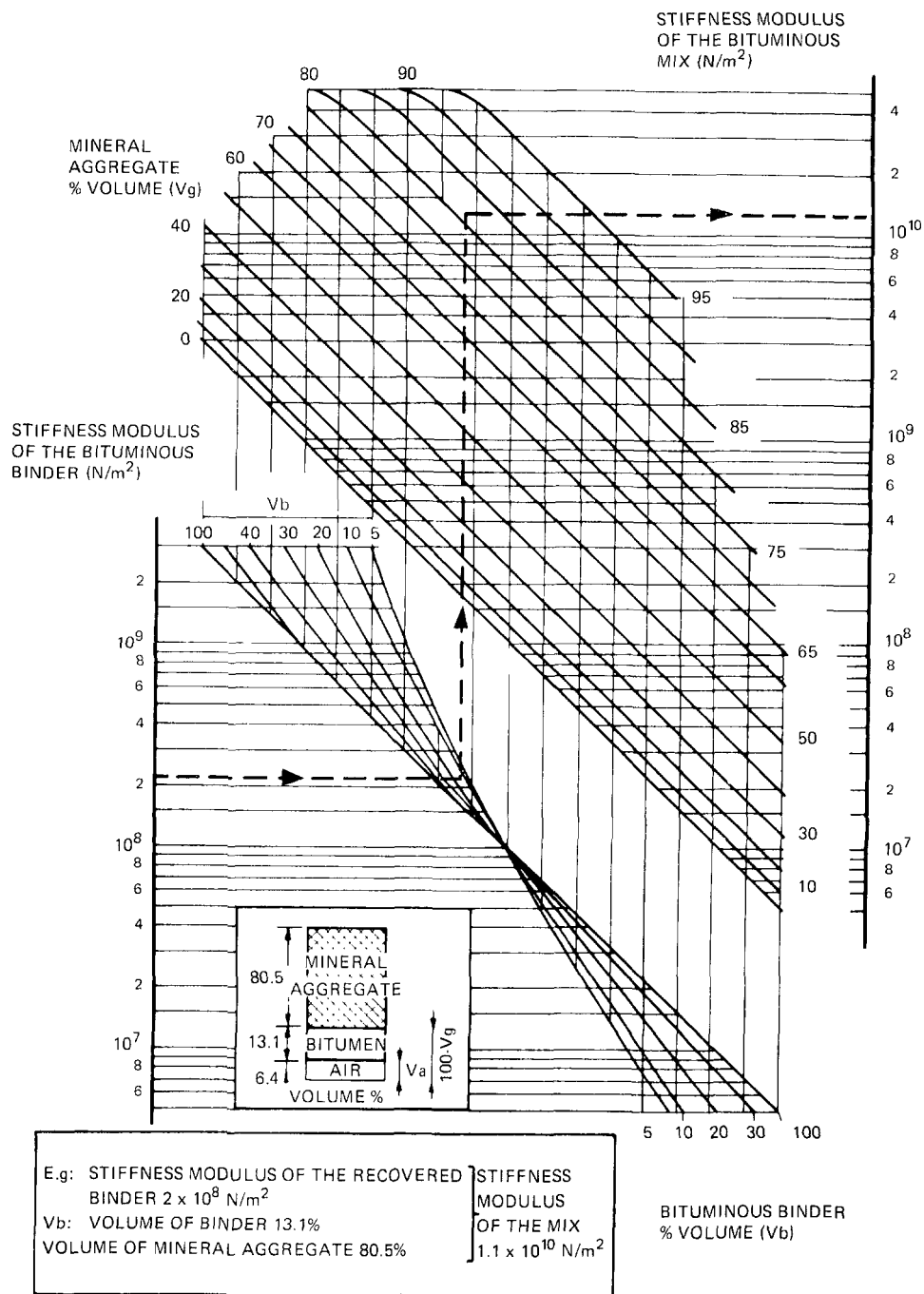


Fig. 6.3. Nomogram ter bepaling van de stijfheidsmodulus van asfaltmengsels (Bonnaure e.a.) [65].

Indien de dichtheden van de afzonderlijke componenten niet exact bekend zijn kunnen de volgende waarden gebruikt worden:

bitumen:	$d = 1020 \text{ kg/m}^3$
graniet:	$d = 2850 \text{ kg/m}^3$
basalt:	$d = 2950 \text{ kg/m}^3$
kalksteen:	$d = 2700 \text{ kg/m}^3$
rivier- en duinzand:	$d = 2650 \text{ kg/m}^3$

Het nomogram, dat een nauwkeurigheid heeft ter grootte van een factor 1,5 à 2, geldt voor $S_{\text{bit}} > 10^6$ en $S_{\text{mix}} > 10^8 \text{ N/m}^2$.

Bij lagere moduli gaan andere factoren als korrelvorm en korrelverdeling van het mineraal een duidelijke rol spelen. De bepaling van de stijfheidsmodulus kan geschieden met statische of dynamische proeven.

Voor mengsels met een holle ruimte-percentages tot 5% kan de stijfheidsmodulus ook worden afgeschat met de relatie [66]:

$$S_{\text{mix}} = S_{\text{bit}} \left(1 + \frac{2,5}{n} \cdot \frac{C_v}{1 - C_v} \right)^n$$

met:

$$n = 0,83 \log \left(\frac{4 \cdot 10^{10}}{S_{\text{bit}}} \right)$$

$$C_v = \frac{\text{volume van het mineraal}}{\text{volume van mineraal + bitumen}}$$

$$S_{\text{bit}} = \text{stijfheidsmodulus bitumen (N/m}^2\text{)}$$

6.3.2 De toelaatbare rek

Voor de sterkteberekening van een asfaltconstructie is het noodzakelijk dat behalve de stijfheidsmodulus ook de toelaatbare rek bekend is.

Asfaltmengsels zijn vermoeiingsgevoelig; de toelaatbare rek bij breuk neemt af naarmate het materiaal vaker wordt belast.

Als algemene vermoeidheidsrelatie kan gelden:

$$N = k \cdot \sigma^{-a}$$

waarin:

N = aantal belastingsherhalingen met grootte σ waarbij het materiaal bezwijkt

σ = grootte van de opgelegde spanning

k en a = constanten voor een bepaald mengseltype met een bepaalde stijfheidsmodulus;

de factor a ligt over het algemeen tussen 3 en 7 en bedraagt voor normale, iets vette, mengsels gewoonlijk 5

De vermoeidheidsrelatie kan bepaald worden met behulp van dynamische proeven of eventueel uit figuur 6.4.

Bij de aanwezigheid van wisselende belastingen wordt er vooralsnog van uitgegaan dat de regel van Miner geldt. Deze stelt dat elke belastingswisseling met een zekere waarde aan het materiaal, waarvoor de levensduur bij voortgezette herhaling N is, een schade toebrengt ter grootte van n/N bij n belastingsherhalingen. Breuk of vermoeidheid treedt dan op als sommatie van al die schades de waarde 1 bereikt. Bij combinatie van telkens n_j belastingswisselingen met een amplitude σ_j wordt de bezwijkgrens bereikt wanneer is voldaan aan de voorwaarde [67]:

$$\sum \frac{n_j}{N_j} = 1$$

Een nomogram is ontwikkeld [68] waarmee de initiële vermoeidheidsbreukrek afhankelijk van de asfaltmengselkenmerken S_{mix} , V_b en PI kan worden afgeschat, naar gelang het aantal belastingsherhalingen (fig. 6.4.).

In het nomogram wordt onderscheid gemaakt tussen belastingen die te beschouwen zijn als constante rek amplitude en als constante spanningsamplitude (zie de twee verschillende S_{mix} schalen).

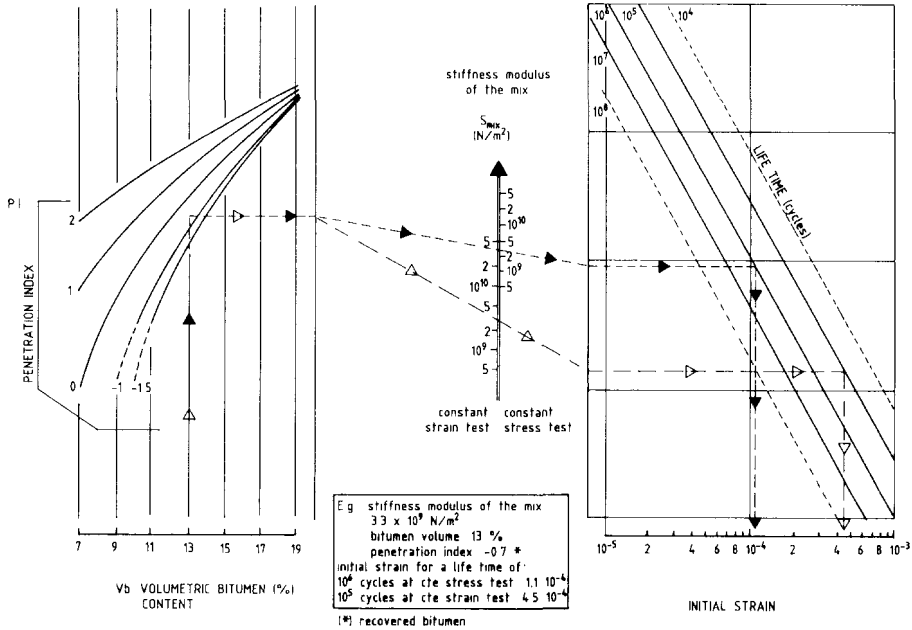


Fig. 6.4. Nomogram ter bepaling van vermoeidheidsbreukrekken van asfalt [68].

Ten grondslag aan het nomogram liggen de formules:

1. voor constante rek

$$\varepsilon_0 = (4,102 \times \text{PI} - 0,205 \times \text{PI} \times V_b + 1,094 \times V_b - 2,707) \times S_m^{-0,36} \times N^{-0,2}$$

2. voor constante spanning

$$\varepsilon_0 = (0,300 \times \text{PI} - 0,015 \times \text{PI} \times V_b + 0,080 \times V_b - 0,198) \times S_m^{-0,28} \times N^{-0,2}$$

waarin:

ε_0 = initiële vermoeidheidsbreukrek

PI = penetratie-index van het teruggewonnen bitumen

V_b = volume van het bindmiddel

S_m = stijfheidsmodulus van het mengsel

N = aantal belastingsherhalingen waarbij bezwijken door vermoeiing optreedt

Indien de belasting na enige tijd ophoudt, zal het asfalt zich enigszins herstellen. De mechanische eigenschappen verbeteren weer.

6.3.3 De viskeuze vervorming van blijvende aard

Bij langere belastingstijden gedraagt asfalt zich viskeus. Er kunnen blijvende vervormingen optreden. De stijfheidsmoduli in dit gebied zijn laag en kunnen over het algemeen niet uit figuur 6.3 gevonden worden. Dit dient per mengsel te gebeuren met behulp van statische of dynamische proeven zoals kruipproeven.

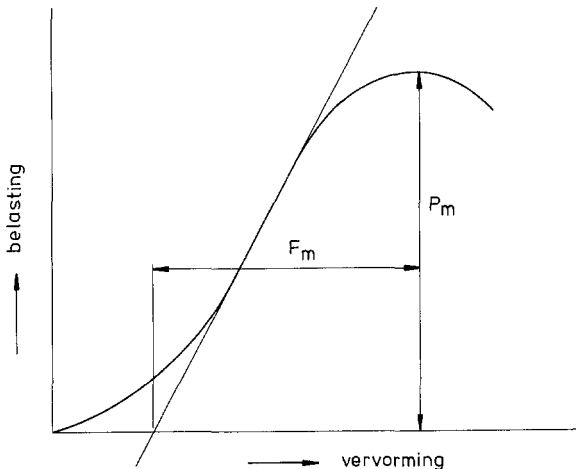


Fig. 6.5. Het Marshall-diagram.

Veel gebruikt wordt de zogenaamde Marshall-test, ter bepaling van de weerstand tegen vervorming [6].

Deze test geeft slechts waarden ter vergelijking met andere mengsels en geen reken-grootheden.

Bij deze proef wordt van in het laboratorium vervaardigde proefstukken onder voor-geschreven belasting de kracht tot bezwijken en de daarbij optredende vervorming gemeten.

De breukkracht wordt de Marshall-stabiliteit P_m genoemd; de optredende vervorming de Marshall-vloei F_m . Het verloop van kracht en vervorming, tijdens de proef geregis-treerd, wordt weergegeven door een Marshall-diagram (fig. 6.5).

6.3.4 De dwarscontractiecoëfficiënt

De dwarscontractiecoëfficiënt, ook wel constante van Poisson genoemd, is de verhou-ding tussen de rek in zijdelingse richting en de rek in de richting van de belasting. Ze kan afgeschat worden met behulp van S_{bitumen} en het holle ruimte-percentage van het mengsel uit figuur 6.6 [11].

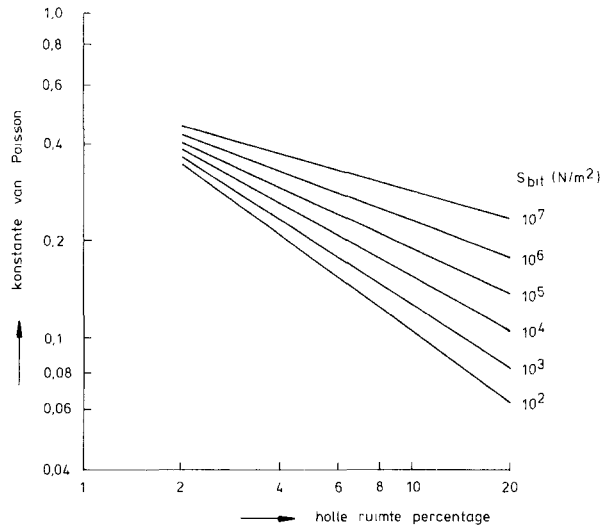


Fig. 6.6. De dwarscontractiecoëfficiënt voor asfaltmengsels [11].

6.3.5 De temperatuur

Bij de bepaling van de eigenschappen van asfalt dient de omgevingstemperatuur bekend te zijn.

Er kan niet volstaan worden met bijvoorbeeld de hoogst mogelijke temperatuur te kiezen aangezien daar wel de stijfheidsmodulus het laagst is, maar de breukrek het grootst. Een oplossing zou kunnen zijn in de berekening de stijfheidsmodulus en de toelaatbare rek bij verschillende temperaturen in te voeren en de minst gunstige omstandigheid te kiezen.

De temperaturen die voorkomen in een asfaltbekleding kunnen variëren tussen enige graden onder nul bij strenge vorst, of indien de bekleding onder water ligt -2°C , (onderkoeld zeewater), en meer dan $+50^{\circ}\text{C}$ bij zonbestraling.

6.4 De stabiliteit

6.4.1 Inwendige stabiliteit

Wordt een laag bitumen op een helling gelegd dan zal deze door het eigen gewicht en zijn viskeuze gedrag van de helling af proberen te vloeien (fig. 6.7) (zie ook Appendix IX). Een opgewekte inwendige schuifspanning zal dit proberen tegen te werken.

Asfalt is een mengsel van een mineraalaggregaat en bitumen. De inwendige wrijving die het afschuiven tegen probeert te werken, wordt mede opgewekt door het wrijven van de aggregaatdelen op elkaar en is dus onder meer afhankelijk van de normaaldruk die de delen op elkaar uitoefenen.

Het bitumen heeft een smerende werking zodat de inwendige weerstand geringer is dan die in een zuiver mineraal mengsel. De hoeveelheid bitumen is hierbij van grote invloed.

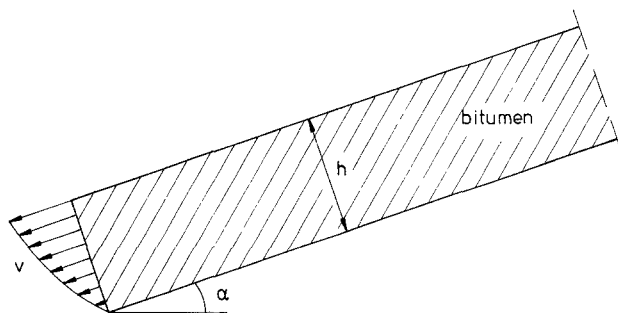


Fig. 6.7. Viskeus gedrag van bitumen op een helling.

6.4.2 Uitwendige stabiliteit

De bekleding moet zo zwaar en zo groot zijn dat hij door de optredende belastingen niet in zijn geheel wordt meegenomen.

6.5 De duurzaamheid

De bekleding moet, na verloop van tijd, zijn functie blijven vervullen. De kenmerkende fysisch/mechanische eigenschappen mogen dus niet te snel achteruit gaan. Van invloed hierop zijn onderstaande aspecten.

6.5.1 Veroudering

Door blootstelling aan licht en lucht wordt het bitumen harder. Hierdoor veranderen materiaaleigenschappen als stijfheidsmodulus, breukrek en viscositeit. Dit effect is sterker naarmate de temperatuur en het holle ruimte-percentage hoger zijn.

Bij een dicht asfaltmengsel zoals asfaltbeton treedt veroudering slechts op in een zeer dun laagje aan het oppervlak.

Bij de dimensionering van de bekleding moet rekening worden gehouden met verharding van bitumen, vooral tijdens menging en verwerking van het asfaltmengsel. In het algemeen wordt een teruggang van de penetratiewaarde van het bitumen van 10 à 25% als normaal gezien, afhankelijk van het type menginstallatie.

6.5.2 'Stripping'

Tussen het bitumen en het mineraal kan water dringen waardoor de hechting verloren gaat. Dit noemt men in de praktijk 'stripping'.

Naarmate de holle ruimte in het mengsel minder is wordt het gevaar van stripping kleiner. Uit proefnemingen [12] is gevonden dat bij mengsels met een holle ruimte-percentage kleiner dan 6% geen en bij mengsels met een holle ruimte-percentage kleiner dan 10% weinig gevaar voor 'stripping' bestaat.

Een methode om de achteruitgang van het mengsel te meten is de 'Immersion Compression Test' afkomstig uit de Amerikaanse wegenbouw [39]. Hierbij wordt de reststabiliteit gemeten, dit is de verhouding tussen de drukvastheid van aangetaste en onaantaste monsters. Tijdens de proef worden monsters bij hoge temperaturen gedurende een bepaalde tijd in water opgeslagen.

6.5.3 De erosiegevoeligheid

Stromend water kan een eroderende werking hebben op asfaltmengsels. Vooral als het water vaste bestanddelen meevoert is het goed mogelijk dat erosie ontstaat, ten gevolge van de botsingskrachten van deze delen met het asfaltoppervlak.

De door de botsingen veroorzaakte spanningen in het asfalt zullen toenemen met de hardheid van het bindmiddel. De weerstand van het materiaal tegen deze krachten neemt echter bij grotere hardheid van het bindmiddel niet evenredig toe.

Uit deze overwegingen volgt de regel:

Hoe lager de minimumtemperatuur waarbij erosie kan voorkomen des te hoger moet de penetratie van het toegepaste bitumen zijn [12].

6.5.4 *Biologische aantastingen*

Organismen kunnen asfalt in meer of mindere mate aantasten.

In de regelmatig overspoelde tijzone worden veelal beschadigingen gevonden veroorzaakt door algen en zeepokken.

In de hogere zones zullen het vooral planten zijn die met hun wortels en uitlopers de asfaltlaag beschadigen [13].

- Aantasting door algen (draadwieren).

Droogt een algenlaag uit dan krimp zij en oefent schuifspanningen uit op de bekleding. Hierdoor kan het asfaltoppervlak worden aangetast (foto 1).

Bestrijding kan plaatsvinden door middel van:

1. Een oppervlakbehandeling met bitumen, een emulsie, wegenteer of teerbitumen. De laatste twee mogelijkheden hebben als voordeel dat ze goed bestand zijn tegen olieproducten maar als nadeel dat ze in zekere mate schadelijk zijn voor het milieu. Het bekledingsoppervlak wordt hiermee glad gemaakt, zodat er minder aangrijpingspunten overblijven voor de algen. In of nabij de tijzone is het daarom beter de oppervlakbehandeling niet af te strooien met split of schelpgruis.
2. Blaaswieren. Een dek van blaaswieren verhindert uitdroging van de algenlaag.
3. Chemische bestrijdingsmiddelen. Deze zijn echter vaak onvriendelijk voor het milieu.

- Aantasting door zeepokken.

Deze dieren, die te vinden zijn in het onderste deel van de tijzone, oefenen tijdens hun groeiproces drukkrachten uit op de spleetjes en kuiltjes waarin zij zich vestigen. In de aldus ontstane ruimtes kunnen vervolgens mosselen gaan groeien die de aantasting voortzetten. Bestrijding kan met:

1. Een oppervlakbehandeling, als boven.
2. Een laagje bitumen, dat de organismen doodt.

- Aantasting door planten.

Planten kunnen met hun wortels en uitlopers grote krachten uitoefenen (foto 2). Uit zaden in de ondergrond kunnen planten van onderuit door de bekleding heen groeien. De grondsoort is hierbij sterk van invloed; in opgespoten plaatszand zullen weinig tot geen kiemen aanwezig zijn. Ook het milieu zal een rol spelen, met name als er sprake is van een zoute of zoete omgeving. Eventueel kan de ondergrond vooerbewerkt worden met een plantendodend middel.

Een gladde bekleding waarin geen scheurtjes of kuiltjes zitten zal weinig aangrijpingspunten bieden voor het ontkiemen van zaden die op de dijk terecht komen. Een goede oppervlakbehandeling kan dus van belang zijn.

6.5.5 Chemische aantasting

Bitumineuze materialen zijn chemisch inert, behalve tegen sommige koolwaterstoffen. De concentratie van de koolwaterstoffen moet overigens zeer hoog zijn wil ze tot daadwerkelijke schade leiden. Een oppervlakbehandeling van teer of teerbitumen kan deze aantasting tegengaan, maar is milieu-onvriendelijk.

6.5.6 Overige belastingen

Andere belastingen die op een bekleding kunnen werken zijn:

1. verkeer, zowel tijdens aanleg als in de definitieve fase;
2. vernielingen, al dan niet het gevolg van recreatie;
3. drijvend vuil;
4. aanvaringen en ankerworpen;
5. ijs.

6.6 Verwerkbaarheid

Om een zo goed mogelijke hechting van het bitumen met het mineraal te verkrijgen dient de menging zeer gelijkmatig en volledig te gebeuren. Hiertoe moet het bitumen een lage viscositeit hebben, ofwel dun vloeibaar zijn. Dit is te bereiken door:

- a. Het bitumen te verwarmen tot 150–200 °C (E.V.T. 150–300 mm²/s); er wordt dan van 'warm asfalt' gesproken.
- b. Het bitumen te verdunnen met een oplosmiddel, bijvoorbeeld een geschikte aardoliefractie, of te emulgeren in water. Hier is 'koud asfalt' de term.
 - ad a. 'Warm asfalt' wordt bereid in een asfaltmenginstallatie waarbij het bitumen wordt verhit tot mengviscositeit, en vervolgens toegevoegd aan het gedroogde, voorverwarmde mineraal.
 - ad b. Het oplosmiddel of het water moet uit het mengsel verdwijnen voordat het stabiel is. Tevens is het gevaar voor 'stripping' bij 'koud asfalt' groter. Onder water of in een vochtig milieu kan dit problemen opleveren, reden waarom in de waterbouw vrijwel geen gebruik wordt gemaakt van 'koud asfalt', behalve als emulsie voor oppervlakbehandeling en als kleefmiddel.

Het mengsel wordt na de bereiding naar het werk getransporteerd en daar verwerkt. De voorschriften voor de mengsamenstelling zijn vaak vooral gebaseerd op de verwerkbaarheid aangezien volledig machinale verwerking en verdichting door zwaar materieel over het algemeen niet mogelijk is.

Welke viscositeit het mengsel bij de verwerking moet hebben is sterk afhankelijk van de bitumenviscositeit. In deze fase worden dan ook eisen gesteld aan de temperatuur. Verwerking van warm asfalt moet plaatsvinden bij de juiste temperatuur, vanwege de voor de verwerking benodigde tijd en in het belang van een optimale verdichting. Naarmate de aan te brengen asfaltlaag dikker is, is de afkoelingstijd langer en is er meer

tijd beschikbaar voor de verwerking. Hierbij zijn de weersomstandigheden ook van belang. Wel moet bij mechanisch verdichten rekening worden gehouden met de omstandigheden dat de buitenkanten van een laag al zijn afgekoeld terwijl binnenin het asfalt nog warm is. Hoe dikker de laag, hoe sterker dit effect. Eventueel kan het aanbrengen van de bekleding in meerdere lagen worden overwogen.

Overvulde mengsels behoeven niet verdicht te worden.

Ondervulde en juist gevulde mengsels kunnen om het holle ruimte-percentages te verkleinen verdicht worden. Dit gebeurt door mechanische verdichting of verdichting door eigen gewicht.

Mechanische verdichting kan plaatsvinden door walsen, stampen of trillen.

Het verdichtingseffect wordt mede beïnvloed door:

- het bitumenpercentage;
- het percentage en de soort vulstof;
- het gehalte aan mineraal;
- de korrelvorm van het mineraal;
- de korrelverdeling;
- de temperatuur van asfalt en omgeving;
- de laagdikte;
- gewicht en type van het verdichtingsmaterieel.

Naarmate het talud steiler is, wordt verdichten moeilijker. De component van het eigen gewicht van de wals loodrecht op het talud wordt kleiner en de toepassing van materieel lastiger. Om de component van het eigen gewicht langs het talud op te vangen kunnen de walsen aan lieren bevestigd worden die bovenaan het talud staan. Tot een helling van 1 : 4 is verdichten zonder speciale voorzieningen nog redelijk goed uitvoerbaar (zie ook 22.3.1). Uit esthetisch oogpunt is een zekere vlakheid van de bekleding gewenst. In de praktijk blijkt vaak dat er te lang wordt doorverdicht, juist om deze vlakheid te verkrijgen. Het asfalt is dan te ver afgekoeld zodat initiële walsscheuren ontstaan.

Er dient met walsen gestopt te worden als het asfalt gaat 'leven', dit wil zeggen dat het asfalt voor de wals uit gaat golven.

Als het mengsel niet goed verwerkbaar is, kunnen initiële scheuren ook ontstaan door, dat het asfalt reeds na een paar rol overgangen, vooral onderaan het talud, gaat drijven ofwel vloeien. Er moet dan gestopt worden met rollen tot het mengsel voldoende afgekoeld is. Tevens moet de mengselsamenstelling aangepast worden.

Algemeen geldt dat de verdichtbaarheid vermindert naarmate de stabiliteit van het mengsel toeneemt.

Verdichting door eigen gewicht speelt een rol bij de zogenaamde gap-graded mengsels. Dit zijn mengsels waarbij het mineraalaggregaat een sprong vertoont in de gradering: bepaalde korrelgrootte, meestal de fijne steenfractie, is afwezig [14].

De grove steenfractie vormt het stabiele skelet waarvan de holle ruimte geheel gevuld wordt met mastiek – in geval van een gesloten bekleding – of alleen maar omhuld – in geval van een open bekleding.

Getracht wordt een mengsel te verkrijgen dat bij verwerking voldoende stabiliteit tegen vloeï ontleent aan het skelet van de grovere steenslag maar dankzij de viskeuze mortel slechts weinig verdichtingsenergie nodig heeft om een laag holle ruimte-percentag te bereiken. Rekening moet ook worden gehouden met de stabiliteit van het mengsel in de definitieve fase. Dit is mogelijk in strijd met het voorafgaande.

Omdat ze niet verdicht hoeven te worden zijn gap-graded mengsels eventueel toe te passen op moeilijk te verdichten plaatsen.

6.7 Milieu-aspecten

Met betrekking tot de mogelijke schadelijke effecten op het milieu het volgende:

- Als bindmiddel wordt meestal bitumen gebruikt.
Normale destillatie of geblazen bitumen bevat voor de gezondheid schadelijke, polycyclische aromaten (pca's), echter over het algemeen in zo kleine hoeveelheden dat er geen gevaar bestaat voor het milieu, zelfs niet bij toepassing in waterwingebieden. Soms wordt teer gebruikt. Deze stof bevat echter een veel hoger gehalte aan pca's dan bitumen en wordt als een milieugevaarlijke stof beschouwd. Toepassing in waterwingebieden is af te raden.
Bitumen wordt meestal bij hoge temperaturen verwerkt. Er ontstaan dan dampen die bij overmatig inademen misselijkheid kunnen veroorzaken. Onder normale omstandigheden ligt de concentratie van deze dampen ruim onder de aanvaardbare waarde. Overigens zijn deze dampen niet kankerverwekkend. Voor verbrandingen moet worden opgepast [82, 91].
- Het mineraal kan eveneens schadelijke stoffen bevatten, sterk afhankelijk van de plaats van herkomst. Een voorbeeld is de toepassing als vulstof van vliegafkomstig uit vuilverbrandingsinstallaties. Gewoonlijk zal het echter geen problemen geven.

HOOFDSTUK 7

IN DE WATERBOUW TOEGEPASTE ASFALTPRODUKTEN

De belangrijkste mengseltypen toegepast in de waterbouw zijn:

1. asfaltbeton;
2. mastiek;
3. penetratiemortels;
4. dicht steenasfalt;
5. open steenasfalt;
6. gebitumineerd zand ofwel zandasfalt;
7. membranen.

De mengselbenaming is gebaseerd op de gebruikte componenten, de aard van het asfaltmengsel en het bindmiddel.

7.1 Asfaltbeton

Asfaltbeton is wel het bekendste mengseltype. Het is een mengsel van steenslag of grind, zand, vulstof en bitumen, dat op nagenoeg gehele porievulling is gegrond. Het bezit een holle ruimte van 3-6%.

Het materiaal moet over het algemeen verdicht worden en is ongeschikt om onder water of in de tijzone verwerkt te worden.

Gezien de vereiste holle ruimte (zie 9.2.1) kan asfaltbeton als waterdicht beschouwd worden.

Asfaltbeton wordt toegepast als waterdichte dijkbekleding boven gemiddeld hoog water en als afdichting van kanalen, reservoirs, etc.

7.2 Mastiek

Mastiek is een mengsel van zand, vulstof en een overmaat aan bitumen. Door de overmaat aan bitumen is het mengsel van nature dicht en hoeft het niet verdicht te worden. Het is dun vloeibaar bij werkt temperatuur en wordt onder meer gebruikt voor het gieten van asfaltslabs, ook onder water. Na afkoeling vormt het een viskeuze quasi-statische massa.

Het vindt toepassing als bodem- en teenbescherming en als afdichting zowel boven als onder water.

7.3 Penetratiemortels

Penetratiemortels zijn warm bereide mengsels van zand, vulstof en een overmaat aan bitumen, waaraan eventueel steen of grind is toegevoegd. Ze worden gebruikt voor het penetreren van breuksteenlagen, ook onder water, en als slabconstructie.

7.4 Dicht steenasfalt

Dicht steenasfalt is een gap-graded mengsel van steen, zand, vulstof en bitumen. Door een geringe mate van overvulling is het waterondoorlatend.

Het vindt toepassing als bodem- en taludbescherming en als teenvoorziening.

7.5 Open steenasfalt

Open steenasfalt is een gap-graded mengsel van mastiek en steen (een veel gebruikte steensoort is kalksteen 20/40 mm). De menging geschiedt in twee fasen.

Het is een ondervuld mengsel en mag vanwege zijn open structuur, behalve als geprefabriceerde mat, niet onder water worden verwerkt. Het materiaal vindt toepassing als taludbescherming in de tijzone en hoger en in de vorm van geprefabriceerde matten, als bodem- en taludbescherming ook onder water.

7.6 Gebitumineerd zand ofwel zandasfalt

Gebitumineerd zand is een mengsel van veelal plaatselijk gewonnen zand met 3 tot 5% bitumen. Het is een zeer ondervuld mengsel; het bitumen bindt alleen de korrels aan elkaar. De doorlatendheid is na enige tijd ongeveer gelijk aan die van het zand waarvan het gemaakt is. Het wordt gebruikt als kernmateriaal voor perskaden, als filterlagen en als tijdelijke en soms permanente bekleding, zowel boven als onder water.

7.7 Membranen

Membranen zijn dunne waterdichte lagen van bitumen die zowel in situ als geprefabriceerd uitgevoerd, gebruikt worden voor het waterdicht maken van kanalen, oevers en waterbekkens.

HOOFDSTUK 8

KWALITEITSCONTROLE

Om de kwaliteit van het uit te voeren en opgeleverde werk te waarborgen is kwaliteitscontrole zeer belangrijk.

Hierbij worden onderscheiden vooronderzoek voor de aanvang van het werk en bedrijfscontrole tijdens de aanleg. Na gehele of gedeeltelijke voltooiing van het werk voert de directie een afnamecontrole uit.

In de wegenbouw bestaan reeds vele voorschriften en richtlijnen op dit gebied zoals de Eisen '78 [6], de V.U.C.W. [18] en de A.B.C.W. [19].

Voor waterbouwasfaltprodukten bestaan zulke voorschriften in officiële vorm niet. De werksituatie en de omstandigheden zijn veelal bepalend voor de te stellen eisen [20].

8.1 Vooronderzoek

Aan de hand van een uitgebreid laboratorium-vooronderzoek zal, na aanbesteding, de definitieve mengselsamenstelling worden bepaald.

Het vooronderzoek naar de mengselsamenstelling is afhankelijk van de vereiste mengseleigenschappen en de toepasbaarheid. Een asfaltbetonbekleding zal op stabiliteit en holle ruimte bekeken worden; een mastiekslab meer op viscositeit.

Tijdens het vooronderzoek wordt onderzocht of de grondstoffen aan de in het bestek gestelde eisen voldoen.

Het onderzoek dient aan de hand van de gestelde eisen en uitgaande van de beschikbare materialen te leiden tot het ontwerp van een zowel in technische als economische zin optimaal mengsel.

Vervolgens wordt nagegaan of de geplande productie- en verwerkingsmethode een optimaal resultaat oplevert. Productie en verwerking bepalen namelijk veelal de kwaliteit en de kosten.

Het vooronderzoek op de bouwstoffen is voor alle asfaltmengsels nagenoeg hetzelfde; het kan onder meer inhouden:

- Kennisneming van algemene informatie zoals soort en bewijs van oorsprong.
Het bewijs van oorsprong moet de naam van de leverancier vermelden, de aard en herkomst van het produkt en de hoeveelheid waarvoor het bewijs geldig is. Iedere aflevering van bouwstoffen conform een bewijs van oorsprong dient vergezeld te zijn van een schriftelijke verwijzing hiernaar.
- Onderzoek naar verontreinigingen.
- Zeefanalyse steen/grind.
Zeefanalyse zand.

Zeefanalyse vulstof.

- Bepaling van het bitumengetal en watergevoeligheid van de vulstof.
- Bepaling van de penetratie en het verwekingspunt van het bitumen.
- Bepaling van de dichtheid van de mineralen.

Het vooronderzoek van de mengsels is voor ieder type asfalt anders. Verwezen wordt naar de hoofdstukken 9 t/m 15 van deel B.

8.2 Bedrijfscontrole

De bedrijfscontrole dient ter beheersing van de kwaliteit van het eindproduct.

Ze houdt in:

1. Onderzoek naar de kwaliteit van de bouwstoffen, door bijvoorbeeld:
 - zeven van steen/grind;
 - zeven van zand;
 - zeven van vulstof;
 - bepaling van bitumengetal, holle ruimte, fractie $> 63\mu\text{m}$ van de vulstof;
 - bepaling van penetratie en verwekingspunt bitumen;
 - stampvolumemeter-onderzoek voor zand/vulstof-mengsels, met de stampvolumemeter van Engelsmann;
2. controle op de samenstelling van de mengsels;
3. controle op de eigenschappen van de mengsels;
4. controle op de bereiding van het asfalt;
5. controle op de verwerking van het asfalt.

De bedrijfscontrole wordt normaliter verricht door de aannemer.

De directie kan ook controle uitoefenen tijdens het werk. In principe moet er echter van uitgegaan worden dat de aannemer het productieproces goed beheerst en controleert. De directiecontrole kan bestaan uit het controleren van de methodiek van de bedrijfscontrole.

Dit kan gebeuren middels steekproeven eventueel uitgevoerd door een onafhankelijke instantie.

Voorwaarden voor het goed functioneren ervan zijn:

- de resultaten van de steekproeven moeten op korte termijn beschikbaar zijn;
- bemonsterings- en onderzoeksmethoden moeten gelijk zijn aan die van de aannemerscontrole;
- over de te voeren onderzoeksprocedure kunnen aanvullende afspraken gemaakt worden.

Als algemene richtlijnen bij de bedrijfscontrole van asfaltmengsels kunnen de bepalingen gelden zoals opgenomen in de A.B.C.W. [19].

8.3 Afnamecontrole

Tijdens de afnamecontrole wordt door de directie nagegaan of aan de gestelde eisen is voldaan. Als het werk niet aan de eisen voldoet kunnen sancties opgelegd worden. Voor de wegebouw wordt de afnamecontrole in de Eisen '78 [6] en de V.U.C.W. [18] geregeld. Gedeeltelijk kunnen deze voor waterbouwkundige werken als voorbeeld gelden maar geheel op dezelfde manier geïnterpreteerd mogen ze niet worden.

De afnamecontrole wordt gewoonlijk uitgevoerd na gehele of gedeeltelijke gereedkoming van het werk. Is dit niet mogelijk dan moet controle tijdens het werk plaatsvinden.

In tabel 8.1 zijn per mengseltype de meeste gebruikelijke punten van onderzoek aangegeven.

8.4 De monstername

Een goede monstername is essentieel voor een goede bedrijfs- en afnamecontrole. Monsters worden genomen uit:

- a. de bouwstoffen;
- b. de mengsels.

8.4.1 *Bouwstoffen*

Monstername en onderzoek moeten zo vroegtijdig geschieden dat de resultaten beschikbaar zijn voordat het materiaal wordt toegepast.

Grind, steenslag en zand

De monstername van deze stoffen is vooralsnog geregeld in de NEN 3542.

Voor de frequentie van onderzoek kan het gestelde in de A.B.C.W. [19] gelden.

Monstername zal plaatsvinden bij aanvoer naar de voorraad uit het middel van vervoer, of tijdens het lossen; de voorkeur gaat uit naar de eerste methode.

Zolang hiervoor geen definitieve regeling bestaat, zouden er per produkt alternatieve regels voor de monstername vastgesteld kunnen worden, bijvoorbeeld monstername per bestek.

Vulstof

Op de frequentie van bemonstering kan van toepassing zijn de A.B.C.W. [19].

De bemonstering moet geschieden bij aanvoer, voordat de vracht in de voorraadsilo wordt gelost. Eventueel kunnen ter aanvulling incidenteel monsters worden genomen uit de toevoer naar de menginstallatie, ter verificatie van de gebruikte vulstof.

Bitumen

De bemonsteringsmethode is geregeld in de NEN 3940 [21] en de A.B.C.W. [19].

8.4.2 *Mengsels*

Monstername gebeurt hier voor:

- a. de bedrijfscontrole en de steekproefcontrole;
- b. de afnamecontrole.

De bemonstering zal, afhankelijk van de te onderzoeken aspecten, enerzijds bij de asfaltinstallatie moeten plaatsvinden; anderzijds op het werk.

De bemonstering bij de asfaltinstallatie kan op twee wijzen geschieden:

- bij of in de ophaalbak;
- uit de geladen vrachtauto.

De monstername kan uitgevoerd worden volgens de A.B.C.W. Eventueel kunnen per bestek andere systemen toegepast worden.

De bemonsteringsmethode in het gemaakte werk, onder andere voor de afnamecontrole, is veelal afhankelijk van de toegankelijkheid van het materiaal in de constructie, en de mogelijkheden tot monstername met zagen of boren.

Voor wegebouwmengsels is het boren van cilinders algemeen gebruikelijk; bij waterbouwkundige werken is dit echter niet altijd mogelijk. Indien boren praktisch uitvoerbaar is heeft dit als algemene bemonsteringsmethode de voorkeur.

Tabel 8.1. Afnamecontrole voor verschillende asfaltmengsels.

mengsel	afnamecontrole								mogelijke monsternamen ⁴	
	laagdikte	mengsel-samenstelling			penetratiediepte	uitzakking	lasverbinding	verwerkte hoeveelheid per m ²		aanhechting afzonderlijke lagen
		bitumengehalte	zeefanalyse	holle ruimte percentage						
asfaltbeton	x	x	x	x					boren kernen	
mastiek	x ¹	x	x						boren kernen speciemonsters uit bulk	
penetratie-mortels		x	x		x ²				speciemonsters uit bulk	
dicht steenasfalt	x	x	x						boren kernen speciemonsters uit bulk	
open steenasfalt	in situ	x	x	x		x			boren kernen	
	gepref.	x	x	x		x			speciemonsters uit bulk	
gebitumineerd zand	x	x	x	x					boren kernen speciemonsters uit bulk	
membranen	in situ						x	x	speciemonsters uit bulk	
	gepref. ³	x				x				

¹ controleren van de laagdikte door het boren van kernen of met een speciale dikteprikker, ook onder water

² wenselijk, maar zal dikwijls niet uitvoerbaar zijn

³ toetsing van specificaties van de producent;
toetsing op de uitvoering speciaal op lasverbindingen;
toetsing van de functionele eisen:
- waterdicht over het gehele oppervlak, ook de naden
- bestand tegen worteldoorgroei
- bestand tegen vervormingen zonder lekkages
- duurzaamheid
- flexibele aansluiting met andere constructie-onderdelen

⁴ boren van kernen heeft de voorkeur; dit is echter niet altijd mogelijk. Een alternatief is het nemen van speciemonsters uit bulk per hoeveelheid verwerkt materiaal

Samenvatting

Deel B bevat de materiaaltechnologische aspecten van de afzonderlijke in de waterbouw meest gebruikelijke asfaltmengsels.

Dit zijn:

- asfaltbeton;
- mastiek;
- penetratiemortels;
- dicht steenasfalt;
- open steenasfalt;
- gebitumineerd zand;
- membranen.

Om de bruikbaarheid van dit deel te verhogen is gekozen voor een onderverdeling naar materiaaltipe. Om de verschillende onderdelen afzonderlijk leesbaar te maken was het gebruik van herhalingen soms niet te vermijden.

Bij elke asfaltsoort worden drie aspecten onderscheiden, te weten:

- De bouwstoffen
De componenten waaruit het asfalttype is samengesteld worden behandeld en eventueel ook de bijbehorende constructie-onderdelen.
- De mengsels
De samenstelling van het asfalt en de wijze waarop het mengselontwerp geschiedt, worden beschreven. Tevens wordt de methode van vooronderzoek gegeven. Dit is het onderzoek dat voor aanvang van ieder werk gedaan moet worden om de optimale mengselsamenstelling te bepalen.
- De mengseleigenschappen
De keuze van een bepaald asfalttype geschiedt op basis van de mengseleigenschappen. Doordat de componenten en de samenstelling variëren, zijn de eigenschappen van ieder mengseltype weer anders. Voor ieder asfalttype worden de relevante mengseleigenschappen beschreven. Dit zijn dan weer de basisgegevens voor deel C, waarin de ontwerptechnische aspecten worden behandeld.

HOOFDSTUK 9

ASFALTBETON

9.1 **Bouwstoffen**

9.1.1 *Steenslag*

Steenslag kan van Nederlandse of buitenlandse herkomst zijn.

Kalksteen geeft een betere hechting, maar is duurder dan Nederlands materiaal.

Voor de eisen betreffende steenslag voor bitumineuze mengsels wordt verwezen naar de Eisen '78 [6] voor zover die van toepassing zijn op de waterbouw.

9.1.2 *Grind*

De toepassing van grind is indertijd gezien de mogelijke minder goede hechting en de lage inwendige stabiliteit in warme toestand van het mengsel verlaten. Aangezien die lage inwendige stabiliteit onvoldoende aangetoond is, bestaat er vooralsnog geen reden om grind niet te gebruiken.

Voor de eisen zie Eisen '78 [6], voor zover van betrekking op de waterbouw.

9.1.3 *Zand*

In principe kan iedere zandsoort gebruikt worden. Een goed gegradeerd zand is wel gewenst daar anders hoge vulstofpercentages moeten worden toegevoegd om de holle ruimte te beperken. Dit kan leiden tot moeilijk verwerkbaar en dure mengsels.

Een zand waarvan het zandpunt in het optimale gebied ligt van de zanddriehoek (fig. 2.1) voldoet aan de eisen gesteld in [6] voor zand A.

Ligt het zandpunt buiten het ideale gebied, dan geldt [16]:

- Met zanden waarvan het zandpunt rechts van de lijn der natuurlijke zanden ligt (fig. 2.1) bestaat geen ervaring. Dergelijke natuurlijke zanden komen, zover bekend, niet voor.
- Mengsels van zanden waarvan de gradering in figuur 2.1 wordt weergegeven door gebied II - waar voornamelijk de fijnste fracties voorkomen - zijn zeer eenzijdig gegradeerd. Het verkregen minerale mengsel heeft een hoge holle ruimte en vraagt daarom relatief veel vulstof en bitumen om tot een dicht asfaltmengsel te komen. De verwerkbaarheid kan daardoor nadelig worden beïnvloed.
- Met zanden waarvan het zandpunt in de linker benedenhoek van de zanddriehoek ligt zijn wel goede resultaten verkrijgbaar indien het vulstofpercentage conform de

zand-vulstofverdichtingsproef wordt verhoogd. Daarmee worden goede verwerkbare mengsels verkregen met een lage holle ruimte.

- Zand met het zandpunt in gebied V van de zanddriehoek (fig. 2.1) kan eveneens goed verwerkt worden. Het gebruik van uitsluitend dit zand zal vrij kostbaar zijn.

De stabiliteit in de verwerkingsfase kan groter worden wanneer een gedeelte van het natuurlijke zand door brekerzand wordt vervangen: dit is hoekiger materiaal; anderzijds kan het de verwerkbaarheid nadelig beïnvloeden.

9.1.4 *Vulstof*

In de waterbouw wordt 'zeer zwakke' vulstof gebruikt. Dit is vulstof met een minimum aan holle ruimte, waardoor weinig bitumen wordt opgenomen. Bij voorkeur wordt als vulstof kalksteenmeel toegepast omdat dat in een waterig milieu een betere hechting geeft.

Uit ervaring is echter gebleken, dat de verwerkbaarheid van het mengsel aanzienlijk toeneemt, door toepassing van 'zwakke' in plaats van 'zeer zwakke' vulstof, terwijl er nauwelijks een nadelig effect op de te bereiken holle ruimte merkbaar is.

Zie Eisen '78 [6].

9.1.5 *Bitumen*

In verband met de gewenste flexibiliteit van de bekleding is in Nederland de bitumensoort 80/100 het meest geschikt.

Voor de eisen met betrekking tot bitumen wordt verwezen naar Eisen '78 [6].

9.1.6 *Overige constructiebestanddelen*

Asfaltbeton wordt bij voorkeur voorzien van een oppervlakbehandeling. Deze kan bestaan uit een dichtingslaag en/of een slijtlaag. De functie van een oppervlakbehandeling is:

1. dichting voor oppervlaktescheurtjes en een open textuur;
2. beperking van temperatuurverhoging door zonbestraling;
3. een esthetisch betere aanblik.

De slijtlaag bestaat uit een laag gesproeiide bitumenemulsie, type 0 (ca. 1,0 kg/m²), die boven de tijzone afgestrooid wordt met steenslag (b.v. 10 tot 12 kg/m² split 4/8) of schelpgruis [16].

De slijtlaag wordt bij voorkeur voorafgegaan door een dichtingslaag, die zo snel mogelijk na het aanbrengen van het asfaltbeton aangebracht moet worden. Deze laag bestaat uit gesproeiide bitumenemulsie, type 0 (ca. 1,0 kg/m²).

Om esthetische redenen verdient het aanbeveling de emulsie van boven naar beneden te sproeien.

9.2 Mengsels

9.2.1 Mengselontwerp

Asfaltbeton voor de waterbouw is een warm bereid mengsel van steenslag of grind, zand, 'zwakke' of 'zeer zwakke' vulstof en bitumen 80/100.

Getracht wordt een mengsel te ontwerpen dat een zo laag mogelijke holle ruimte bezit en toch nog voldoende stabiel is. De holle ruimte hangt, afgezien van de verdichting, af van de holle ruimte in het mineraalaggregaat en van het bitumengehalte.

Het blijkt dat het minimale holle ruimte-percentage in het zand-steenmengsel zonder vulstof in het algemeen ligt bij een percentage van 50 à 60 massaprocent van de gebruikelijke steenslag of grind.

In het zand-vulstofmengsel is een minimale holle ruimte aanwezig bij een bepaalde zand-vulstofverhouding (fig. 9.1).

In principe kan het vulstofgehalte zo gekozen worden dat het zand-vulstofmengsel een minimale holle ruimte bezit.

In de praktijk wordt uit economische overwegingen vaak een lager vulstofpercentage gekozen van 7 à 8 massaprocenten op het totale asfaltmengsel. In de omgeving van het minimum hebben veranderingen in het vulstofgehalte namelijk slechts een geringe invloed op de holle ruimte. Ook is het nuttig een zekere spreiding van het vulstofgehalte op te kunnen vangen aangezien vulstofgehalten rechts van het minimum een ongewenst 'opruimend' effect veroorzaken.

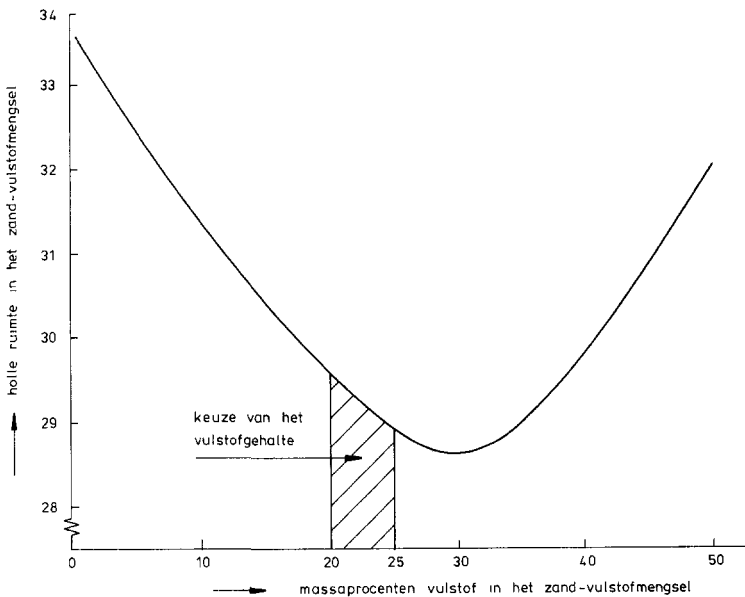


Fig. 9.1. Voorbeeld van een zand-vulstof verdichting volgens Engelsmann [16].

De samenstelling van het mineraalaggregaat wordt bepaald op de hierboven genoemde wijze.

De keuze van het bitumengehalte hangt af van:

1. De vorm van de krommen die het verband aangeven tussen de holle ruimte en het bitumengehalte (fig. 9.2).
2. Het vereiste holle ruimte-gehalte in vergelijking met het bereikte holle ruimte-gehalte in de Marshall-tabletten (fig. 9.2), eenzijdig verdicht door 50 à 100 slagen.

Of een mengsel met het gekozen bitumengehalte in de uitvoeringsfase geschikt is om, ook op een helling, goed verwerkt en verdicht te worden, zal de praktijk moeten uitwijzen. In het laboratorium kan hierover zeer beperkte informatie worden verkregen door het doen van hellingproeven.

Bij waterbouwasfaltbeton zowel met zand A als met fijn zand is gebleken dat verhoging van het bitumengehalte – en dus een verlaging van de viscositeit – een daling van de holle ruimte oplevert tot een bepaalde grenswaarde.

Een mengsel met bitumengehalte $> 7,5$ massaprocenten op 100% mineraal is echter gezien de onvoldoende stabiliteit in warme toestand moeilijk verwerkbaar.

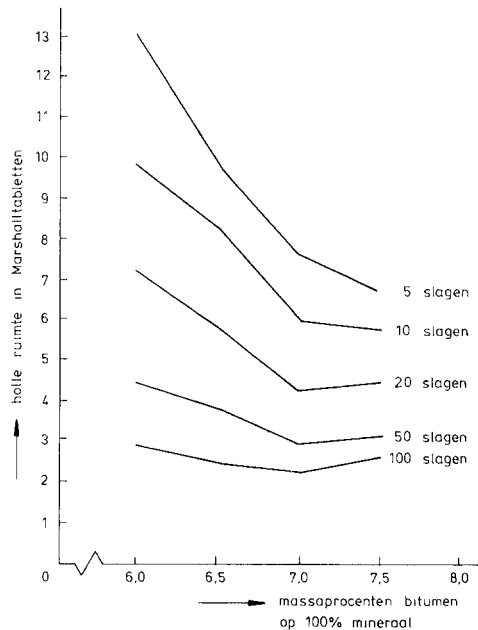


Fig. 9.2. Voorbeeld eenzijdige verdichting van Marshall-tabletten [16].

Uit onderzoekingen is de Commissie Verdichting Asfaltdijktafuds [16] gekomen tot de volgende mengselsamenstelling, die eveneens is opgenomen in de Eisen '78:

- Waterbouwasfaltbeton moet een warm bereid mengsel zijn van steenslag 6/16 – bij

laagdikten kleiner of gelijk aan 150 mm – of 6/22 – bij laagdikten groter dan 150 mm –, voorts zand, zeer zwakke vulstof en bitumen 80/100.

In de praktijk wordt gezien de verwerkbaarheid, met name stabiliteit in warme toestand, de laatste jaren vaak voor een bitumenpercentage van 6,5 massaprocent gekozen.

Als het waterbouwasfaltbeton eenmaal is aangebracht mag de holle ruimte ten hoogste 6% bedragen bij toepassing op hellingen steiler dan 1 : 4, en ten hoogste 5% bij hellingen van 1 : 4 en flauwer.

Tabel 9.1. Mengselsamenstelling van waterbouwasfaltbeton.

door zeef	op zeef	massapercentage			
		gewenst	min.	max.	tolerantie
C 22,4	2 mm	50	48	55	
2 mm	63 µm	42	37	47	± 5
63 µm	-	8	7	10	± 1
bitumengehalte op 100% mineraal		7	6,5	7,5	± 0,5

Met bovenstaande holle ruimte eisen kan over het algemeen een duurzaam mengsel worden verkregen, dat nog goed verwerkbaar is.

In de praktijk wordt echter, veelal om esthetische redenen, vaak zo lang en zwaar verdicht dat scheuren in het asfalt geïnitieerd kunnen worden [59, 89]. Een goede verdichtingsmethodiek (zie 22.3.1) kan dit gewoonlijk voorkomen.

Is het vereiste holle ruimte-percentages zodanig klein of de laagdikte zo groot dat scheurvorming zelfs met een goede verdichtingsmethodiek niet te vermijden is, dan kan het werken in meerdere lagen uitkomst bieden: hoe dunner de laag des te beter over het algemeen de verdichtingsresultaten. Goede onderlinge hechting van de lagen dient natuurlijk verzekerd te zijn. Dit kan uitvoeringstechnisch tot problemen leiden, indien er stuifzand op de gereedgekomen laag waait. Stuifzand en andere verontreinigingen dienen daarom eerst verwijderd te worden.

Op locaties waar het stuifzandprobleem minder aanwezig is, is bovenstaande methode goed uitvoerbaar en zelfs aan te raden, als er verdichtingsproblemen te verwachten zijn. De lagen kunnen opgebouwd zijn uit hetzelfde materiaal of uit verschillende materialen die op elkaar afgestemd zijn. Voor dit laatste wordt verwezen naar verschillende bekledingsconstructies op buitenlandse stuwdammen of naar de wegenbouw. Voor Nederlandse omstandigheden is de eerste oplossing vaak toereikend.

9.2.2 Vooronderzoek

In het laboratorium moet worden gezocht naar een mengselsamenstelling waarbij het holle ruimte-percentages zo laag mogelijk en de stabiliteit in koude toestand voldoende is. Wanneer deze criteria niet verenigbaar zijn is meestal de holle ruimte-eis doorslag-

gevend; in de praktijk hebben zich namelijk voor zover bekend nooit stabiliteitsproblemen voorgedaan.

In de Eisen '78 wordt overigens alleen vooronderzoek naar holle ruimte vereist; na verdichting volgens de Marshall-proef mag die ten hoogste 4% bedragen.

Tevens moet, om op het werk betere verdichtingsresultaten te verkrijgen en meer tijd voor het verdichten, een mengsel samengesteld worden dat bij de hoogst mogelijke temperatuur nog verdicht kan worden.

Het vooronderzoek kan bestaan uit een aantal onderdelen, zoals:

- onderzoek naar de holle ruimte van het zand-vulstofmengsel met bijvoorbeeld de stampvolumemeter van Engelsmann;
- bepaling van de holle ruimte in het mengsel;
- vergelijkend onderzoek door het doen van de Marshall-proef.

De eigenschappen kunnen worden onderzocht van mengsels met massapercentages van de bestanddelen die binnen de opgegeven grenzen liggen. Gebruikelijk is het alleen de invloed van het bitumenpercentage te onderzoeken. Hieruit volgt dan het gewenste mengsel.

Nadat het gewenste mengsel is vastgesteld, kunnen om de invloed van de tolerantie vast te stellen, tevens twee andere onderzocht worden, met de minerale samenstelling van dit mengsel en respectievelijk 0,5 massaprocent bitumen meer en minder. Indien blijkt dat er dan problemen optreden moet het gewenste mengsel aangepast worden.

De samenstelling van het in het werk te brengen asfalt wordt schriftelijk vastgelegd. Op deze samenstelling kunnen de in tabel 9.1 aangegeven toleranties van toepassing worden verklaard.

Indien tijdens de verwerking blijkt dat de samenstelling van het asfalt gewijzigd dient te worden, kan deze wijziging eveneens schriftelijk worden vastgelegd, en kunnen de toleranties wederom worden toegepast.

Voor het vooronderzoek van de bouwstoffen wordt verwezen naar 8.1.

9.3 Mengseleigenschappen

9.3.1 *Mechanische eigenschappen*

Tijdens de bereiding en verwerking van het mengsel ondergaat het bitumen een verharding.

Als gevolg van de verharding nemen de penetratie af en de verwekingstemperatuur ring en kogel toe [6]. Voor een exacte bepaling van de mate waarin dit gebeurt is terugwinning van het bitumen noodzakelijk.

De stijfheidsmodulus van bitumen kan bepaald worden uit het nomogram van v. d. Poel (fig. 6.1). De penetratie-index en het verwekingspunt van het teruggewonnen bitumen en de bijbehorende belastingstijd en temperatuur bepalen de waarde van de stijfheidsmodulus.

De constante van Poisson van het asfaltmengsel kan afgeschat worden met behulp van figuur 6.6.

De stijfheidsmodulus van het mengsel kan voor $S_{bit} > 10^6 \text{ N/m}^2$ en $S_{mix} > 10^8 \text{ N/m}^2$ afgeschat worden met figuur 6.3.

Het heeft de voorkeur de S -moduli middels experimenten te bepalen.

Figuur 6.4 geeft globale waarden voor de toelaatbare vermoeidheidsrekken. Daarnaast kan de breukrek bij iedere stijfheidsmodulus bepaald worden uit proeven.

Onderzoek van mengsels met Marshall-proeven geeft alleen een indicatie van de stabiliteit en vloeï en is daarom slechts bruikbaar als vergelijkingsmateriaal onder meer ten behoeve van uitvoering en controle.

9.3.2 Doorlatendheid

De doorlatendheid is in hoge mate afhankelijk van de holle ruimte. Gebleken is dat beneden 3% holle ruimte geen water wordt geperst door een plaat van 5 cm dikte onder een druk van 3 atm.

Bij mengsels met ca. 8% holle ruimte wordt een doorlatendheidscoëfficiënt gevonden van ca. 10^{-8} m/s [12].

Bij de gewoonlijk vereiste holle ruimte van 5 en 6% wordt asfaltbeton, toegepast als taludbekleding als waterondoorlatend beschouwd. Als dit niet het geval blijkt te zijn moeten er waterdoorlatendheidsproeven plaatsvinden.

9.3.3 Duurzaamheid

Veroudering/verharding

Tijdens de menging en verwerking van het asfalt verhardt het bitumen. Dit verschijnsel is meetbaar met de thermostabiliteitsproef (zie 3).

De verandering van de penetratiewaarde zal ongeveer 10 tot 25% bedragen, afhankelijk van het type menginstallatie en de chargegrootte. De eisen gesteld in de Eisen '78 [6] dienen aangehouden te worden. Gezien de lage holle ruimte en de grote dichtheid van asfaltbeton zal veroudering van het bitumen tijdens de levensduur van de bekleding alleen in een zeer dunne oppervlaktelaag plaatsvinden; daarom is het verschijnsel weinig van belang. Een oppervlakbehandeling beperkt de veroudering nog meer.

Verdringing door water 'stripping'

Bij een dicht mengsel zoals asfaltbeton bestaat er zeer weinig gevaar voor stripping, vooral als de bekleding is voorzien van een oppervlakbehandeling.

Chemische resistentie

Bitumineuze materialen zijn chemisch resistent, behalve tegen een beperkt aantal koolwaterstoffen. Om enige schade te veroorzaken aan een dicht asfaltbetonmengsel

moet de concentratie van deze stoffen in het oppervlaktewater wel zeer hoog zijn. Een oppervlakbehandeling van teer of teerbitumen kan het effect ervan beperken. Hier geldt hetgeen gezegd is in 6.7.

Biologische resistentie

Zie 6.5.4.

HOOFDSTUK 10

MASTIEK

10.1 **Bouwstoffen**

10.1.1 *Zand*

Indien er aan de vereiste mengseleigenschappen voldaan wordt is in principe iedere zandsoort te gebruiken.

Voor de betreffende eisen wordt verwezen naar de Eisen '78 [6].

10.1.2 *Vulstof*

Vulstof moet zwak of zeer zwak zijn. Aangezien de vulstof sterk viscositeitsbepalend is, dient hij een constante kwaliteit en een constant opneemvermogen te bezitten.

Zie ook de Eisen '78 [6].

10.1.3 *Bitumen*

De soort en hoeveelheid bitumen zijn sterk bepalend voor de viscositeit. Aanbevolen wordt geen bitumen harder dan pen. 80/100 te gebruiken.

Zie tevens de Eisen '78 [6].

10.1.4 *Andere toevoegingen*

Polymeren worden soms toegevoegd ter beperking van de koude vloeï. Het is echter beter in zo'n geval een andere mengselsamenstelling toe te passen.

10.2 **Mengsels**

10.2.1 *Mengselontwerp*

Mastiek is een mengsel van 60 tot 70 massaprocenten zand, 15 tot 25 massaprocenten vulstof en een overmaat van ongeveer 20 massaprocenten aan bitumen. Het is een overvuld mengsel, en het gedraagt zich dan ook als een hoog viskeuze vloeistof. Het mengselontwerp geschiedt daarom niet op stabiliteit maar op viscositeit.

Eisen die aan de mastiek gesteld worden, zijn [23]:

1. Bij hoge temperaturen moet het mengsel gietbaar zijn zodat het te verwerken is. Dit is afhankelijk van de viscositeit bij de verwerkingstemperatuur; in de praktijk ligt die tussen 10 en 200 Pa · s.

2. Bij normale temperaturen moet de mastiek een hoge viscositeit hebben om de vloeï binnen bepaalde grenzen te houden. Daarbij moet onder meer rekening worden gehouden met temperatuur, hellingshoek en laagdikte.

ad 1. Het materiaal moet een bepaalde viscositeit bezitten om bijvoorbeeld door een pijp verwerkt te kunnen worden. Bij te hoge verwerkingstemperatuur ontstaan er bij toepassing onder water met waterdamp gevulde bellen in het materiaal, die evenwel later weer dichtvloeïen.

Berekeningen hebben aangetoond dat de viscositeit, om een stroming onder eigen gewicht door een pijp mogelijk te maken zonder een te grote overdrukhoogte, afhankelijk van de pijp- en uitstroommondiameter en de uitstroomsnelheid, niet hoger mag zijn dan $200 \text{ Pa} \cdot \text{s}$ [23]. (Zie ook Appendix VIII). Anderzijds mag de viscositeit niet te laag zijn, om indringing van water in de uitstroomopeningen te voorkomen; een en ander natuurlijk afhankelijk van de verwerkingsdiepte.

Bij verwerking met een kubel of kraan bedraagt de gewenste viscositeit onder water 30 tot $100 \text{ Pa} \cdot \text{s}$ en boven water 50 tot $200 \text{ Pa} \cdot \text{s}$.

De viscositeit zal niet zo gering mogen zijn dat op een helling van 1 : 10 boven water en 1 : 7 onder water een te grote warme vloeï optreedt. Aan de andere kant moet de vloeï wel weer groot zijn dat er een aaneengesloten laag ontstaat. Een viscositeit tussen 80 en $150 \text{ Pa} \cdot \text{s}$, gemeten bij verwerkingstemperatuur, voldoet.

ad 2. Uit berekeningen is gebleken dat om de vloeï van een 10 cm dikke plaat op een helling van 1 : 10 in 7 jaren tijd tot enkele decimeters te beperken een viscositeit van ten minste $10^9 \text{ Pa} \cdot \text{s}$ noodzakelijk is. (Zie ook Appendix IX).

Samengevat:

Tabel 10.1. Vereïste viscositeiten van asfaltmastiek bij verschillende stadia (temperaturen).

asfaltmastiek		vereïste viscositeit ($\text{Pa} \cdot \text{s}$)	
		min.	max.
in het apparaat pijp kubel, kraan: onder water boven water	170-100 ($^{\circ}\text{C}$)	30	150
		30	100
		50	200
tijdens de uitvoering: warme vloeï van de plaat op helling 1 : 10	170-10 ($^{\circ}\text{C}$)	80	1000
na de uitvoering: koude vloeï van de plaat	10 ($^{\circ}\text{C}$)	10^9-10^{10}	

Enige in Nederland toegepaste mastiekmengsels voor slabconstructies zijn:

- Grevelingendam:

63-65 massaprocent zand

15-17 massaprocent vulstof

20 massaprocent bitumen 280/320

- stormvloedkering Oosterschelde:

62 massaprocent zand

64 massaprocent zand

20,5 massaprocent vulstof

17,5 massaprocent vulstof

17,5 massaprocent bitumen 160/210

18,5 massaprocent bitumen 80/100

De mortelviscositeit zal bij 130 °C liggen tussen 30 en 80 Pa · s.

10.2.2 Vooronderzoek

Vooronderzoek ter bepaling van de mengselsamenstelling geschiedt meestal volgens de methode Kerkhoven.

Allereerst wordt met de stampvolumemeter van Engelsmann naar de optimale zand/vulstof-verhouding gezocht, waarbij een iets kleiner vulstofpercentage wordt gekozen dan uit het optimale punt volgt (zie 9.2.1). Het stampvolumemeter-onderzoek wordt gedaan om de kleinste holle ruimte in het zand/vulstof-mengsel te bepalen. Hierdoor kan het bitumenpercentage zo gering mogelijk worden gehouden.

Het bitumenpercentage wordt bepaald uit de Vsf-factor, die op zijn beurt wordt gevonden uit figuur 10.4 (zie 10.3.1).

De viscositeit bij hoge temperaturen, tussen 120 en 170 °C, wordt bepaald met de uitstroommeter van Kerkhoven (fig. 10.1).

Hierbij wordt de tijd gemeten in seconden waarin een volume van 1 liter uitstroomt.

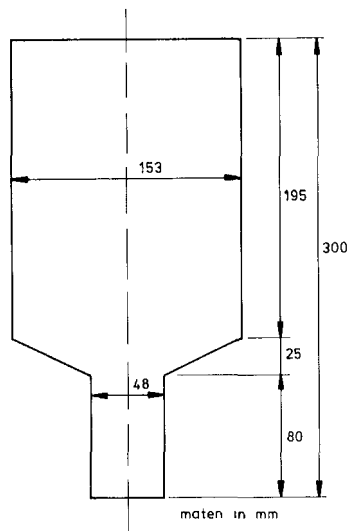


Fig. 10.1. Uitstroomviscositeitsmeter van Kerkhoven.

Aangezien de stroming laminair is kan de viscositeit berekend worden met:

$$\eta = 43,5 \cdot 10^{-5} \rho g t \text{ (voor het type viscosimeter als gegeven in figuur 10.1)}$$

waarin:

η = viscositeit (Pa · s)

ρ = dichtheid van de mastiek (kg/m³)

g = versnelling van de zwaartekracht (m/s²)

t = uitstroomtijd (s)

Onderzocht kan worden:

1. de invloed van variaties in de mengselsamenstelling binnen de opgegeven grenzen op de eigenschappen van het mastiek;
2. de invloed van variatie in de gradering van het toe te passen zand op de eigenschappen.

In de praktijk is voor de verwerking de temperatuurgevoeligheid van het mengsel van belang. Dit wordt mede bepaald door mengselsamenstelling en de eigenschappen van de componenten (fig. 10.2).

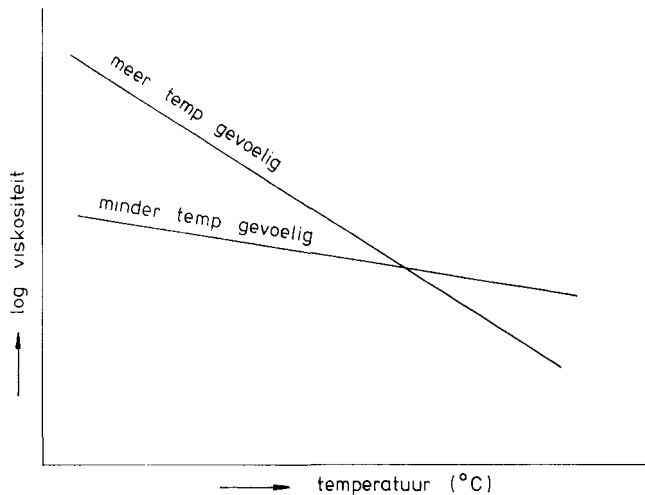


Fig. 10.2. Viscositeit van een mastiekmengsel uitgezet tegen de temperatuur.

Opmerking

De mengselontwerpmethode van Kerkhoven bezit een aantal beperkingen:

- Alleen de verwerkingsviscositeit wordt bepaald en niet die bij gebruikstemperatuur.
- De meetnauwkeurigheid is niet erg groot.

Ontwerper en gebruiker zouden gediend zijn met een betere, handzame methode die bovenstaande gebreken aanvult. Onderzoek hiernaar is in gang.

10.3 Mengseleigenschappen

10.3.1 Viscositeit

Door Kerkhoven [22] zijn metingen verricht naar de viscositeit van mastiekmengsels. Hierbij werd de gemeten relatieve viscositeit η_m/η_{bit} (η_m = viscositeit van het mengsel, η_{bit} = viscositeit van het bitumen) uitgezet tegen het bulkvolume van het zand/vulstofmengsel (V_{sf}).

De V_{sf} kan bepaald worden met behulp van:

$$V_{sf} = \frac{100}{100 - H_m} \cdot \frac{F + M}{F + M + B} \cdot 100\%$$

waarin:

- H_m = holle ruimte van het verdichte zand/vulstofmengsel
- F = volume van de vulstof
- M = volume van het zand
- B = volume van het bitumen

De V_{sf} vertegenwoordigt de vaste fase in het mengsel, dat wil zeggen het bulkvolume van het zand/vulstofmengsel waarvan de holle ruimte gevuld is met vast bitumen (fig. 10.3).

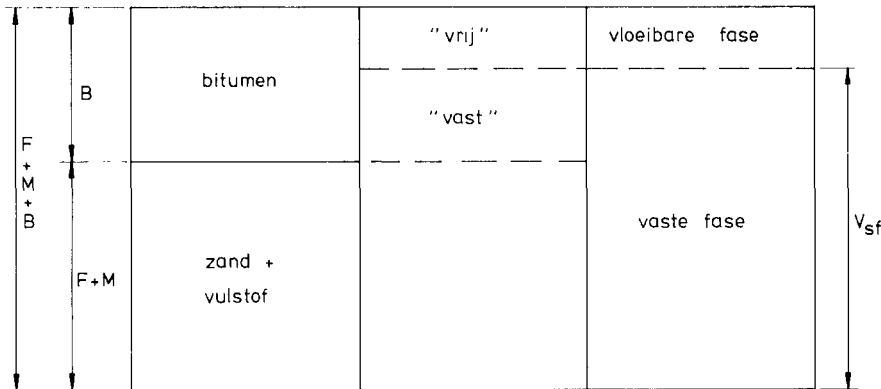


Fig. 10.3. De verschillende fasen in een mastiekmengsel.

Aan een groot aantal monsters bestaande uit vier verschillende zandsoorten, waaronder duin- en rivierzand, gemengd met vulstof en bitumen 50/60, beide in verschillende gehalten, werd zowel bij 140 °C als bij 40 °C gemeten [22].

Als verdichtingsapparaat voor het zand/vulstofmengsel gebruikte Kerkhoven de Marshall-verdichtingshamer, waarmee een lager holle ruimte-percentages werd verkregen dan met de stampvolumemeter van Engelsmann. Met de laatste methode

worden echter meer met de praktijk overeenkomende waarden gemeten [4] (fig. 10.4). Het blijkt dat de viscositeit van een mastiek in eerste benadering wordt bepaald door de V_{sf} . Een simpele droge verdichtingsproef volgens Engelsmann om de holle ruimte in het mineraalaggregaat te bepalen mag dan worden gebruikt.

De volumeverhouding tussen vulstof en bitumen heeft alleen bij hogere temperaturen invloed op de viscositeit, en indien ze kleiner is dan 0,20 à 0,25. Deze lage verhoudingen komen zelden voor.

Met een lage volumeverhouding tussen vulstof en bitumen is het mogelijk een mengsel te ontwerpen met een relatief lage viscositeit bij werkteemperatuur en hoge viscositeit bij normale temperaturen.

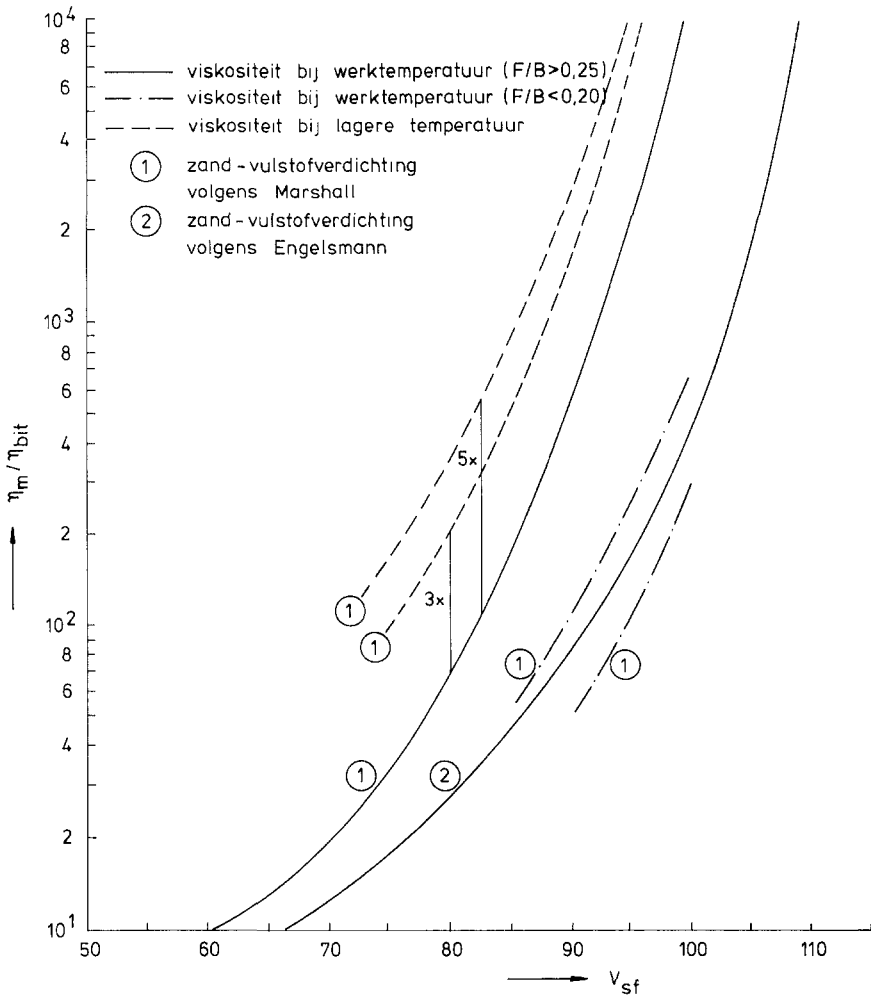


Fig. 10.4. De invloed van V_{sf} op de viscositeit van mastiekmengsels.

De viscositeiten bij hoge en lage temperaturen zijn zeer nauw aan elkaar verwant. Een gemakkelijker verwerkbaar mengsel zal in het algemeen een grotere vloeitonen bij lage temperaturen. De vloeikarakteristieken bij normale temperaturen mogen dan ook alleen vergeleken worden wanneer de viscositeiten bij werkt temperatuur hetzelfde zijn.

10.3.2 *Mechanische eigenschappen*

De stijfheidsmodulus en de rek bij breuk van een mastiekmengsel kunnen zeer globaal bepaald worden zoals aangegeven in 6.3.1 en 6.3.2.

10.3.3 *Doorlatendheid*

Mastiek is een overvuld mengsel, en dus dicht.

In het mengsel kunnen ten gevolge van het bereidingsproces luchtbelletjes opgesloten zitten. Dit leidt niet tot doorlatendheid. Er komen wel holle ruimte-percentages voor van 7 tot 12%, maar de poriën staan niet in contact met elkaar. Luchtbelletjes kunnen wel van invloed zijn op de viscositeit. Toename van het luchtgehalte doet de relatieve viscositeit afnemen.

10.3.4 *Duurzaamheid*

Door de overvulling met bitumen is de toegankelijkheid van de mengsels zeer gering; daarom zijn ze vrij duurzaam.

HOOFDSTUK 11

PENETRATIEMORTELS

Bij het penetreren van breuksteen met een asfaltmortel kunnen drie methoden onderscheiden worden:

1. Het 'vastleggen steen'. Dit wordt ook wel met de Duitse term Verklammerung genoemd. Hierbij wordt over het hele oppervlak gelijkmatig een bepaalde hoeveelheid penetratiemortel aangebracht (fig. 11.1a). Door het vastleggen ontstaat een niet geheel gesloten constructie. De mortel is alleen in het bovenste deel van de breuksteenlaag doorgedrongen.
2. *Patroonpenetratie/gedeeltelijke penetratie*. Volgens een vooraf vastgesteld stramien wordt de breuksteen over de gehele laagdikte gepenetreerd waardoor die als het ware tot grotere steenhompen wordt samengevoegd (fig. 11.1b).
3. 'Vol en zat' penetratie. Nu wordt de holle ruimte in de breuksteen volledig gevuld met een penetratiemortel zodat als het ware een plaatvormige bekleding ontstaat (fig. 11.1c).

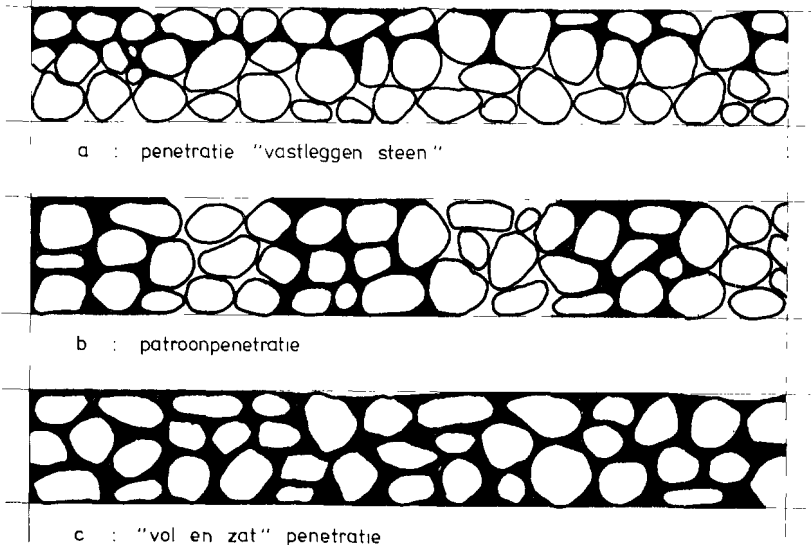


Fig. 11.1. Verschillende penetratiemethoden.

11.1 **Bouwstoffen**

11.1.1 *Zand, vulstof, bitumen*

Zie onder Mastiek (hoofdstuk 10).

11.1.2 *Grind, steenslag*

Verwezen wordt naar de Eisen '78 [6].

11.1.3 *Overige constructiebestanddelen*

1. De te penetreren steen

De breuksteen wordt normaal gespecificeerd door het gewicht aan te geven van de 'kleinste' en de 'grootste' steen in de sortering (b.v. stortsteen 10/60 kg).

De breuksteen moet in de eerste plaats aan de normale eisen voor een steenbestorting voldoen [49]:

- voldoende hard;
- vorstbestendig/weerbestendig;
- ondermaat kleiner dan 3%, en bij storten onder de waterlijn kleiner dan 1%;
- schoon: geen vreemde bestanddelen;
- geen platte stukken; de verhouding tussen breedte en lengte en dikte en lengte van de steen moet groter zijn dan 1/3;
- bij voorkeur uniform gegradeerd;
- een klein percentage breuk tijdens overslag en verwerking.

Een belangrijk aspect is de invloed van verschillende eigenschappen van de steensortering, zoals gradering en percentage plat en de viscositeit van de asfaltmortel op de penetratiediepte en spreiding.

2. Filter

Bij geopeneteerde breuksteenconstructies is waterdichtheid of zanddichtheid niet altijd te garanderen. Hiervoor is toepassing van een filter, mede in verband met de uitvoering, wenselijk.

Bij gebruik van een filterdoek mag de temperatuur van de penetratiemortel die het doek aanraakt niet te hoog zijn. Voor een polypropyleen doek is dit maximaal 140 °C.

11.2 **Mengsels**

11.2.1 *Mengselontwerp*

Een penetratiemortel is een asfaltmastiek of een homogeen mengsel van mastiek met grind of steenslag.

De toepassing van grind of steen is afhankelijk van de afmetingen van de te penetreren breuksteen. Deze toevoeging dient:

1. ter vermindering van het mastiekgehalte;
2. ter voorkoming van uitzakken van de mortel op het talud;
3. (soms) als penetratierem.

Het mengselontwerp is veelal een zaak van ervaring.

Tijdens de uitvoering moet het mengsel een voldoende lage viscositeit hebben, opdat het materiaal verwerkt kan worden en de breuksteen gepenetreerd, maar zonder uitvloeijing. De viscositeit van de mastiek moet in deze fase in het algemeen liggen tussen 30 en 80 Pa · s.

Na de uitvoering moet de viscositeit voldoende hoog zijn om de koude vloeï te beperken. Berekeningen toonden aan dat een viscositeit nodig is van 10^9 Pa · s om de vloeï van een mastiek in 7 jaren tijd in breuksteen 80/100 kg, liggende onder een helling 1 : 5, tot vrijwel nihil te beperken. In het algemeen zal de vereiste viscositeit liggen tussen 10^6 à 10^9 Pa · s, afhankelijk van temperatuur, taludhelling en dimensies van de breuksteen [23]. De vloeï in de koude en warme fase hangt af van de samenstelling van de penetratiemortel in relatie tot de afmetingen van de breuksteen en de taludhelling.

Indien het vloeïen van de warme mastiek in de holle ruimte tussen de stenen beschouwd wordt als een laminaire stroming door een buis kan de volgende relatie gelegd worden voor de penetratiediepte in de breuksteen [78]:

$$l = \frac{Cd^4}{\eta_0}$$

waarin:

l = penetratiediepte (m)

d = maatgevende steenafmeting d_{20} (m)

η_0 = aanvangsviscositeit van de mastiek (Pa · s)

C = een proefondervindelijk bepaalde constante (Ns/m⁵)

Het mengselontwerp van de penetratiemortel moet gerelateerd worden aan het gewicht en de afmetingen van de te penetreren breuksteen.

Het is belangrijk of de penetratie uitgevoerd wordt onder of boven water aangezien onder water de warme fase van het mengsel en dus ook de tijd voor penetreren korter is. Ervaring bij de bouw van de havenhoofden te IJmuiden leert dat door de juiste verhouding van de maximale korrelafmetingen in het mengsel (d_{85}) en de minimale korrelafmetingen in de breuksteen (d_{15}) een penetratiediepte van twee lagen dik te verkrijgen is [27]:

boven water d_{15}/d_{85} , 5 tot 10;

onder water d_{15}/d_{85} , 10 tot 20.

Het mengselontwerp van de mastiek verloopt, evenals het vooronderzoek, zoals aangegeven in 10.3.1.

Met behulp van een stampvolumemeteronderzoek wordt de optimale zand/vulstofverhouding bepaald; het vereiste penetreervermogen wordt vastgesteld door het bitumen-, grind/steenslag- en vulstofpercentage, de aanmaaktemperatuur en de bitumenhardheid te variëren.

Om voldoende penetreervermogen te verkrijgen moet, afhankelijk van de korrelgrootte van het grind en de verdeling van de verschillende korrelgroepen, minimaal 50 à 55% mastiek in de mortel aanwezig zijn [60].

De maximale korrelafmetingen voor steenslag of grind in de penetratiemortel worden eveneens bepaald door de productiecentrale. Maximaal kan er in normale asfaltmenginstallaties gewerkt worden met korrelafmetingen tot 50 à 60 mm. Voor grovere materialen zijn specifieke installaties nodig.

Een goede penetratie voor het 'vastleggen steen' wordt verkregen bij ten minste 1/3 vulling van de holle ruimte van de breuksteen [37]. Het bovenste deel van de laag wordt gevuld.

Bij patroonpenetratie wordt het oppervlak voor 50 tot 80% bedekt. 'Vol en zat' penetratie betekent dat de gehele holle ruimte in de breuksteenlaag wordt gevuld.

Een penetratiemortel heeft de neiging tot ontmenging (fig. 11.2). Bij toepassing als slabconstructie is het daarom wenselijk onderscheid te maken tussen het gedrag van mastiek en het gedrag van de ontmengde penetratiemortel.

Het gedrag van een ontmengde penetratiemortel wordt mede bepaald door het aanwezige korrelskelet en de mate van eigen verdichting van het korrelskelet. Bij geringe verdichting prevaleert het mastiekgedrag, bij goede verdichting het korrelskeletgedrag.

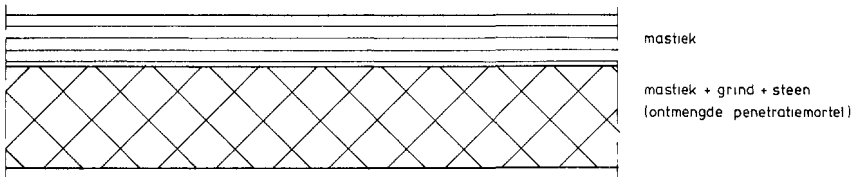


Fig. 11.2. Ontmengde penetratiemortel.

Voor het penetreren van bijvoorbeeld steen 5/40 kg is een viscositeit van 40 à 80 Pa · s gewenst. Een veel toegepast mengsel wordt gegeven in tabel 11.1.

Tabel 11.1. Een veel toegepast mengsel voor het penetreren van breuksteen 5/40 kg.

	massaprocent
grind 4/16	30
zand A	61
zeer zwakke vulstof	9
bitumen 80/100 op 100% mineraal	16

11.2.2 Vooronderzoek

Het vooronderzoek houdt over het algemeen in:

1. Een onderzoek van de bouwstoffen (zie 8.1).
2. Laboratoriumonderzoek op het mengsel, in dat geval onderzoek van de mastiek (zie 10.2.2), waarbij tevens de invloed van de variatie in mengselsamenstelling binnen de opgegeven grenzen op de eigenschappen van de asfaltmortel wordt bepaald.

11.3 Mengseleigenschappen

11.3.1 Stabiliteit

Een penetratiemortel moet zo stabiel zijn dat:

1. Napenetratie in de koude fase tot een minimum beperkt blijft.
2. Het mengsel niet uitzakt op het talud.

Een goed mengsel heeft door de keuze van de toeslagmaterialen steenslag en grind een beperkte koude vloei.

Onderzoek hiernaar kan geschieden met een hellingproef op grote schaal. De proef dient lang genoeg uitgevoerd te worden en de meetplaats goed gekozen.

Boven water kan nog gepenetreerd worden tot een maximale taludhelling van 1 : 1,7 en onder water tot een maximale taludhelling van 1 : 3. Bij laagsgewijze penetratie zijn dit respectievelijk 1 : 1 en 1 : 1,5.

11.3.2 Viscositeit

De viscositeit van de mastiek is bepalend voor de penetratiemortel (zie 10.3.1). De verwerkingsviscositeit zal in het algemeen liggen tussen 10 en 100 Pa · s.

11.3.3 Doorlatendheid

De penetratiemortel zelf is, door zijn overvuldheid, ondoorlatend. De gepenetreerde glooiing is, afhankelijk van de mate van penetratie, al dan niet doorlatend.

Alleen bij 'vol en zat' gepenetreerde breuksteen is er sprake van ondoorlatendheid, die echter niet in alle gevallen volledig gegarandeerd zal zijn. Bij de dimensionering op wateroverdrukken moet echter met volledige waterondoorlatendheid rekening worden gehouden.

Wordt een doorlatende bekleding gewenst, dan verdient het de voorkeur niet meer dan 70% van het oppervlak van de breuksteen te penetreren. Goede mengselsamenstelling en uitvoering moeten er voor zorgen dat de penetratiemortel niet boven in blijft hangen of geheel uitzakt, zodat een dichte laag ontstaat.

11.3.4 *Duurzaamheid*

De duurzaamheid wordt bepaald zowel door die van de breuksteen als door die van de penetratiemortel.

Voor breuksteen geldt de eis van duurzaamheid als op zichzelf staand [49].

Voor de penetratiemortel wordt verwezen naar 10.3.4.

HOOFDSTUK 12

DICHT STEENASFALT

12.1 **Bouwstoffen**

12.1.1 *Steenslag, grind*

Aangezien dicht steenasfalt een overvuld mengsel is, is het meestal niet belangrijk welke steensoort wordt toegepast. Gebruik van kalksteen geeft een goede hechting.

Veel toegepast wordt kalksteen 20/40 mm.

Deze maat is voortgekomen uit de volgende overwegingen:

- het is de maximale maat voor normale asfaltmenginstallaties (max. ca. 60 mm);
- het is een leverbare sortering;
- het staat in relatie tot de gebruikelijke laagdikten.

De eisen aan steenslag of grind zijn de gebruikelijke; ze hebben betrekking op [49]:

- de ondermaat;
- de bovenmaat;
- het eigen vulstofpercentage;
- de hoeveelheid platte stukken;
- de vorst- en weerbestendigheid;
- de hardheid;
- de zuiverheid;
- een uniforme gradering.

Zie tevens de Eisen '78 [6].

Door in zeer dikke lagen van zwaardere steen gebruik te maken wordt de stabiliteit in zowel de koude als de warme fase verhoogd.

Bij de bouw van de havendammen bij IJmuiden is indertijd dicht steenasfalt toegepast met steen van maximaal 10/60 kg.

Een aparte menginstallatie is dan nodig.

12.1.2 *Zand, vulstof en bitumen*

Zie 10.1.

12.2 **Mengsels**

12.2.1 *Mengselontwerp*

Dicht steenasfalt is een licht overvuld mengsel met een zekere gap-grading, waardoor verdere verdichting door eigen gewicht optreedt.

De gap-grading is tevens van belang voor toepassingen onder water waar de afkoelingsfase, en dus ook de tijd voor het zetten van het mengsel, kort is.

Een dichte stabiele bekleding door eigen verdichting, is afhankelijk van:

- de viscositeit van de asfaltmortel (mastiëk of een penetratiemortel);
- de verhouding steen/asfaltmortel.

De stenen leveren een skelet dat zelfs in warme toestand een zekere stabiliteit geeft aan het mengsel, terwijl de mortel een bindende en belastingspreidende functie heeft.

Van belang is de viscositeit van de mortel in de warme en de koude fase.

- Voor een goede verwerkbaarheid en verdichting van het steenasfalt moet de asfaltmortel bij verwerkingstemperatuur een relatief lage viscositeit bezitten.
- Na afkoeling moet de viscositeit een relatief hoge waarde hebben, om teveel koude vloeit te voorkomen.

Het mengsel bestaat, afhankelijk van de steengrootte en -sortering, in de regel uit:

50 à 70 massaprocent steen

50 à 30 massaprocent mortel.

Bij lagere steengehalten dient een stijvere mortel gebruikt te worden.

Voor het ontwerp van de mortel wordt verwezen naar 10.2 en 11.2.

De laagdikte is een medebepalende factor bij de keuze van de steengrootte.

Voorbeelden van enkele toegepaste steenasfaltmengsels zijn gegeven in tabel 12.1.

Tabel 12.1. Massapercentages van steenasfalt- en mortelmengsels toegepast bij de Oosterschelde en in IJmuiden.

	Oosterschelde	IJmuiden	
		onder water	boven water
	samenstelling van het asfaltmengsel in massaprocent		
kalksteen 10/60 kg	-	46,0	-
kalksteen 1/10 kg	-	20,0	74,5
kalksteen 20/40 mm	60,0	-	-
mortel	40,0	34,0	25,5
	samenstelling van de mortel in massaprocent		
goed gegradeerd mineraal	-	66,0	67,0
plaatzand	64,0	-	-
zeer zwakke vulstof	17,0	15,0	15,5
asfaltbitumen 80/100	19,0	19,0	17,5

12.2.2 Vooronderzoek

Het vooronderzoek kan inhouden:

- Een onderzoek naar de bouwstoffen (zie 8.1).
- Onderzoek naar de mengselsamenstelling, de produktie en de verwerking.

Het mengselontwerp in het laboratorium kan globaal als volgt verlopen: Als eenmaal de steengrootte vaststaat, afhankelijk van onder meer de bekledingsdikte, wordt een aantal mengsels gemaakt met variërend steenpercentage en verschillende samenstelling van de mortel en dus uiteenlopende viscositeit. Indien de stenen te groot zijn, zodat onderzoek in het laboratorium niet mogelijk is, kan dit gebeuren bij de menginstallatie.

Om een indruk te krijgen van het warme-vloeigedrag kunnen hellingproeven gedaan worden onder de toe te passen taludhelling.

Voor het onderzoek van de asfaltmortel wordt verwezen naar 10.2.1 en 11.2.1.

12.3 Mengseleigenschappen

12.3.1 *Stabiliteit en viscositeit*

Dicht steenasfalt is een overvuld mengsel van een asfaltmortel (mastië met of zonder steenslag of grind) en steen dat zijn stabiliteit verkrijgt door een geringe ontmenging. De stabiliteit en de verwerkbaarheid, in feite twee tegenstrijdige eigenschappen, zijn afhankelijk van:

- het percentage steen;
- de maximale steengrootte;
- de steengradering;
- de viscositeit van de asfaltmortel bij verwerkingstemperatuur.

Opvoeren van het steenpercentage en de steengrootte zal ertoe leiden dat mede door gebruik van een laag-viskeuze asfaltmortel de stenen zich door hun gewicht sneller zetten op het talud, waardoor sneller een grotere haakweerstand van het steenskelet wordt verkregen.

Op deze wijze is het in principe mogelijk een mengsel te ontwerpen dat gemakkelijker verwerkbaar is, maar waarvan de stenen zich spoedig zetten, zodat in warme toestand een grotere stabiliteit wordt verkregen dan met een mengsel met kleinere stenen en een hogere viskeuze mastië.

Gebruik van grotere stenen leidt wel tot een ruwer oppervlak, dat meer aangrijpingspunten geeft aan golven en stroming [14].

Bij gebruikstemperatuur reageert het materiaal, behalve onder zeer kortdurende belastingen, viskeus. Toepassing op te steile taluds kan, gezien de geringe stabiliteit tot problemen leiden.

De lijnen in figuur 12.1 geven gelijke stabiliteit weer onder dezelfde omstandigheden voor verschillende mengsels.

In tabel 12.2 wordt de samenstelling gegeven behorende bij de in figuur 12.1 genoemde mengsels.

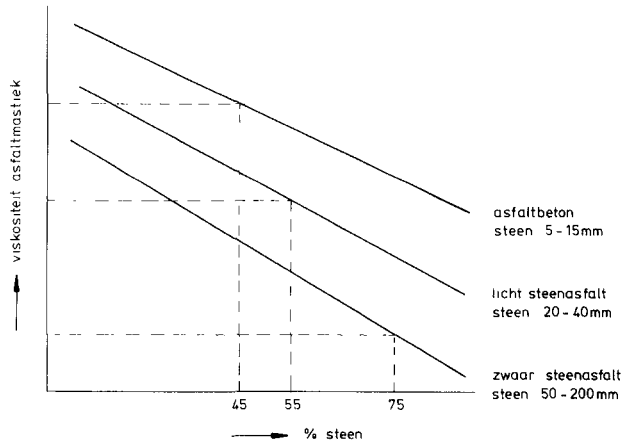


Fig. 12.1. Stabiliteit (verwerkbaarheid) en samenstelling van enkele asfaltmengsels [14].

Tabel 12.2. Samenstellingen van de mengsels van figuur 12.1.

mengselsamenstelling	massapercentages		
	zwaar steenasfalt	licht steenasfalt	asfaltbeton
steen 5/15 mm gegradeerd zand zeer zwakke vulstof asfaltbitumen 80/100 op 100% mineraal			48,0 44,5 7,5 7,5
steen 50-200 mm steen 20-40 mm asfaltmestiek	75,0 25,0	55,0 45,0	
- gegradeerd zand - zeer zwakke vulstof - asfaltbitumen 80/100	67,0 15,5 17,5	69,0 15,5 15,5	
verwerkingstemperatuur	110 °C	140 °C	140 °C
taludhelling	1 : 2	1 : 3	1 : 3

Door de Deltadienst zijn proeven gedaan met steenasfalt, laagdikte 0,5 m, bij gebruikstemperatuur onder een helling van 1 : 4 [24]. Hierbij bleek dat een mengsel met een verhouding kalksteen/mestiek van 65/35 ook na enige weken geen merkbare vervorming te zien gaf.

Een mengsel met als kalksteen/mestiek-verhouding 60/40 gaf wel vervormingen te zien.

De mengselsamenstellingen staan vermeld in tabel 12.3.

Tabel 12.3. Samenstellingen van steenasfaltmengsels in massaprocenten [24].

mengselsamenstelling		massaprocent
mengsel 1	kalksteen 20/40	65
	mastiek	35
	mastiek: zand A vulstof bitumen 80/100	62 19 19
mengsel 2	kalksteen 20/40	60
	mastiek	40
	mastiek: zand A vulstof bitumen 160/210	62 18 20

12.3.2 *Stijfheid, breuksterkte*

Bij toepassing van zeer dikke lagen met grote stenen behoeft veelal geen aandacht besteed te worden aan de mogelijkheid van scheurvorming onder golfaanval. Stijfheid en sterkte zijn hier secundaire factoren [22].

Bij de toepassing van licht steenasfalt in dunne lagen speelt dit wel een rol, en dienen sterkte en stijfheid bekend te zijn. Op dit gebied is echter nog weinig onderzoek verricht en zijn waarden over het algemeen niet beschikbaar.

De eigenschappen van de mastiek zullen voor een groot deel bepalend zijn voor het gedrag van de steenasfalt.

12.3.3 *Duurzaamheid*

Het mengsel is dicht en bezit daarom een goede duurzaamheid. De dichtheid van het oppervlak speelt een grote rol.

HOOFDSTUK 13

OPEN STEENASFALT

Open steenasfalt wordt zowel in de getijzone als boven hoogwater in situ verwerkt en daarnaast als geprefabriceerde mat ook onder water toegepast. Het produkt is gepatenteerd onder de naam Fixtone.

13.1 **Bouwstoffen**

13.1.1 *Steenlag*

In open steenasfalt wordt terwille van de hechting slechts kalksteen toegepast. De meest gebruikte maat is kalksteen 20/40 mm. Zie ook onder dicht steenasfalt (12.1).

13.1.2 *Grind*

Uit een oogpunt van hechting wordt in open steenasfalt geen grind toegepast.

13.1.3 *Zand*

In principe is ieder soort zand bruikbaar, maar het mag geen vreemde bestanddelen bevatten.

13.1.4 *Vulstof*

De vulstof moet bij voorkeur zeer zwak zijn. Kalksteenmeel wordt geprefereerd. Zie tevens de Eisen '78 [6].

13.1.5 *Bitumen*

Gewoonlijk wordt bitumen 80/100 toegepast.

13.1.6 *Overige constructiebestanddelen*

a. Filtermateriaal

Open steenasfalt is zo doorlatend dat niet op zanddichtheid gerekend mag worden. Toepassing van een filter is noodzakelijk. Hiertoe kunnen dienen:

- een granulair filter;
- een filterdoek of -vlies;
- een gebonden filter van gebitumineerd zand.

De filtereigenschappen van gebonden filters en filterdoeken zijn het beste in de hand te houden.

Een filterdoek kan indien het zich gedraagt als wapening een negatief effect hebben (zie 20.6).

b. Wapening

Bij toepassing van open steenasfaltmatten is meestal een verdeelwapening nodig om de risico's tijdens het plaatsen van de mat te beperken.

Een verdeelwapening bestaat uit metaalgaas, of iets gelijkwaardigs. Voor het dragen van de mat worden staalkabels of kunststofbanden gebruikt die onder de mat zijn aangebracht, en na plaatsing worden verwijderd. Ook zijn wel draagkabels toegepast die in de mat zijn opgenomen.

Het maken van de mat moet zorgvuldig gebeuren daar direct contact tussen wapening en doek vermeden moet worden. Roest van de staalkabels heeft een negatief effect van veroudering op het filterdoek. De minimum dikte van de mat is bij toepassing van kalksteen 20/40 12 cm; de wapening ligt dan op 6 cm.

13.2 Mengsels

13.2.1 Mengselontwerp

Open steenasfalt is een ondervuld mengsel van kalksteen en mastiek. De fabricage geschiedt in twee fasen: eerst wordt de mastiek bereid, en vervolgens wordt hij gemengd met de voorverwarmde steenfractie.

Door deze mengmethode verdeelt de mastiek zich zeer homogeen over het steenoppervlak, waardoor met een minimale hoeveelheid toch alle contactvlakken tussen de stenen worden gefixeerd. Het produceren van open steenasfalt vereist een nauwkeurige controle op de mengselsamenstelling; vooral die van de mastiek is bepalend voor de kwaliteit. Ook mag de steen geen ondermaat bevatten.

De steen/mortel-verhouding van het mengsel wordt in hoge mate bepaald door de viscositeit van de asfaltmastiek. Is die laag dan zal de menging gemakkelijker gaan; tevens wordt er dan echter slechts een beperkte hoeveelheid mastiek door de steen vastgehouden. De rest zal uitzakken hetgeen kan leiden tot dichtslaan van het grensvlak. Bij een stugge mastiek gaat de menging moeilijker maar er wordt meer mastiek opgenomen zonder uitzakkingsverschijnselen.

De ondergrens van de verhouding asfaltmastiek/steen wordt bepaald door de minimale hoeveelheid, die nodig is om een volledige omhulling van de steen te verkrijgen. Hoeveel dat is, is sterk afhankelijk van de mastiekviscositeit en de mineraalgradering.

De bovengrens wordt bepaald door de uitzakking of, bij een zeer stugge mastiek, door de minimaal vereiste holle ruimte [20].

De globale samenstelling is:

20 massaprocenten mastiek

80 massaprocenten kalksteen (20/40).

Voor het mastiekontwerp wordt verwezen naar 10.2.

De definitieve mortel/steen-verhouding wordt bepaald door middel van een uitzakproef waarin de maximale hoeveelheid mortel gedoseerd wordt waarbij het mengsel nog openblijft.

Een bepaalde hoeveelheid van het mengsel wordt uitgestort in een hoge koker. Na afkoeling kan de hoeveelheid asfaltmastiek zowel boven als onder middels extractie en visuele waarneming gevonden worden.

In de praktijk blijkt het mastiekpercentage te liggen tussen 17 en 21%.

Tabel 13.1. Samenstelling van open steenasfaltmengsels toegepast bij de Oosterscheldewerken.

	samenstelling in massaprocent		
	gewenst	min.	max.
kalksteen 20/40	81	79	83
asfaltmortel	19	17	21
asfaltmortel - voor matten en kraagstukken			
zand	67	63,5	70,5
vulstof	14	12	16
bitumen	19	17,5	20,5
asfaltmortel - voor filterconstructie			
zand	64,0	60,5	67,5
vulstof	17,0	15,0	19,0
bitumen	19,0	17,5	20,4

13.2.2 Vooronderzoek

Het vooronderzoek kan inhouden:

1. Een onderzoek naar de bouwstoffen (zie 8.1).
2. Een onderzoek van het mengsel.
 - a. Voor de mastiek zie 10.2.2.
 - b. Van open steenasfalt wordt de ontmenging bij verwerkingstemperatuur onderzocht, met het doel die te beperken.

13.3 Mengseleigenschappen

13.3.1 Stabiliteit en viscositeit

De stabiliteit van het mengsel wordt bepaald door:

1. het steenskelet;
2. de verbinding van mastiek en steen.

Het steenskelet heeft een stabiliteit die kleiner is dan die van een los steenpakket. De mastiek voegt evenwel een viskeus element toe, dat afhankelijk van de vervormingsnelheid een extra stabiliteit geeft, zodat de totale stabiliteit groter is dan bij losse steen. Bij snelle vervormingen gedraagt het materiaal zich elastisch.

Een indruk van de stabiliteit kan verkregen worden door mengsels van voldoende grootte in houten vormen te storten, op de gewenste helling te plaatsen en vervolgens na te gaan hoe het materiaal zich gedraagt bij verwerkingstemperatuur of in afgekoelde toestand.

Het blijkt dan [30]:

1. Dat bij warme-vloeiproeven (110–120°C) mengsels met kalksteen onder een steilere helling (1 : 1) blijven staan dan mengsels met grind (1 : 1,5). Dit komt door de grotere haakweerstand van kalksteen.
2. Dat bij langdurige koude-vloeiproeven (30–40°C) grind stabiel is. Doordat het contactoppervlak bij grind groter is – het is rond in plaats van hoekig – is de samenhang van het mengsel groter.

Bij goede verdichting kan de stabiliteit van mengsels met kalksteen beter worden. In de praktijk wordt dit echter niet gedaan.

Het viskeuze gedrag van het mengsel wordt sterk bepaald door de viscositeit van de mastiek. De bovengrens van het mastiekpercentage wordt bepaald door uitzakken na verwerking of door de minimaal vereiste holle ruimte (zie 13.2.1).

Voor de mastiek is een viscositeit van 40 Pa · s bij 140°C gewenst. De grenzen liggen, onder andere afhankelijk van de meetmethode, bij 30 en 80 Pa · s.

13.3.2 *Mechanische eigenschappen*

De mengseleigenschappen toelaatbare rek, stijfheidsmodulus enz., nodig voor het berekenen van een open steenasfaltbekleding zijn globaal te benaderen met behulp van figuur 13.1 en figuur 13.2, afkomstig uit een oriënterend onderzoek naar de eigenschappen van open steenasfalt [72].

13.3.3 *Waterdoorlatendheid*

Het holle ruimte-percentages van open steenasfalt bedraagt gewoonlijk 20 tot 25 volumepercent. Het materiaal is dus zeer doorlatend. De waterdoorlatendheid, die in dezelfde orde van grootte ligt als die van overeenkomstige losgestorte steen, kan gemeten worden middels een doorstromingsproef in een doorlatendheidstoestel voor grote monsters.

De doorlatendheid is afhankelijk van:

- de steengradering;
- de mastiek/steen-verhouding.

Uit onderzoek [31] is gebleken dat onder normale omstandigheden het stroombeeld in open steenasfalt ligt tussen turbulent en laminair. Indien open steenasfalt wordt toegepast samen met een filterdoek zal voornamelijk het doek de doorlatendheid bepalen.

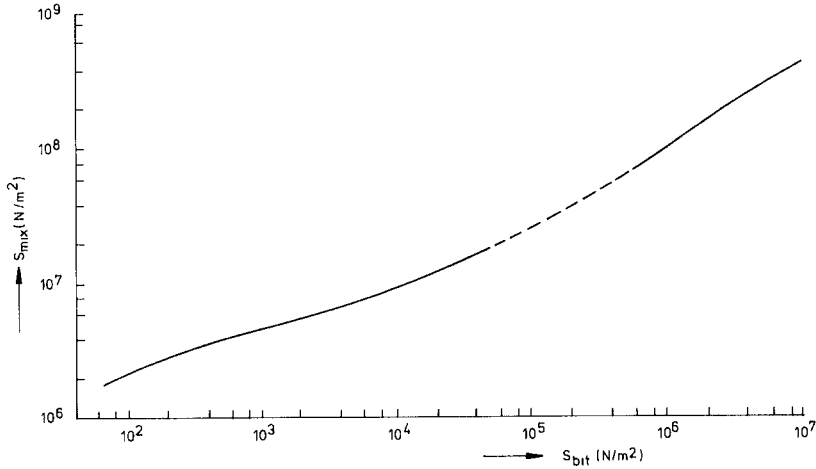


Fig. 13.1. S_{mix} - S_{bit} relatie voor open steenasfalt, bepaald uit de resultaten van kruipproeven en dynamische proeven.

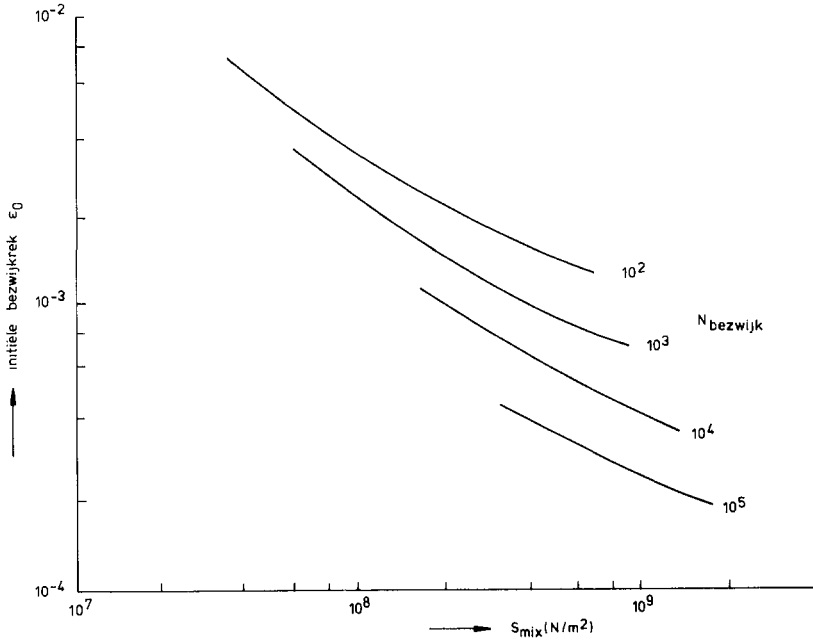


Fig. 13.2. Verband tussen de stijfheidsmodulus bij $n = 10$, de initiële rek en het aantal belastingsherhalingen tot breuk.

13.3.4 *Duurzaamheid*

Open steenasfalt is, zoals de naam al zegt, een open mengsel; de duurzaamheid is dus van groot belang. De duurzaamheid wordt mede bepaald door die van de steen. Hiervoor gelden op zichzelf staande duurzaamheidseisen.

Bij het mengsel moet rekening worden gehouden met:

a. Veroudering.

Die manifesteert zich in

- verminderde aanhechting van de steen aan de mastiek ('stripping');
- veroudering van de mastieklag zelf;
- gevoeligheid van het totale mengsel.

b. Erosie. Dit is vast te stellen met stroomproeven.

c. Biologische aantasting. Onderzoek hiernaar is mogelijk met doorgroeiproeven.

d. Chemische aantasting. Veroorzaakt bijvoorbeeld door verontreinigd water.

Dit uit zich in:

- verminderde aanhechting;
- aantasting van de mortel.

Sommige aardolieprodukten leiden tot enige verweking van bitumineuze produkten. Bij een open mengsel zal dit vlotter verlopen. Nadat cilinders van open steenasfalt enige tijd in een warmwaterbad met 1,5% olie werden geplaatst bleek uit Marshallproeven slechts een geringe verandering van de mechanische eigenschappen [30].

Door het laboratorium van het Bundesanstalt für Wasserbau te Karlsruhe werden verschillende proeven uitgevoerd betreffende de temperatuurbestendigheid [62].

1. Een monster onder een helling 1 : 3 kreeg het equivalent van een zonneshijnperiode van 3000 uur bij een oppervlaktemperatuur van 60°C te verduren. Er werden geen vloeiverschijnselen geconstateerd.
2. Een monster onder een helling 1 : 2 werd aan ultraviolette straling met een equivalent van 4000 uur zonneshijn blootgesteld. Ook hier werden geen vloeiverschijnselen vastgesteld.

Vries-dooiproeven op open steenasfaltcilinders gaven geen schade aan het materiaal te zien.

HOOFDSTUK 14

GEBITUMINEERD ZAND OFWEL ZANDASFALT

14.1 **Bouwstoffen**

14.1.1 *Zand*

Voor het zand gelden de Eisen '78 [6].

Uit ervaring is gebleken dat om dezelfde kwaliteit te verkrijgen bij verschillende zandsoorten andere bitumenpercentages horen.

Factoren die dit beïnvloeden zijn onder andere het specifieke oppervlak en de vorm van de korrels.

Bij toepassing van gebitumineerd zand als filtermateriaal is het, in verband met de doorlatendheid, het beste hetzelfde zand te gebruiken als dat waarop het aangebracht wordt.

14.1.2 *Bitumen*

Een te hard bitumen kan tot te hoge verwerkingstemperaturen leiden, die bij toepassing onder water ongewenst zijn. Bij verwerkingstemperaturen boven de 100 °C zal het water gaan koken, hetgeen de hechting bitumen-mineraal te niet kan doen (zie 14.3.4).

14.1.3 *Overige bouwstoffen*

In speciale toepassingen wordt wel grind of vulstof gebruikt.

Grind kan worden gebruikt indien:

- een grotere stabiliteit is vereist;
- een grotere snelheid van de produktie-installatie gewenst is;
- een aansluiting moet worden gemaakt op grover materiaal, zoals breuksteen.

Toepassing van vulstof en de daarmee samenhangende wijziging in het bitumengehalte geeft over het algemeen een steviger materiaal met een betere erosiebestendigheid, dat ook gebruikt kan worden voor definitieve bekledingen. De waterdoorlatendheid neemt dan wel sterk af. Tevens is dan verdichting noodzakelijk waardoor toepassing onder water uitgesloten is.

14.2 **Mengsels**

14.2.1 *Mengselontwerp*

Gebitumineerd zand is over het algemeen een mengsel van zand en bitumen. Tot op heden liggen de meest toegepaste bitumenpercentages tussen 2 en 6%.

Het bitumen fungeert als bindmiddel, en concentreert zich enigszins op de onderlinge aanrakingsvlakken van de korrels. Om een zekere filmdikte te kunnen verkrijgen is naast het bitumenpercentage ook het totale oppervlak van de mineraalkorrels van belang [34]. Zo heeft warm gebitumineerd zand met een gemiddelde diameter van 0,1 mm en een bitumengehalte van 4% een omhullingsfilm ter dikte van 1 à 2 μm .

Het holle ruimte-patroon verandert ten opzichte van het ongebonden zand door de toevoeging van bitumen: onbekend is echter in welke mate.

Toevoeging van vulstof boven een bepaalde grenswaarde heeft opruiming tot gevolg. Alleen bij zeer zware verdichting wordt de holle ruimte tussen de zandkorrels met een stijvere mortel zodanig gevuld, dat hij merkbaar afneemt.

Het mengselontwerp, dat vooral op duurzaamheid en waterdoorlatendheid is gericht, berust voornamelijk op ervaring. Factoren die de eigenschappen van gebitumineerd zand mogelijk beïnvloeden, zijn [32]:

1. Het bitumengehalte. Dit aspect is het meest bepalend voor de eigenschappen van gebitumineerd zand, want:
 - a. de sterkte-eigenschappen nemen toe bij een lager bitumengehalte;
 - b. de slijtvastheid neemt toe bij een hoger bitumengehalte;
 - c. de doorlatendheid neemt af bij een toenemend bitumengehalte;
 - d. bij een hoger bitumengehalte verandert het deformatiegedrag.Een bitumengehalte van 3% is wel de ondergrens. Lager zal het niet worden gekozen vanwege de vereiste duurzaamheid. Een bitumenpercentage van 5% is wel het maximum; een hoger bitumengehalte maakt het gebitumineerd zand te vet waardoor het afhankelijk van de toepassing te lage sterkte-eigenschappen krijgt. Voor tijdelijk werk kan volstaan worden met een bitumenpercentage van 3%. Voor blijvend werk en filterlagen moet het bitumengehalte 4 à 5% bedragen.
2. De verdichtingsgraad. Een hoge verdichtingsgraad vergroot de slijtvastheid en de deformatie- en sterkte-eigenschappen en verlaagt de doorlatendheid.

14.2.2 Vooronderzoek

Het vooronderzoek kan naast een onderzoek naar de bouwstoffen bestaan uit een vergelijkend onderzoek naar de samenstelling met een bekend gebitumineerd zand. Gekeken kan worden naar:

1. doorlatendheid;
2. erosie (rollenbankproef, waterstraalproef);
en eventueel:
3. rest-stabiliteit;
4. Marshall-onderzoek;
5. triaxiaalproeven.

14.3 Mengseleigenschappen

14.3.1 Stabiliteit

De stabiliteit bij langzaam verlopende belastingen is geringer dan die van natuurlijk zand. Bij snellere belastingen is de stabiliteit groter. Zie ook 20.7.

14.3.2 Mechanische eigenschappen

De stijfheidsmodulus, die afhankelijk is van tijd en temperatuur, wordt bepaald door het gehalte aan mineraal en de stijfheidsmodulus van het bitumen.

Het hoge holle ruimte-percentages van het gebitumineerde zand heeft tot gevolg dat het verhardingsproces van het bitumen sneller verloopt dan bij de meeste dichte mengsels. Kruipproeven, genomen op monsters uit een proefstort van 96% fijn plaatsand en 4% bitumen, bij een temperatuur van 15 °C en 20 °C, leverden de volgende waarden op [32] (fig. 14.1 en 14.2).

14.3.3 Doorlatendheid

De geringe hoeveelheid bitumen in het mengsel heeft tot gevolg dat de zandkorrels slechts omhuld worden door een dun bitumenfilmje van enkele microns. Bovendien concentreert het bitumen zich op de raakvlakjes tussen de zandkorrels. Dit houdt in dat gebitumineerd zand, afhankelijk van de verdichting, de korrelopbouw en de korrelvorm een grote doorlatendheid bezit. Bij de in de praktijk voorkomende lage verdichtingsgraad benadert ze die van het ongebonden zand.

Bij droog gebitumineerd zand dient eerst een 'aanvangsweerstand' overwonnen te worden voordat de uiteindelijke doorlatendheid wordt bereikt.

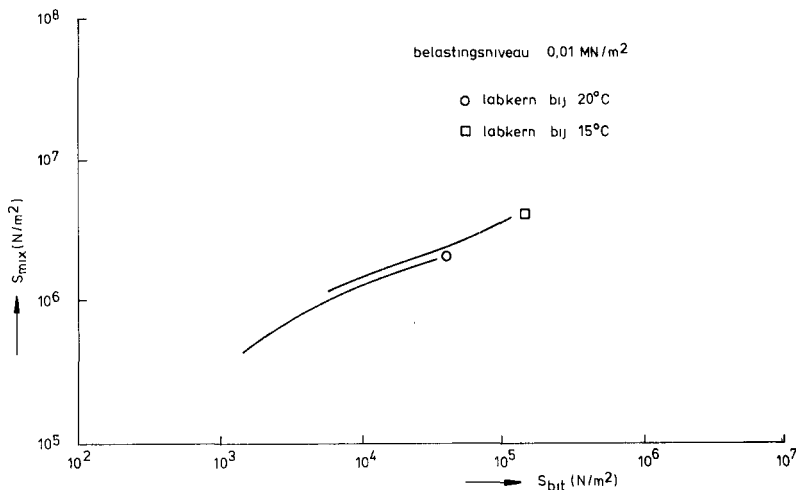


Fig. 14.1. Stijfheidsmoduli van gebitumineerd zand.

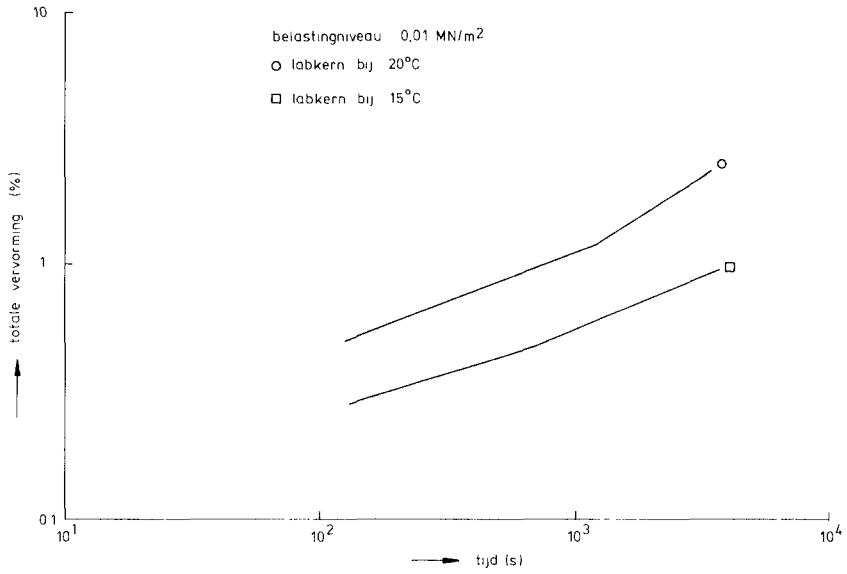


Fig. 14.2. Vervorming als functie van de belastingstijd van gebitumineerd zand.

14.3.4 Duurzaamheid

De duurzaamheid wordt bepaald door de blijvende bindende werking van het bitumen. Verwerkingstemperaturen boven 100°C bij toepassing onder water zijn hierom niet gewenst (14.2.2).

Relevant zijn de volgende verschijnselen en eigenschappen:

- a. De veroudering van het bitumen is door de openheid van het mengsel relatief groot.

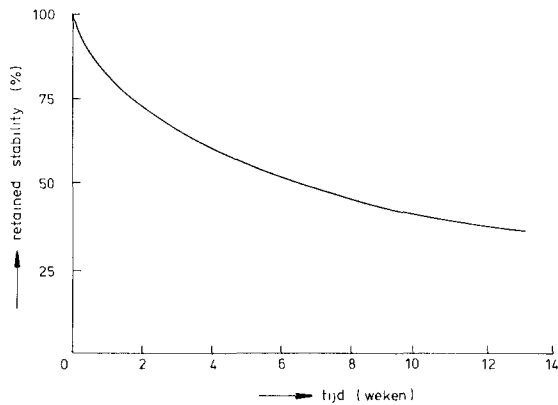


Fig. 14.3. Het effect van stripping op gebitumineerd zand.

- b. De aanhechting zand/bitumen neemt af door de verdringing door water ('stripping'). Dit valt te meten met een proef op de rest-stabiliteit [39] of een andere watergevoelighedsproef.

Het verloop in de tijd van de stabiliteit is al verscheidene malen onderzocht met dergelijke proeven. Het blijkt dat de stabiliteit in de loop van de tijd afneemt tot een bepaalde eindwaarde van ca. 30% (fig. 14.3), afhankelijk van de mengsamenstelling en fysische omstandigheden [32, 33].

Een hoger bitumengehalte en een dikkere omhullingsfilm hebben hierop een gunstig effect.

- c. Chemische resistentie, met name gevoeligheid ten aanzien van verontreinigd water.

HOOFDSTUK 15

BITUMENMEMBRANEN

Bitumenmembranen worden gebruikt om kanalen, waterbekkens en oevers waterdicht te maken.

Er zijn twee uitvoeringsmethoden:

- in situ;
- in geprefabriceerde vorm.

15.1 **Bouwstoffen**

15.1.1 *Vulstof*

Voor membranen worden soms vulstoffen toegevoegd ter verhoging van de stabiliteit, in samenhang met de overige toeslagmaterialen.

15.1.2 *Bitumen*

Afhankelijk van de toepassing – bijvoorbeeld bij lage verwerkingstemperaturen of een gewenst vervormingsgedrag – kan de keuze van het bitumentype variëren.

Voor toepassing van geblazen bitumina, zie [35] en 15.2.1.

15.1.3 *Overige toeslagmaterialen*

- kunstrubber ter verhoging van de stabiliteit;
- toeslagmaterialen ter beperking van plantendoorgroei.

15.1.4 *Overige constructiebestanddelen*

In geprefabriceerde membranen:

1. Wapening, soms ook bij membranen die in situ worden aangebracht. Meestal is de wapening een kunststofdoek waaraan dan specifieke eisen worden gesteld qua
 - sterkte in ketting en inslagrichting;
 - rek bij breuk;
 - temperatuurgevoeligheid van de sterkte-eigenschappen;
 - verwerkbaarheid.

2. Dunne folies, ook wel inlays genoemd, vanwege
 - plantendoorgroei;
 - bescherming van de lasstroken.
3. Afwerking van het membraan, onder meer ter verhoging van de wrijvingsweerstand
 - bezanding;
 - bestrooiing met fijne steenslag zoals lijslag.
4. Bij het aan elkaar lassen van de membranen is het raadzaam geblazen bitumen te gebruiken.

15.2 Ontwerp en vooronderzoek

Het ontwerpen van membranen geschiedt vanuit de empirie waarbij de 'trial and error' methode speelt.

Vooronderzoek bestaat uit het beproeven van de membranen aan de gestelde eisen. Er kunnen twee soorten membranen onderscheiden worden:

1. In situ uitgevoerde membranen, waarbij het bitumen (vaak R85/50 of R85/40) in twee of drie lagen op de ondergrond wordt gespreid tot een totale dikte van 8-12 mm is bereikt [35, 69].

Hoeveel bitumen nodig is, is afhankelijk van de textuur van de ondergrond; het zal liggen tussen 6 kg/m² voor een fijne en 8 kg/m² voor een grove ondergrond. De maximale taludhelling is ca. 1 : 2,5. Ter bescherming van het membraan wordt het afgedekt met ten minste 30 cm grond of, indien beschikbaar, grind. Als begroeiing verwacht wordt zal de beschermingslaag ten minste 50 cm dik moeten zijn om onkruidverdelging toe te kunnen passen zonder het membraan te beschadigen. De ondergrond moet goed verdicht en vlak zijn, zonder stenen en andere obstakels, en voorberekt worden met een plantendodend middel.

Nadelen van in situ uitgevoerde membranen zijn:

- a. ze zijn doorgroeigevoelig;
 - b. ze zijn zeer zettingsgevoelig;
 - c. ze hebben geen optimale hechting tussen de verschillende lagen;
 - d. ze zijn van een matig constante kwaliteit;
 - e. de ondergrond moet zeer goed voorberekt zijn.
2. Geprefabriceerde membranen.
- Om bovengenoemde bezwaren te ondervangen zijn geprefabriceerde membranen ontwikkeld. Geprefabriceerde membranen bestaan vaak uit een drager of wapening van kunststofdoek dat aan beide zijden voorzien is van een bitumenlaag of bitumen/vulstof-mengsel. Door de wapening is het membraan minder zettingsgevoelig en door een antidoorgroei folie hoeft de ondergrond niet voorberekt te worden met een plantenverdelgend middel.

De ondergrond moet wel vlak en vrij van scherpe voorwerpen zijn. Om het afschuifgevaar van de beschermingslaag te verminderen is het membraan afgestrooid [29].

De beschermingslaag kan onder meer bestaan uit aarde, steenslag, beton of asfalt. Naargelang de toepassing kan een bescherming van een 'non woven' worden toegepast om de thermische en mechanische belasting op het membraan te verminderen. Een voorbeeld van een geprefabriceerde membraan, gepatenteerd onder de naam Hypofors, is gegeven in figuur 15.1 [36].

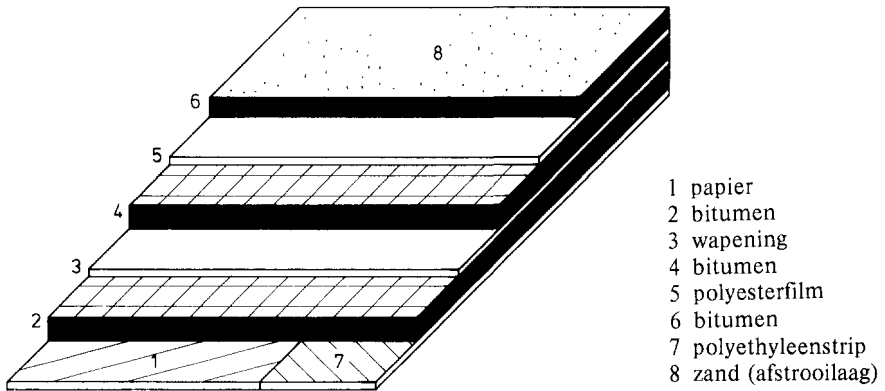


Fig. 15.1. Hypofors (geprefabriceerde membraan, geotrooieerd).

15.3 Eigenschappen

15.3.1 Stabiliteit

De stabiliteit van het membraan is bepalend voor de schuifspanningsoverdracht. Onderzoek kan geschieden met behulp van een rheometer.

15.3.2 Viscositeit

De viscositeit van het toegepaste bitumen is van belang voor:

1. de stabiliteit van membraan en afdeklaag;
2. de verwerkbaarheid.

Voor de viscositeit van bitumen wordt verwezen naar hoofdstuk 3.

15.3.3 Doorlatendheid

Het membraan en de lasverbindingen moeten, onder de gespecificeerde maximumbelastingen, waterdicht zijn en blijven. Onderzoek hiernaar kan geschieden met een vacuümmeter.

Ook onder vervormingen moet de ondoorlatendheid van het membraan blijven bestaan.

15.3.4 *Duurzaamheid*

Het membraan moet duurzaam zijn.

Hierbij spelen een rol:

- De veroudering van de bitumineuze laag.
- De biologische resistentie; eventueel te testen met een doorgroeiproef.
- Chemische resistentie: weerstand tegen agressieve percolaten.

In het algemeen wordt het membraan beschermd door een afdekking.

DEEL C

ONTWERPTECHNISCHE ASPECTEN

Samenvatting

Deel C behandelt de ontwerptechnische aspecten van waterbouwkundige asfaltbekledingen.

Zulke bekledingen moeten aan een aantal eisen voldoen om hun functie blijvend te kunnen vervullen. Een overzicht is opgenomen van deze functionele eisen. De ontwerper zal moeten bekijken welke daarvan op zijn situatie van toepassing zijn.

De functionele eisen zijn gedeeltelijk afgeleid uit de belastingen die op een asfaltbekleding kunnen werken. Er wordt in dit deel onderscheid gemaakt tussen belastingen ten gevolge van hydraulische omstandigheden zoals waterstanden, golven en stroming, belastingen voortvloeiend uit zettingen van dijklichaam en ondergrond en ontgroningen van het voorland, en overige belastingen. De mogelijke invloed van deze belastingen op een asfaltconstructie wordt besproken.

Het dijkontwerp geschiedt aan de hand van een aantal uitgangspunten. In Nederland zijn die voor sommige toepassingsgebieden vastgelegd, voor andere nog niet. Een overzicht wordt gegeven van de stand van zaken.

Een zeer belangrijke factor bij het ontwerpen en aanbrengen van een asfaltbekleding is de aard van het dijklichaam en de ondergrond. Er is een paragraaf gewijd aan de aspecten die hierbij een rol spelen. Getracht is aan te geven op welke wijze de situatie gunstig beïnvloed kan worden.

Een asfaltbekleding wordt over het algemeen gedimensioneerd op belastingen ten gevolge van hydraulische omstandigheden en zettingen en ontgroningen; soms op andere belastingen. De dimensioneringsmethoden voor de meest relevante omstandigheden worden gegeven. Achtereenvolgens:

- dimensionering van een relatief dichte asfaltbekleding op wateroverdrukken;
- dimensionering van een plaatvormige asfaltbekleding op golfbelastingen;
- dimensionering van een onder water liggende bodembescherming op overdrukken veroorzaakt door stromend water en golven;
- dimensionering van een vastgelegde of patroongepenetreerde breuksteenlaag op golfaanval;
- dimensionering van een asfaltbekleding op stroming;
- dimensionering van een asfaltbekleding op onregelmatige zettingen en ontgroningen;
- bepaling van de maximale taludhelling.

FUNCTIONELE EISEN VOOR EEN ASFALTBEKLEDING

De functie van een dijk is het achterliggende gebied te beschermen tegen overstroming. Om het dijklichaam, dat meestal opgebouwd is uit zand, te beschermen tegen erosie wordt vaak een bekleding aangebracht. Aangezien de bekleding tevens onderdeel van de dijk is kan hij eveneens enkele functies van de waterkering vervullen, zoals waterdichtheid. In het algemeen mag het onderliggende grondlichaam geen extra veiligheid tegen afschuiven ten gevolge van de aanwezige bekleding worden toegerekend. Een asfaltbekleding moet om zijn functie blijvend te vervullen aan verschillende eisen voldoen; eisen die mede voortvloeien uit de belastingen die op een bekleding kunnen werken:

1. De bekleding moet zo dicht zijn dat er geen materiaal uit het dijklichaam kan treden door de bekleding heen. Soms wordt geëist dat de bekleding waterdicht is.
2. De bekleding moet bestand zijn tegen belastingen door:
 - golven, opgewekt door wind en schepen;
 - stromend water en daarin meegevoerde objecten als zand, stenen en drijfhout;
 - wateroverdrukken (alleen bij een (relatief) waterdichte bekleding).
3. Zettingen en ontgrondingen moeten door de bekleding tot op zekere hoogte gevolgd kunnen worden. De bekleding moet op de ondergrond blijven aanliggen.
4. De bekleding moet stabiel zijn.
Hij mag, ook in de aanlegfase, niet van het talud schuiven. Tevens moet de bekleding geheel stabiel zijn zodat hij niet als gevolg van de optredende belastingen in zijn geheel meegevoerd kan worden. Dit vereist een zekere afmeting en gewicht.
5. De bekleding moet weer- en watervast zijn tegen erosie, corrosie, licht, wind, temperatuur en ijs. Het milieu mag geen schade veroorzaken aan de bekleding, maar ook de bekleding niet aan het milieu.
6. De bekleding moet duurzaam zijn. Dat wil zeggen dat hij, ook na verloop van tijd, zijn functie moet kunnen blijven vervullen.
7. De bekleding moet bij voorkeur een esthetisch aanzien hebben. Deze eis mag, als hij in strijd is met het voorafgaande, nooit doorslaggevend zijn.
8. Daarnaast moet rekening gehouden worden met het voorkomen van:
 - biologische aantasting door planten, dieren en zeeorganismen;
 - chemische aantasting door vervuild of zout water;
 - eventueel landverkeer, zowel tijdens de aanleg als in de definitieve fase;
 - vernielingen;
 - recreatie;
 - aanvaringen en ankerworpen.

Aan bovenstaande eisen moet in principe worden voldaan. Dit is mogelijk door de bekleding samen te stellen uit een of meer materialen. Daar de verschillende eisen verschillende eigenschappen van de bekleding verlangen moet vaak een compromis worden gezocht.

De combinatie van bekleding en grondlichaam is bepalend voor het goed functioneren van de dijk en voor een lange levensduur. Tevens moet de bekleding onder de aanwezige omstandigheden gemaakt kunnen worden. Het grondlichaam zelf moet een redelijk goedkope, goed functionerende bekleding mogelijk maken.

HOOFDSTUK 17

HET DIJKLICHAAM

Een belangrijke factor bij het dimensioneren en aanbrengen van een dijkbekleding is de aard van het dijklichaam ofwel het zandbed.*

De volgende facetten zijn van belang:

- a. Het draagvermogen van het dijklichaam bepaalt onder meer het gedrag van de bekleding onder golfklappen en andere belastingen, en speelt daardoor een grote rol in de dimensionering. Is het draagvermogen groot, dan kan de laagdikte van de bekleding worden gereduceerd.
Van belang zijn grootheden van de ondergrond als elasticiteitsmodulus, beddingsconstante en constante van Poisson (zie Appendix V), die hunnerzijds sterk beïnvloed worden door de mate van verdichting van de ondergrond. Deze grootheden zijn met behulp van dynamische plaatbelastingsproeven te bepalen.
- b. Een hoge verdichtingsgraad van het zandlichaam kan onder meer verweking – de grond verliest zijn draagvermogen – voorkomen van een verzadigde of bijna verzadigde grond onder een stootbelasting van bijvoorbeeld een golfklap. Een relatieve proctordichtheid van 95–100% tot een diepte van ca. 2 m, bij zand zal de kans op verweking over het algemeen tot een aanvaardbaar minimum beperken.
Slecht doorlatende natte grond is gevoelig voor verweking. De aanwezigheid van slib is in dat opzicht ongunstig.
- c. De doorlatendheid van het zandbed is onder meer van belang in verband met de grondwaterstroming in het dijklichaam en de daaruit voortvloeiende overdrukken onder een relatief dichte bekleding, en de verweking van het zandlichaam.
- d. Bij het in den droge aanbrengen van niet gevulde mengsels op een met water verzadigd zandbed kan, door insluiting van water, vroegtijdige stripping optreden. Trilverdichting kan bij losgepakte, verzadigde zandlichamen verweking veroorzaken. Bij dichte mengsels kunnen, bijvoorbeeld door de aanwezigheid van perswater, wateroverdrukken optreden onder het nog zachte asfalt.
- e. Voor de uitvoering is een voldoende draagkrachtig dijklichaam vereist.
Indien het zandbed weinig weerstand heeft tegen vervorming is het lastig te verdichten en veroorzaakt het materieel tijdens het aanbrengen van de bekleding sporen. Nadat het zandbed verdicht en vlak gemaakt is moet dus worden voorkomen dat er met materieel over gereden wordt, of anders voorzieningen getroffen zodat het niet opnieuw omgewoeld wordt.

* Hoewel dit hoofdstuk betrekking heeft op een dijklichaam is de inhoud veel ruimer toepasbaar, overal waar een asfaltbekleding op een grondlichaam aangebracht wordt.

Het dijklichaam zal veelal bestaan uit zand wat redelijk goed te verdichten is. Bij een goed verdichte ondergrond verloopt het walsen met minder problemen, wordt initiële scheurvorming beperkt en het vereiste holle ruimte-percentages gemakkelijker bereikt.

In sommige gebieden van Nederland is het gebruikelijk het zandbed slechts met een bulldozer vlak af te werken. Hiermee wordt een geringe verbetering van de oorspronkelijke dichtheid bereikt. Uit beperkte proefnemingen aldaar is gebleken dat in verschillende dijkvakken de dichtheid van het zand - zelfs tot aanmerkelijke diepte - zeer laag was.

Het is daarom beter het zandlichaam met bulldozers in dunne lagen op te bouwen. Daarna kan het talud eveneens met een bulldozer nauwkeurig onder profiel gebracht worden. Wordt hiermee niet de vereiste dichtheid van het zandlichaam verkregen, dan kan er met een trilrol overheen worden gereden. Voor de laatste verdichtingsgang is het aan te bevelen het zandbed met water te besproeien (foto 3).

De beste manier is echter het dijklichaam in overmaat op te bouwen, en vervolgens, na verdichten, het vereiste profiel al afgravend te realiseren.

Toepassing van klei als onderlaag is vanwege de slappe consistentie en mogelijke opvriesverschijnselen, niet gewenst. Als een asfaltbekleding wordt aangebracht op een reeds bestaande oude kleibekleding, dient die van goede kwaliteit te zijn; anders moet hij ontgraven worden. Onderzoek naar de kwaliteit is gewenst.

Bij een onderlaag van mijnsteen of gebitumineerd zand treden meestal geen problemen op. Een asfaltbekleding op mijnsteen kan eventueel problemen opleveren betreffende de maatvoering van de aan te leggen laagdikte.

Verbetering van de ondergrond kan verkregen worden door [5]:

- mechanische verdichting;
 - fysisch-mechanische behandeling; een verbetering van het korrelskelet in combinatie met mechanische verdichting. Deze methode wordt in de waterbouw vooralsnog niet toegepast. Wellicht dat het in de toekomst zover komt.
- f. Na het aanbrengen van de bekleding wil het dijklichaam gaan zetten. In een slecht verdicht dijklichaam of als er klei- of veenlagen in de ondergrond voorkomen, kunnen de zettingen groot en onregelmatig zijn. Is de bodem daarbij slecht doorlatend dan is het mogelijk dat de korrelspanningen vanwege het langzaam afstromende poriënwater slechts langzaam toenemen en de draagkracht van de bodem tijdelijk onvoldoende kan blijken. Bij een kleiige ondergrond moet hiermee zeker rekening worden gehouden; hier is een goede drainage vereist [17]. Bij een goed doorlatend materiaal treedt zo'n situatie niet op.

De draagkracht van een grondmassief kan gemeten worden met C.B.R.-proeven, sonderingen of plaatbelastingsproeven.

Aanbevolen wordt om als vooronderzoek in het laboratorium grootheden als doorlatendheid, proctordichtheid, wrijvings-eigenschappen, enzovoort, te bepalen. Er moeten voldoende metingen gedaan worden om een representatieve indruk te krijgen.

Tegenwoordig wordt door de Rijkswaterstaat ten aanzien van de verdichting van de ondergrond het volgende aanbevolen: Een minimale verdichtingsgraad van 95% en een gemiddelde verdichtingsgraad van 98% van de maximale proctordichtheid.

UITGANGSPUNTEN VOOR HET ONTWERP

18.1 Veiligheidsaspecten

Het ontwerp van een dijkbekleding ontwikkelt zich aan de hand van een aantal uitgangspunten. Hoewel deze uitgangspunten van situatie tot situatie verschillen, kan voor Nederlandse omstandigheden in het algemeen het volgende gesteld worden:

- Voor zeedijken zijn in het rapport van de Deltacommissie [83] de maatgevende meest extreme omstandigheden vastgelegd in het zogenaamde ontwerppeil. Bereikt de waterstand het ontwerppeil, dan dient volgens de Deltacommissie nog een grote mate van veiligheid tegen doorbreken aanwezig te zijn. Dit betekent dat de bekleding voor zover die bepalend is voor het goed functioneren van de waterkering, bij het bereiken van het ontwerppeil met een grote mate van waarschijnlijkheid bestand moet zijn tegen deze omstandigheden.
Tijdens het verloop van de storm waarbij het ontwerppeil wordt bereikt, worden niet alle onderdelen van de dijk maximaal belast. De maximale en meest kritieke belasting van golfklappen treedt op iets beneden de stilwaterstand. De maximale overdrukken onder de bekleding en de maximale waterstanden in de dijk zullen enkele uren na het bereiken van de maximale waterstand optreden.
- Voor het gebruik van asfalt bij duinen als zogenaamde duinvoetverdediging zijn geen duidelijke uitgangspunten geformuleerd. Het effect van de duinvoetverdediging op de duinafslag tijdens maatgevende omstandigheden is nog grotendeels onbekend. Indien men in de toekomst met dit effect rekening wil houden gelden dezelfde uitgangspunten als bij zeedijken. De belangrijkste functie van de duinvoetverdediging was veelal het beperken van erosie van de duinkust.
- Voor rivierdijken is in het rapport van de Commissie Rivierdijken [84] het volgende gesteld: 'De commissie beveelt aan verbeteringen aan de rivierdijken te doen uitvoeren zodanig dat waterstanden kunnen worden gekeerd behorende bij een maatgevende Rijnafvoer te Lobith van $16.500 \text{ m}^3/\text{s}$. Deze afvoer wordt overschreden met een frequentie van ongeveer $1/1250$ '. In de in 1984 door de Technische Adviescommissie voor de Waterkeringen uit te brengen Leidraad Rivierdijken wordt evenals bij het rapport van de Deltacommissie uitgegaan van een grote mate van veiligheid tegen doorbreken bij het bereiken van de ontwerpwaterstanden.
- De dijken en kaden om en langs kanalen, meren, droogmakerijen en boezems vormen een groep van waterkeringen die in de meeste gevallen bedoeld zijn om water met een permanente hoge stand te keren. Deze dijken zijn vaak van geringe afmetingen. Er is, afgezien van haalgolven van de passerende scheepvaart, meestal weinig golfaanval op deze keerdijken.

Een uitzondering hierop vormen de meerdijken, waar rekening moet worden gehouden met dikwijls aanzienlijke golfaanval en hoge waterstanden die het gevolg zijn van opwaaiing van het water door stormen. Hierbij kan gedacht worden aan het IJsselmeer.

18.2 Achteruitgang van sterkte-eigenschappen

Bij de dimensionering moet tevens rekening worden gehouden met het feit dat de sterkte-eigenschappen van de constructie achteruit kunnen gaan in de loop van de tijd. Er zijn twee verschillende manieren om dit probleem te benaderen:

1. Er kan zwaarder gedimensioneerd worden zodat de constructie ook na verloop van tijd nog voldoet.
2. Door middel van controle- en onderhoudsprocedures kan de constructie op peil worden gehouden.

De keuze tussen deze twee benaderingen is afhankelijk van de instelling van de ontwerper: accepteert die door lichter te dimensioneren een zeker risico bij het laten uitvoeren van controle en onderhoud door anderen; daarnaast van economische factoren: lichter dimensioneren kost bij de aanleg minder, maar het onderhoud wordt duurder.

Tevens is van belang dat de veiligheid van de constructie tijdens de aanleg in het oog wordt gehouden. Het belang hiervan wordt wel aangetoond door het feit dat het voorkomt dat constructies in de bouwfase bezwijken.

Door de constructie hierop te dimensioneren en/of de bouwwijze af te stemmen – keuze van een gunstig jaargetijde, bouwvolgorde en uitvoeringsmethode – kan hiervoor vaak een oplossing gevonden worden. Een goed ontwerper zal deze problematiek steeds in zijn ontwerp betrekken.

18.3 Theoretische achtergronden van de veiligheidsaspecten

De dimensionering van een dijkbekleding gebeurt met behulp van theoretische modellen waarin bepaalde basisvariabelen ingevoerd worden om tot een maatgevende grootte te komen, bijvoorbeeld de dikte van de bekleding. De basisvariabelen beschrijven aan de ene kant de verschillende belastingen op de constructie: golven, waterstanden, eigen gewicht, enzovoort; en aan de andere kant de eigenschappen van de constructie: materiaalparameters, geometrie, en zo meer.

Zijn de basisvariabelen exact bepaalde, deterministische grootheden, dan levert de berekening, afgezien van de keuze van een theoretisch model, geen problemen op. De theorie zegt dat de constructie niet bezwijkt als de – deterministische – belasting kleiner is dan de – deterministische – sterkte.

De moeilijkheid ligt in het feit dat in werkelijkheid de basisvariabelen stochastische grootheden zijn, dat wil zeggen ze zijn variabel. Belasting en sterkte zijn daarom eveneens stochastische grootheden. Het probleem kan dan als volgt gedefinieerd worden:

de constructie moet zo ontworpen worden dat de kans op bezwijken aanvaardbaar klein is. Hiervoor zijn drie verschillende methoden beschikbaar [2]:

1. De (semi)-deterministische methode

In deze methode worden voor de basisparameters die de belastingen beschrijven voldoende hoge, dus 'veilige' waarden aangenomen. Voor de sterkte-eigenschappen van de constructie worden vaak gemiddelde of veilige waarden gekozen.

De keuze van een 'veilige' belasting berust meestal op ervaring.

2. De quasi-probabilistische methode

Bij deze methode worden voor alle basisvariabelen 'veilige' zogenaamde karakteristieke waarden aangenomen.

De karakteristieke belasting is dan bijvoorbeeld gedefinieerd als de belasting die een kans heeft van 5% om te worden overschreden tijdens de levensduur van de constructie. De karakteristieke sterkte-eigenschappen zijn dan die waarden van de sterkte-eigenschappen die een kans hebben van 5% om te worden onderschreden (zie ook fig. 18.1).

In de bouw- en constructiewereld wordt door het invoeren van partiële veiligheidscoëfficiënten de marge aangegeven tussen karakteristieke belasting en sterkte. De partiële veiligheidscoëfficiënten, vastgelegd in I.S.O. 2394, worden vervolgens door vermenigvuldiging omgezet in een totale veiligheidscoëfficiënt:

$$\gamma_{\text{totaal}} = \prod_{i=1}^m \gamma_{\text{partieel } i}$$

3. De probabilistische methode

Deze nog in ontwikkeling zijnde methode, is wel de meest geavanceerde. Alle basisvariabelen worden gespecificeerd door een kansdichtheidsfunctie. Uit de kansdichtheidsfuncties van de belastingen en de sterkte-eigenschappen wordt door integratie

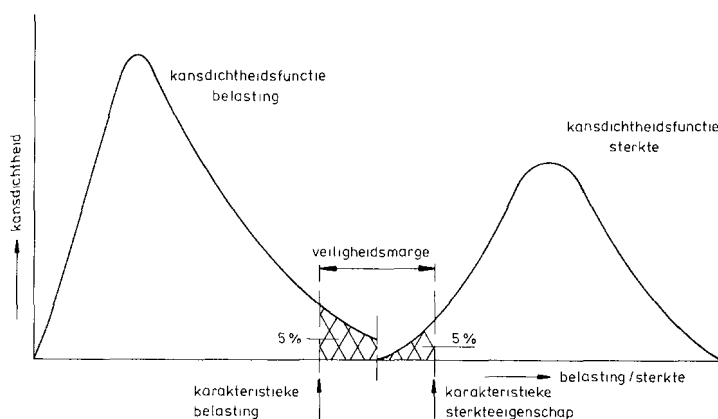


Fig. 18.1. Voorbeelden voor een keuze van de karakteristieke waarden.

de bezwijkkans van de constructie bepaald, die dan een beoordelingscriterium vormt.

Voor meer informatie wordt onder meer verwezen naar [75, 76, 77].

In de praktijk blijkt momenteel meestal een methode te worden gebruikt die tussen de deterministische en de quasi-probabilistische methode in ligt. Er wordt rekening gehouden met spreiding in de belastingen, maar niet met die van de sterkte-eigenschappen van de constructie.

Voor de belastingsvariabelen worden meestal waarden gekozen die een extreem lage overschrijdingskans hebben. Als sterkte-eigenschappen worden veelal gemiddelde of karakteristieke waarden aangehouden.

HOOFDSTUK 19

BELASTINGEN

Op een asfaltbekleding kunnen een aantal belastingen werken. Ruwweg kunnen die onderscheiden worden in belastingen veroorzaakt door hydraulische omstandigheden, belastingen ten gevolge van zettingen en ontgrondingen, en overige belastingen.

De bekleding zal over het algemeen gedimensioneerd worden op de eerste twee typen belastingen en eventueel op overige belastingen die regelmatig optreden of met redelijke waarschijnlijkheid te verwachten zijn. Op sommige belastingen is het niet zinvol te dimensioneren, aangezien zij wel erg omvangrijk kunnen zijn, maar het vaak goedkoper is de bekleding te repareren of bepaalde preventieve maatregelen te treffen.

In de volgende paragrafen worden globaal de belangrijkste omstandigheden en de hiervan afgeleide belastingen behandeld. Later zullen de meest gebruikelijke belastingen nader worden omschreven en methoden voor dimensionering hierop aangegeven.

19.1 Hydraulische randvoorwaarden

Voor een dijk kan een bepaalde waterstand voorkomen, permanent dan wel tijdelijk. Van belang voor de situatie zijn het type waterkering, het al of niet aanwezig zijn van een voorland en de hoogte daarvan en de waterstand en zijn variaties.

In het water voor de dijk kunnen golven en stromingen voorkomen.

Voor de dimensionering van een bekleding op hydraulische omstandigheden zijn de daadwerkelijk op de bekleding werkende belastingen van belang. Het is daarom het beste als de benodigde golf-, stroom- en waterstandsgegevens bekend zijn ter plaatse van de dijk zelf, zodat ze direct tot belastingen omgerekend kunnen worden. Meestal zijn deze gegevens alleen gegeven op diep water, een eind uit de kust, die dan naar de kust toe moeten worden getransformeerd, golven bijvoorbeeld met behulp van refractieberekeningen.

19.1.1 *Waterstanden*

De waterstand voor een dijk kan variëren. Voor dijken aan zee, zeearmen en benedenrivieren zal deze variatie voornamelijk veroorzaakt worden door de getijwerking en de wind, of een combinatie daarvan. Op de bovenrivieren zijn vooral de afvoeren bepalend voor de waterstand; op de benedenrivieren zijn zij mede van invloed. In kanalen, vaarten en boezems, worden de waterstandsvariaties voornamelijk door toe- of afvoer bijvoorbeeld van schutwater en neerslag en door scheepsgolven veroorzaakt; bij meren en reservoirs door toe- of afvoer van water en door wind [1].

Ook korte door de wind opgewekte golven geven waterstandsvariatiës.

De duur van de waterstandsvariatiës is erg verschillend. Variatiës als gevolg van wind- en scheepsgolven duren enkele seconden, het getij daarentegen heeft een periode van enkele uren, langdurige windeffecten kunnen gedurende enkele uren tot dagen op- of afwaaiing veroorzaken en rivierafvoeren kunnen de waterstanden enkele dagen tot weken beïnvloeden.

In een dijklichaam heeft zich in samenhang met de waterstand voor de dijk een freatische lijn ingesteld. Verandert de waterstand, dan zal de freatische lijn zich willen aanpassen. De mate waarin dat gebeurt is onder meer afhankelijk van de duur en de grootte van de waterstandsvariatie, de geometrie en de doorlatendheid van ondergrond en dijklichaam, en van de relatieve doorlatendheid van de bekleding.

Wanneer nu de buiten-waterstand lager komt te staan dan de freatische lijn in het dijklichaam en het water kan doordat de bekleding relatief ondoorlatend is, niet vrij uitstromen, dan ontstaan er onder de bekleding overdrukken. Zij hebben de neiging de bekleding van de dijk af te drukken. Dimensionering van de bekleding hierop kan gebeuren zoals aangegeven in 20.1.

De grond onder de freatische lijn zal verzadigd zijn. Een slechte grond onder de bekleding kan dan, in combinatie met een plotseling optredende kracht, verweken en zijn draagvermogen verliezen. Ofschoon met dit verschijnsel wel rekening moet worden gehouden is het over het algemeen niet zinvol de bekleding hierop te dimensioneren. De maximaal toepasbare taludhelling is eveneens afhankelijk van de waterstand voor en in de dijk (zie 20.7).

Daarnaast is de waterstand van invloed op het golfklimaat en de stroming bij de dijk.

19.1.2 Golven

Golven, tenminste die waartoe deze paragraaf zich beperkt, worden door de wind opgewekt. Hierbij zijn onder meer van invloed de windsnelheid, de strijklengte, de duur van de wind en de waterdiepte.

Een golf kan beschreven worden door de volgende grootheden:

1. de golfhoogte (H);
2. de golfperiode (T);
3. de voortplantingssnelheid (c).

De golflengte is: $L = c \cdot T$.

Op de plaats waar de wind de zee beroert ontstaat een zeer onregelmatig golfveld, bestaande uit een scala van door elkaar heen lopende golven van verschillende hoogte en periode.

Wanneer de invloed van de wind wegvalt zullen de golven uit het golfveld zich in verschillende richtingen voortplanten. De golven met korte periode dempen eerder uit dan die met lange periode; over blijft de meer regelmatige deining.

Een methode om een golfveld te beschrijven is een zogenaamd spectrum, waarbij de golfperiode uitgezet wordt tegen een van de golfhoogte afgeleide grootheid. Een golf-

spectrum wordt gewoonlijk samengesteld uit een aantal metingen gedaan op een of meer locaties gedurende korte of langere tijd. Daaruit wordt een reeks stochastische grootheden verkegen over een beperkte tijdsduur. Met behulp van de statistiek kunnen de waarnemingen zodanig bewerkt worden dat er iets te zeggen valt over lange-termijnverwachtingen. Dit is onder meer van belang voor het vaststellen van ontwerpomstandigheden. Het voert hier te ver nader op deze problematiek in te gaan. Meer informatie kan verkregen worden uit een veelheid van literatuur. Ook in Appendix I is er enige aandacht aan gewijd.

Een veel gebruikte statistische parameter voor de beschrijving van een golfveld is de significante golfhoogte (H_{sig}). Het is de gemiddelde waarde van het hoogste derde deel van de waargenomen golven. Dit komt ook wel overeen met de golfhoogte die, indien uitgegaan wordt van een Rayleigh-verdeling van de golven in het golfveld, door 13,5% van de golven wordt overschreden.

Bij de golfvorming kunnen ruwweg drie gebieden worden onderscheiden:

1. Diep water

de golfbeweging wordt hier niet beïnvloed door de waterdiepte; de voortplantings-snelheid wordt alleen bepaald door de golfperiode. De beweging van de waterdeeltjes in de golf is op de bodem niet merkbaar.

2. Ondiep water

de golfbeweging wordt zeer sterk beïnvloed door de bodem; de voortplantingssnelheid wordt alleen bepaald door de waterdiepte. De horizontale beweging van de waterdeeltjes in de golf is onafhankelijk van de waterdiepte, en zeer sterk merkbaar op de bodem.

3. Gebied tussen 1 en 2

de golfbeweging wordt zowel beïnvloed door de golfperiode als door de waterdiepte.

Globaal kunnen als criteria aangehouden worden:

diep water $d/L_0 > 0,25$

ondiep water $d/L_0 < 0,05$,

L_0 is de golflengte op diep water en d de waterdiepte

Bij het kleiner worden van de waterdiepte (d) zal een golf met een golfhoogte H komende uit dieper water in ondiep water in hoogte toenemen, maar niet onbegrensd. Bij een bepaalde waarde van $H/d = \gamma$, waarin γ de zogenaamde brekerindex voorstelt, zal de golf breken (fig. 19.1).

Een golf die een dijktafval nadert kan, afhankelijk van de waterdiepte voor de dijk, de golflengte en de golfhoogte reeds gebroken zijn of breken op het talud. Op dit laatste is tevens de taludhelling van de dijk van invloed.

Er kunnen een aantal brekervormen worden onderscheiden:

1. Schuimende brekers, ook wel aangeduid met de term spilling breakers: Het golfvront is hier wel steil maar staat niet verticaal. Het breken zet in bij de kam. De brekende watermassa loopt in het dal en blijft daarbij op de golfhelling.

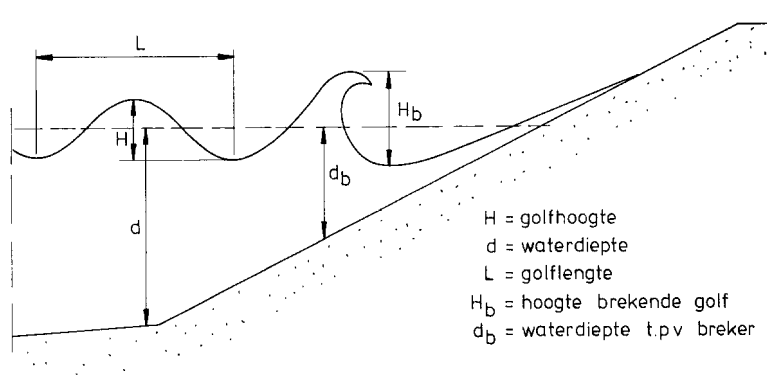


Fig. 19.1. Het breken van een golf bij nadering van een dijktalud.

2. Overstortende brekers, meestal plunging breakers genoemd: Een brekertong slaat uit een verticaal golffront in vrije val op het daarvoor liggende golfdal of dijktalud.
3. Deinende brekers ook wel surging breakers genoemd: Deze treden op bij vlakke golven en steile taluds. De golf zet in als een overstortende breker maar voordat er zich een brekertong gevormd heeft, treft hij reeds het talud, waardoor het breken niet meer verder gaat.

Middels de zogenaamde ξ -parameter is het mogelijk globaal aan te geven welke brekerform zal optreden.

$$\xi_0 = \frac{1}{\sqrt{2\pi}} \cdot \frac{\text{tg } \alpha}{\sqrt{H_0/gT^2}}$$

waarin:

α = taludhelling

H_0 = golfhoogte gerelateerd aan diep water

g = versnelling van de zwaartekracht

T = golfperiode

Indien:

$\xi < 0,5$: schuimende brekers

$0,5 < \xi < 3,3$: overstortende brekers

$\xi > 3,3$: deinende brekers

Een dijkbekleding moet bestand zijn tegen belastingen uitgeoefend door golven. Bij de dimensionering moet onderscheid gemaakt worden tussen plaatvormige constructies en bekledingen opgebouwd uit losse elementen.

Plaatvormige bekledingen zijn bijvoorbeeld asfaltbetonbekledingen, mastiekslabs, 'vol en zat' gepenetreerde stortsteenlagen, open en dichte steenasfaltbekledingen en lagen van gebitumineerd zand.

De grootste belastingen die golven uitoefenen op een plaatvormige bekleding zijn klappen van overstortende brekers. In 20.2 worden hiervoor dimensioneringsmethoden gegeven.

Constructies opgebouwd uit losse elementen zijn bijvoorbeeld met gietasfalt gedeeltelijk al dan niet volgens een vast patroon gepenetreerde breuksteenbekledingen.

Met penetratiemortel vastgelegde breuksteenglooingen vormen als het ware een soort overgang tussen 'vol en zat' en gedeeltelijk gepenetreerde breuksteen.

Op- en afstromend water kan tevens langskrachten veroorzaken die een slijtende werking op de bekleding hebben. Dit aspect wordt in 20.5 besproken.

Tevens kunnen, door de golfbeweging bij een relatief waterdoorlatende bekleding, drukverschillen over de bekleding worden opgewekt. Dit resulteert in een omhoog gerichte druk die de bekleding op wil tillen en de weerstand tegen afschuiven langs het talud vermindert. Ook kunnen de drukverschillen een verhangkracht veroorzaken in het grondwater waardoor verplaatsing van zand langs en/of door de bekleding kan optreden. Een holte onder de bekleding kan het resultaat zijn. Dimensioneringsmethoden voor dit fenomeen worden niet specifiek behandeld.

Een verzadigde ondergrond kan door een plotseling optredende belasting, verweken en zijn draagvermogen verliezen.

De waterbeweging in de al of niet gebroken golf kan de bodem bij de teen van de dijk eroderen. Om dit te voorkomen wordt vaak een bodembescherming aangebracht.

Is de bodembescherming doorgetrokken tot waar de golfbeweging te zwak is om nog zanddeeltjes te kunnen verplaatsen, dan zullen er, afgezien van de mogelijke aanwezigheid van een ander type stroming, geen problemen optreden. Treedt er wel erosie op aan de rand van de bodembescherming, dan moet de bodembescherming de hierdoor veroorzaakte ontgronding op voldoende afstand van de teen tot stilstand kunnen brengen. Er wordt verder verwezen naar 20.6.2.

Een onder water liggende dichte bodembescherming kan door drukverschillen boven en onder de plaat, veroorzaakt door een erboven lopende of staande golfbeweging, worden opgetild. Dit fenomeen wordt verder behandeld in 20.3.2.

Het is gebruikelijk de bekleding te dimensioneren op een extreme omstandigheid, de ontwerprandvoorwaarde. Er moet echter niet uit het oog verloren worden dat golfbelastingen zeer frequent voorkomen, zij het dat ze niet altijd extreem groot zijn, en dat veel kleine schade samen op den duur een grote kunnen vormen die de bekleding zal doen bezwijken. Vooral gezien de vermoeiingsgevoeligheid van het materiaal asfalt - de sterkte neemt af naarmate het vaker wordt belast - mag dit aspect bij de dimensionering niet vergeten worden.

Golven werkende op een bekleding van losse elementen zoals breuksteen, zullen daar een bepaalde kracht op uitoefenen. Het stroompatroon door de golfbeweging op een dergelijke bekleding is zeer ingewikkeld. Daarom is het nog niet mogelijk een goede theoretische benadering van dit probleem te geven. Formules om het benodigde gewicht van de bekledingselementen onder golfaanval te bepalen zijn dan ook geheel

of gedeeltelijk empirisch afgeleid. Een voorbeeld hiervan is de zogenaamde Hudson-formule (zie 20.4).

19.1.3 *Stroming*

Er kan bij stromend water onderscheid gemaakt worden tussen:

1. stationaire stroming;
2. quasi-stationaire stroming bijvoorbeeld door scheepsbewegingen;
3. niet-stationaire stroming bijvoorbeeld door op- en afloop van golven.

Stromend water kan, al dan niet samen met meegevoerd materiaal, een eroderende werking hebben op een asfaltbekleding.

Meegevoerde objecten – stukken hout en steen – kunnen, vooral in de brandingszone, botsingskrachten uitoefenen op de bekleding (zie ook 7.5.3), die schade veroorzaken. Stromend water kan vat krijgen op de randen van een dunne asfaltplaat of -mat en hem doen omklappen.

Tevens kunnen er, bij een plaatvormige, waterdichte, bodembescherming drukverschillen ontstaan die de bekleding optillen. Dimensioneringsmethoden hiervoor worden gegeven in 20.3.

Evenals bij de golfwerking is het niet mogelijk de belastingen door stromend water op een bekleding van losse elementen volledig theoretisch te omschrijven. Het benodigde gewicht van de bekledingselementen wordt bepaald met empirisch afgeleide formules. Niet-stationaire stroming kan, gezien het wisselende karakter, een vermoeiende werking hebben op het op dit punt gevoelige asfaltmateriaal. De invloed van stromend water op de verschillende asfalttypen wordt behandeld in 20.5.

Daarnaast kan stromend water de bodem vóór de dijk eroderen. Daar ontstaat dan een ontgrondingskuil die gevaar op kan leveren voor de teen. Eventueel kan dit verschijnsel worden voorkomen met een bodembescherming. Zie ook 20.6.2.

19.2 **Zettingen en ontgrondingen**

19.2.1 *Zettingen*

Zetting is een zakking veroorzaakt door vervorming van het dijklichaam en de ondergrond. Zetting die alleen het gevolg is van vervorming van het dijklichaam wordt klink genoemd.

De bekleding moet onregelmatige zettingen, tot op zekere hoogte, volgen. Door zijn viskeuze eigenschappen is asfalt hier in meer of mindere mate geschikt voor. Het vervormingsgedrag van het materiaal wordt sterk bepaald door de samenstelling. Zo zijn overvulde mengsels, zoals mastiek, zeer flexibel, terwijl mengsels waarvan de holle ruimte in het mineraal niet volledig met bitumen is gevuld, zoals asfaltbeton, dit minder zijn.

Is de snelheid van de onregelmatige zetting erg groot, dan kan de asfaltplaat hem niet onmiddellijk volgen; er ontstaat een holte onder de bekleding. Indien de hierdoor ver-

oorzaakte buigspanningen de maximaal toelaatbare overschrijden voordat de bekleding weer is aan gaan liggen op het dijklichaam, bezwijkt de constructie. Dit uit zich in scheurvorming aan de rand van de zetting. Grote zettingen kunnen een significante verandering van de oorspronkelijke bekleding veroorzaken qua dikte en materiaaleigenschappen. Tevens kan een andere belasting bijvoorbeeld een golfklap die op de bekleding werkt voordat hij is nagezakt, extra spanningen en mogelijk bezwijken van de constructie veroorzaken.

Het is van belang dat zulke zettingen zo veel mogelijk beperkt blijven.

In 20.6.1 wordt aangegeven op welke wijze de dimensionering van een plaatvormige asfaltbekleding onder een zetting kan gebeuren.

Klink, die voor een groot deel wordt bepaald door de kwaliteit van de opgebrachte grond, kan worden beperkt door een goede opbouw van het dijklichaam: laagsgewijze opbouw van het zandbed, liefst met een zekere overmaat zodat een goede verdichting plaats vindt. (Zie ook hoofdstuk 18).

Zettingen van de ondergrond zal, binnen zekere grenzen, geaccepteerd moeten worden. Eventueel is het mogelijk, indien verwacht wordt dat de vervormingen onaanvaardbaar groot worden, de ondergrond te verbeteren, of te ontgraven en te vervangen. Het is belangrijk dat rekening wordt gehouden met de aanwezigheid van discontinuïteiten in de ondergrond – oude watergangen bijvoorbeeld – aangezien die tot onregelmatige zettingen kunnen leiden (foto 4, 5, 6). Ook overgangsconstructies verdienen de nodige aandacht.

Ten gevolge van constructiefouten in het dijkontwerp kan materiaal uit het dijklichaam verdwijnen waardoor holtes ontstaan onder de bekleding. Dergelijke zich snel uitbreidende holtes zal een asfaltbekleding over het algemeen niet kunnen volgen.

Overigens moet het dijkontwerp zo zijn dat dit niet kan optreden.

19.2.2 *Ontgrondingen*

Ontgrondingen ontstaan meestal doordat materiaal voor de dijk door een bepaalde oorzaak – golven, stroming – verdwijnt. Deze aantasting kan zich uitbreiden tot onder de dijkbekleding. Ontgrondingen kunnen relatief snel en groot zijn, en door bijvoorbeeld bekledingen van asfaltbeton en gepenetreerde breuksteen niet worden gevolgd.

De dijkconstructie moet dan ook zo zijn ontworpen dat ontgrondingen onder de dijkbekleding niet kunnen optreden: een goede teenvoorziening en bodembescherming kan een goede oplossing zijn.

Asfaltmastiek wordt, doordat het een tamelijk viskeus materiaal is en daardoor relatief grote ontgrondingen kan volgen, vaak toegepast in bodembeschermingen. Zie 20.6.2 voor dimensioneringsmethoden (foto 7).

19.3 **Overige belastingen**

In tabel 19.1 wordt een overzicht gegeven van de belangrijkste overige belastingen die

op de verschillende bekledingsmaterialen van invloed kunnen zijn. De nummers in de tabel verwijzen naar de onder de tabel vermelde opmerkingen. Met deze belastingen dient wel rekening te worden gehouden; voor de dimensionering zijn echter geen algemeen geldende regels te geven.

Tabel 19.1. Overzicht van de op een asfaltbekleding werkende overige belastingen.

	asfalt- beton	mastiek	pene- tratie- mortels	dicht steen asfalt	open steen asfalt	gebitu- mineerd zand (9)	mem- branen
biologische/chemische aantastingen (1)	x	x	x (1.1)	x	x	x	x (1.2)
aanvaringen (2)	x	x	x	x	x (2.1)	x	
ankerworpen (3)	x	x (3.1)	x (3.1)	x	x	x	
drijvend vuil/ijs (4)	x	x	x (8)	x	x (10)		
recreatie vernielingen (5)	x		x (8)		x (10)	x	
verkeer: (6) tijdens uitvoering definitieve fase	x x	x	x	x	x	x	x
duurbelastingen (7)	x	x	x	x	x	x	

Opmerkingen bij tabel 19.1:

- 1 Voor biologische en chemische aantastingen zie 6.5.
- 1.1 Aantasting van de penetratiemortel tussen de stenen.
- 1.2 Bij in situ uitgevoerde membranen die gevoelig zijn voor plantendoorgroei dient de bodem vooraf bijvoorbeeld met een plantenverdelgend middel bewerkt te worden. Bij aanwezigheid van knollen heeft dit echter, zoals proefondervindelijk is vastgesteld, weinig of geen resultaat.
In geprefabriceerde membranen is vooraf vaak een antidoorgroefolie verwerkt.
- 2 Door de stootbelasting die een aanarend schip op een dijk uitoefent kan niet alleen de bekleding zelf bezwijken, maar kan ook verweking van de ondergrond optreden waardoor die zijn draagkracht verliest en mogelijk afschuift. Dimensionering hierop is eventueel mogelijk met het model dat uitgewerkt is in appendix 1.1.1 en 20.3.
- 2.1 Ter illustratie:
In het Rhein-Main-Donaukanaal zijn aanvaringsproeven uitgevoerd op een 18 cm dikke laag open steenasfalt waaronder 12 cm zandasfalt. Met een Europa-schip (76,5 × 12 m; totaalgewicht = 1.720 ton) werd met een snelheid van 1,2 m/s onder een hoek van 1 : 2,5 tegen het talud gevaren. Hierbij kwam het schip ca. 90 cm uit het water. Na enige minuten trok het zich weer vlot. Bij onderzoek bleek dat het schip een ondiepe groef (1 à 2 cm diep, 4 cm breed en 12 à 15 m lang) in het talud getrokken had. Scheuren konden niet ontdekt worden. Aanvaringen met lagere snelheden en onder een kleinere hoek leidden niet tot beschadigingen [29].
- 3 Een slepend of krabbend anker zal schade kunnen veroorzaken indien het houvast kan vinden achter de rand van de bekleding of door een voor te trekken in de bekleding. Vallende ankers kunnen gaten slaan.
Indien de asfaltconstructie wordt toegepast als waterdichte laag is een dergelijke schade zeker niet acceptabel. Ankerworpen moeten daar vermeden worden, of de bekleding moet hierop worden gedimensioneerd.

- 3.1 Zinkers worden wel tegen ankerworpen en slepende ankers beschermd door een speciaal daartoe aangelegde gepenetreerde breuksteen- of mastieklaag.
 Bij het aankomen op een breuksteenconstructie zal het slepende anker er een of meer stenen uitbreken.
 Een Danforth-anker komt bijvoorbeeld niet door een 900 mm dikke laag breuksteen (10/60 kg) heen. Is deze 'vol en zat' gepenetreerd dan is het gevaar van uitbreken veel geringer. Op een mastieklaag zal het anker van de constructie afglijden en weinig schade aanrichten. Uit onderzoek is gebleken [26]:
- | | |
|---------------------------------------|--|
| Dikte van de laag breuksteen 10/60 kg | $= a$ (afhankelijk van de ankerafmetingen) |
| Vol en zat gepenetreerd 10/60 kg | $= 0,5a$ |
| Mastieklaagdikte | $= 1/3a$ |
- 4 Drijvend vuil en ijs kunnen botsingskrachten uitoefenen en daardoor schade aan de bekleding veroorzaken.
 Schade kan zoveel mogelijk voorkomen worden door:
- de bekleding erop te dimensioneren door bijvoorbeeld aangepaste bitumenhardheid, vlakheid en dikte;
 - vuil tijdig van het talud te verwijderen.
- 5 Normaliter zal een dijklichaam toegankelijk zijn voor recreanten. Hiermee moet rekening worden gehouden door:
- parkeerplaatsen aan te leggen om, indien de bekleding hier zelf niet tegen bestand is, duurbelastingen van geparkeerde auto's te voorkomen.
 - vernielingen te voorkomen door toepassen van een hard bindmiddel, aangrijpingspunten te beperken en te zorgen voor een goed afgewerkt oppervlak en een goede kwaliteit.
- 6 Met verkeer moet zowel tijdens de uitvoering als in de gebruiksfase rekening worden gehouden, bijvoorbeeld door de aanleg van werkwegen of in de dimensionering en keuze van constructie en/of mengsel zelf. Dimensionering is eventueel mogelijk met het model dat uitgewerkt is in appendix I of met behulp van normale wegebouwmethoden [94].
- 7 Aangezien asfalt een visco-elastisch materiaal is zullen langdurige belastingen, zoals van persleidingen, blijvende vervormingen kunnen veroorzaken, waardoor mogelijke schade ontstaat. Hiermee dient terdege rekening gehouden te worden.
- 8 Het uit de bekleding breken van stortsteen zal de samenhang van de bekleding te niet kunnen doen afhankelijk van steengrootte en mate van penetratie.
- 9 Gebitumineerd zand als filterlaag of kernmateriaal is, aangezien het in de definitieve fase meestal bedekt is, slechts in de constructiefase aan alle belastingen onderworpen. Eventuele beschadigingen zijn bij toepassing van gebitumineerd zand als filterlaag niet acceptabel; bij gebruik als kernmateriaal tot op zekere hoogte door de grote bulk.
- 10 Afzonderlijke stenen kunnen relatief gemakkelijk uit de bekleding worden gewrikt.

HOOFDSTUK 20

DIMENSIONERINGSMETHODEN

In de onderstaande paragrafen worden methoden gegeven ter dimensionering van een asfaltbekleding op de meest voorkomende omstandigheden, en wel:

- Dimensionering van een dichte asfaltbekleding op wateroverdrukken ten gevolge van quasi-statische omstandigheden.
- Dimensionering van een plaatvormige asfaltbekleding op golfklappen.
- Dimensionering van een onder water liggende dichte bodembescherming op overdrukken veroorzaakt door stromend water en golven.
- Dimensionering van een vastgelegde of patroon gepenetreerde stortsteenlaag op golfaanval.
- Dimensionering van een asfaltbekleding op stroming.
- Dimensionering van een asfaltbekleding op onregelmatige zettingen en ontgroningen.
- Bepaling van de maximale taludhelling.

Niet voor alle belastingstypen zijn dimensioneringsmethoden gegeven. De genoemde modellen zijn eventueel ook toepasbaar voor andere type belastingen dan waarvoor ze benoemd zijn.

20.1 Dimensionering van een dichte asfaltbekleding op wateroverdrukken

Ten gevolge van ongelijke waterstanden binnen en buiten een dijklichaam ontstaan onder een gesloten, absoluut of relatief waterdoorlatende dijkbekleding wateroverdrukken.

Ze kunnen van dien aard zijn dat de bekleding van het talud wordt afgeschoven of afgedrukt en hierdoor schade ondervindt. Om dit te voorkomen en te zorgen dat de bekleding zijn functies blijft vervullen dient hij hierop te worden berekend.

Onder een luchtdichte kruinbekleding kunnen bij stijgende grondwaterstand in het dijklichaam zulke luchtdrukken ontstaan dat de bekleding bezwijkt. Dit kan voorkomen worden door te zorgen voor goede ontluchting. Luchtdrukken werken over de hele breedte van de kruin, terwijl waterdrukken plaatsafhankelijk zijn.

20.1.1 *De wateroverdrukken*

Wateroverdrukken kunnen door verschillende oorzaken ontstaan, er zijn:

- Quasi-statische omstandigheden:

- De grondwaterstand in een dijk zal de eb- en vloedbeweging vertraagd volgen. Zodra de grondwaterstand hoger is dan de buitenwaterstand treedt onder de bekleding een overdruk op.
- De grootste overdrukken kunnen worden verwacht indien na een stormvloed de buitenwaterstand zeer snel daalt en het grondwater deze daling niet kan volgen.
- Indien in de nabijheid van de bekleding in het dijklichaam door hydraulisch transport zand wordt aangebracht, kunnen tijdens de uitvoering en ook nog geruime tijd daarna wateroverdrukken ontstaan. Een goede drainage kan hier uitkomst bieden.
- Dynamische omstandigheden:
 - Door een voorbij varend schip wordt de waterstand korte tijd verlaagd. De grondwaterstand zal deze beweging niet kunnen volgen, zodat een overdruk ontstaat.
 - Ook windgolven veroorzaken waterstandsvariaties en zodoende wateroverdrukken.

De dynamische omstandigheden worden in deze paragraaf buiten beschouwing gelaten. Vaak is de tijdsduur waarover zij optreden zo klein dat er niet voldoende water kan toestromen om drukken te doen ontstaan. Er wordt hier verwezen naar 20.3.

Een groot aantal factoren is van invloed op de wateroverdrukken:

- de hoogte, duur en vorm van de tijdsafhankelijke randvoorwaarden zoals stormvloed en getij, aan de voorzijde van de dijk, en de potentiaal aan de achterzijde van de dijk, het polderpeil, het slootpeil, en dergelijke;
- de doorlatendheid en verschillen hierin van de grond zowel in als onder het dijklichaam;
- de geometrie van de dijk:
 - afmetingen;
 - taludhelling;
 - bermen;
 - teenhoogte;
- het waterbergend vermogen van de grond;
- de strandhoogte voor de dijk;
- de hoogteligging van eventuele afsluitende lagen in de ondergrond, zoals kleilagen;
- de lengte van een mogelijke damwand in de teen;
- de aanwezigheid en het type van een drainagesysteem in de teen of elders in het dijklichaam.

Een drainage wordt soms toegepast om de grondwaterbeweging in de dijk te kunnen beheersen. Eventuele overdrukken kunnen met behulp van een drainage in de teen geheel of gedeeltelijk voorkomen worden. Belangrijk is dat de drainage ook in de loop van de tijd blijft werken.

Door het grote aantal van invloed zijnde variabelen zal het niet mogelijk zijn een algemene regel te geven voor de bepaling van de wateroverdrukken.

Het geniet altijd de voorkeur, zeker bij grotere werken en indien de ondergrond niet

homogeen is, er een doorlatende laag onder de bekleding aanwezig is en het bekledingsontwerp al te zeer afwijkt van hetgeen geschematiseerd is in figuur 20.1 (inkassingen, verzwaringen, perskaden, enz.), de overdrukken te bepalen met een elektrisch analogon [52, 53, 85] of een berekening gebaseerd op een eindige elementenmethode [79]. Voor een zeer voorlopige afschatting kan gebruik worden gemaakt van de methode Van der Veer. Aan het gebruik van deze laatste methode kleven echter grote bezwaren; de belangrijkste daarvan:

- De ondergrond moet homogeen zijn, hetgeen in werkelijkheid bijna nooit het geval is.
- De grondwaterstand moet geschat worden.
- De bekleding moet geschematiseerd worden als aangegeven in figuur 20.1.

De methode Van der Veer geeft vaak waarden die in vergelijking met het elektrisch analogon te laag blijken.

Het elektrisch analogon

Een goede methode ter bepaling van de grondwateroverdrukken onder een asfaltbekleding is, mede door de ver doorgevoerde ontwikkeling, toepassing van het elektrisch analogon. Hierbij worden de grondwaterstromingen gesimuleerd door elektrische stromen. Vaak zal de ontwerper niet de beschikking hebben over een analogon, en zal er advies gevraagd moeten worden bij de daarvoor bestemde instanties. De meest bekende analogons in Nederland zijn zowel het ELNAG-model als ook elektrische geleidende papiermodellen (Teledeltos) [52, 53, 85] van de Deltadienst van de Rijkswaterstaat. Hierbij kunnen ook tijdsafhankelijke randvoorwaarden zoals getijden en stormvloeden worden ingevoerd. (Zie ook Appendix III).

De formule van Van der Veer

Deze formule is geschikt voor een voorlopige afschatting van de overdrukken. Hij gaat uit van een tweedimensionale grondwaterstroming in een homogene ondergrond en het optreden van de maximale overdruk ter hoogte van de buitenwaterspiegel. Dit laatste gaat op, indien meer dan 20% van de bekleding onder water ligt, gemeten van de onderkant van de bekleding tot aan het niveau van de freatische lijn. De hoogte van de freatische lijn moet geschat worden.

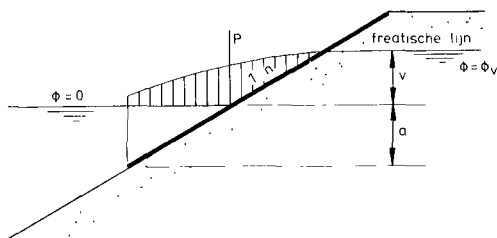


Fig. 20.1. Schematisering van de bekleding voor de formule van Van der Veer.

De maximale overdruk is zowel bepaald voor stationaire stroming - constante horizontale aanvoer van grondwater - als voor niet-stationaire stroming [51].

De maximale overdruk p treedt op ter plaatse van de waterlijn als

$$\frac{v}{a+v} < 0,8 \text{ à } 0,85,$$

en wordt gegeven door $p = c \cdot \phi_v$. Hierin is ϕ_v het verschil in stijghoogte tussen de buitenwater- en de grondwaterstand in het stationaire geval.

De coëfficiënt c bedraagt:

voor stationaire stroming:

$$c = \sqrt{1 - \left(\frac{v}{a+v}\right)^{\pi/\theta}}$$

voor niet-stationaire stroming:

$$c = \frac{1}{\pi} \arccos \left[2 \left(\frac{v}{a+v}\right)^{\pi/\theta} - 1 \right] \quad \text{met} \quad \theta = \arctg(n) + \frac{\pi}{2}$$

de taludhelling is 1 : n .

De overdrukken zullen in het geval van stationaire stroming, waarbij de freatische lijn op dezelfde hoogte blijft liggen, aanzienlijk groter zijn dan met de formule voor niet-stationaire stroming.

De invloed van een damwand of vooroeverbescherming kan ingevoerd worden zoals aangegeven in figuur 20.2.

- stationaire stroming:

$$c = \sqrt{1 - \left(\frac{v}{a+q+v}\right)^{\pi/\theta}}$$

- niet stationaire stroming:

$$c = \frac{1}{\pi} \arccos \left[2 \left(\frac{v}{a+q+v}\right)^{\pi/\theta} - 1 \right]$$

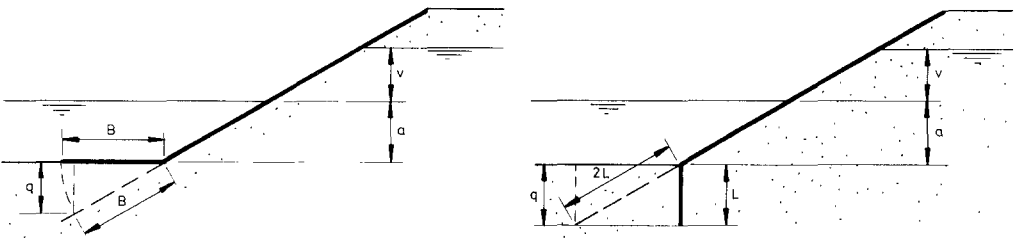


Fig. 20.2. Schematisering van een vooroeverbescherming en damwand.

Voor de parameter ν in de formules kan ten behoeve van een voorlopige afschatting in geval van getijden en stormvloeden 50% van het verschil tussen de hoogste buitenwaterstand en de gemiddelde buitenwaterstand genomen worden en in geval van langdurige waterstandsvariaties, zoals optreden in spaarbekkens, en bij hoogwaterstanden op de rivieren, 100%.

20.1.2 Dimensionering

Ontwerpcriteria

Wat is nu de invloed van wateroverdrukken op een dichte asfaltbekleding?

- a. Indien de component van het eigen gewicht van de bekleding langs het talud groter wordt dan de wrijvingsweerstand zal de bekleding ter plekke willen afschuiven. De bekleding zal dan gaan hangen aan het hoger gelegen gedeelte, en gaan rusten op het lager gelegen deel waar de wrijvingsweerstand nog groot genoeg is.

Hieruit zullen vervormingen – stuik en rek – voortkomen [53].

Vanwege het viskeuze gedrag van asfalt zullen de vervormingen blijvend zijn. Bij herhaalde belastingen kunnen ze zo groot worden dat het tot bezwijken komt. Bovendien kunnen zich vermoeidheidsverschijnselen manifesteren.

Het gebied waar de grootste overdrukken optreden verplaatst zich met de buitenwaterstand naar beneden. Het gedeelte waarop eerst gesteund werd, wil op een gegeven moment ook afschuiven. Bij herhaalde hoogwaters heeft de bekleding aldus de neiging als een rups naar beneden te kruipen.

- b. Indien de wateroverdruk groter wordt dan de component van het eigen gewicht van de bekleding loodrecht op het talud, kunnen er opwaartse spanningen/krachten optreden die de bekleding optillen.

In de ruimte die dan onder de bekleding ontstaat, kunnen zandverplaatsingen optreden die de bekleding beletten weer in de oude vorm terug te komen. Omdat deze zandbeweging neerwaarts gericht is, zullen aan het benedenbeloop bulten ontstaan en meer omhoog op het talud holten onder de bekleding.

Gezien het karakter van asfalt zal de opbolling door de lange duur of het regelmatig voorkomen van de belasting aanzienlijk kunnen zijn, en voortgaand.

De volgende ontwerpcriteria kunnen nu gesteld worden:

1. Afschuifcriterium

Bij zeer frequent voorkomende belastingsomstandigheden, zoals springtij, dient de bekleding zodanig gedimensioneerd te worden dat hij niet afschuift.

2. Oprijfcriterium

Vereist wordt dat bij weinig frequent voorkomende belastingsomstandigheden als stormvloeden de componenten van het eigen gewicht van de bekleding loodrecht op het talud groter moet zijn dan de opwaartse belasting door het water.

3. Evenwichtscriterium

De bekleding moet in zijn geheel in evenwicht zijn.

Opmerking: Op die plaatsen van het talud waar de grootste overdrukken zullen optreden, meestal in de getijzone, kan ter beperking van de wateroverdrukken een open bekleding worden toegepast.

De wateroverdrukken worden geschematiseerd als aangegeven in figuur 20.3.

De grootte van de wateroverdruk dient de ontwerper zelf te bepalen. De bepaling van de maximale wateroverdruk (σ_{w0}) is behandeld in 20.1.1. Met een elektrisch analogon en een elementenberekening kan ook de vorm van het drukverloop bepaald worden.

In de navolgende formules geeft de term σ_{w0} de maximale wateroverdruk weer onder de bekleding.

De methode van Van der Veer en het elektrisch analogon geven echter het maximale potentiaalverschil p in meters water ten opzichte van de bovenkant van de bekleding. Door bij de waarde van p op te tellen $h \cos \alpha$ en het geheel met $q_w g$ te vermenigvuldigen wordt de wateroverdruk σ_{w0} verkregen [80]. (Zie ook Appendix III).

$$\sigma_{w0} = q_w g (p + h \cos \alpha)$$

Dit wil zeggen dat als $p = 0$ de wateroverdruk $\sigma_{w0} = q_w g h \cos \alpha$

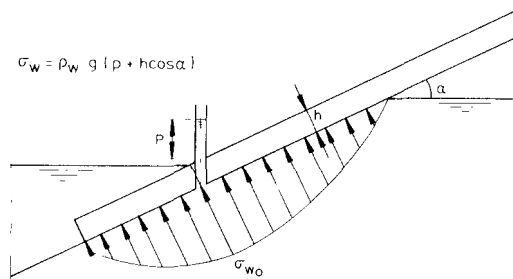


Fig. 20.3. Schematisierung van de wateroverspanningen onder een gesloten bekleding.

De bekleding kan gedimensioneerd worden met onderstaande formules. (Zie ook Appendix III):

ad 1. Afschuifcriterium

$$h \geq \frac{f \cdot \sigma_{w0}}{q_a \cdot g \cdot (f \cos \alpha - \sin \alpha)}$$

ad 2. Oprijfcriterium

$$h \geq \frac{\sigma_{w0}}{q_a \cdot g \cdot \cos \alpha}$$

Is de bekleding aan de benedenzijde niet ondersteund, bijvoorbeeld door een teenconstructie of door een andere bekleding, dan moet gecontroleerd worden of de toelaatbare trekspanning in het asfalt niet overschreden wordt.

Zie Appendix III.

Indien hij wordt overschreden moet de laagdikte worden vergroot en/of de taludhelling verkleind, om de spanning tot een aanvaardbaar minimum terug te brengen. Voor de wateroverdruk kan hier de grootste waarde genomen worden die bij de meest extreme ontwerpomstandigheid optreedt.

Gebruikte symbolen:

h = bekledingsdikte (m)

σ_{w0} = maximale wateroverspanning (N/m^2)

Bij het afschuifcriterium wordt σ_{w0} bepaald uit zeer frequent voorkomende omstandigheden; bij het opdrijfcriterium uit weinig frequent optredende omstandigheden

α = hellingshoek van het talud, gebonden aan een maximum

ρ_a = dichtheid van het asfalt (kg/m^3)

ρ_w = dichtheid van het water (kg/m^3)

g = versnelling van de zwaartekracht (m/s^2)

f = wrijvingscoëfficiënt; $f = \text{tg } \phi$ indien $\phi < \theta$ anders $\text{tg } \theta$

ϕ = hoek van inwendige wrijving van de ondergrond

θ = wrijvingshoek tussen bekleding en ondergrond

ad 3. Evenwichtscriterium

Zie 20.7.

20.1.3 Specifieke constructie-onderdelen

Vooroeverbescherming

Mastiek wordt onder meer als horizontaal of vrijwel horizontaal liggende slab voor de teen van een dijk toegepast (fig. 20.4).

Als een mastiekslab direct op de teen aangesloten wordt, kunnen bij een dichte dijkbekleding onder de gehele constructie zeer hoge wateroverdrukken ontstaan, die tot grote bekledingsdikten leiden. Ter voorkoming daarvan kan een open 'berm' tussen teen en slab worden opgenomen, of worden gezorgd voor een goede drainage.

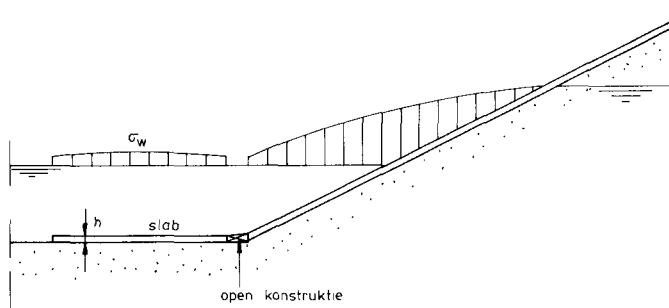


Fig. 20.4. Grondwateroverdrukken onder een slab voor de teen van een dijk.

Voor de slab geldt het opdrijfcriterium.

In een eerste benadering:

$$h \geq \frac{\sigma_w}{\rho_a \cdot g \cdot \cos \alpha}$$

Hierin is:

σ_w = grootste wateroverspanning onder de slab (N/m²)

h = dikte van de slab (m)

ρ_a = dichtheid van de mastiek (kg/m³)

g = versnelling van de zwaartekracht (m/s²)

α = hoek waaronder de slab ligt

Treedt er echter ontgroning op voor de teen, die de slab moet volgen (fig. 20.5), dan dient tevens gecontroleerd te worden of [4]:

- Het opdrijfcriterium in de nieuwe situatie niet wordt overschreden.
(N.B.: wateroverspanningen veranderen ook).
- De slab niet afschuift.

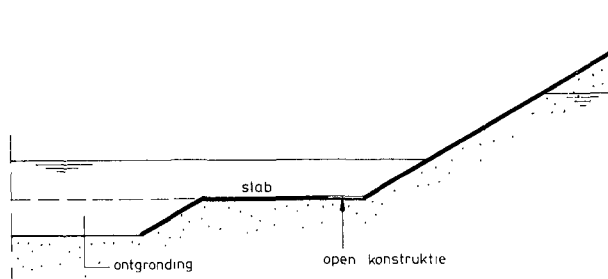


Fig. 20.5. Door de mastiekslab te volgen ontgroningen.

Gepenetreerde breuksteen

In het verleden is vaak aanbevolen om in het gebied met de grootste overdrukken waar het afschuifcriterium overschreden wordt - in de Nederlandse omstandigheden het gebied - geen bekleding als asfaltbeton toe te passen, maar een materiaal met een duidelijke skeletbouw zoals bij breuksteen. Hierdoor zouden de normaalkrachten aan de teen worden overgedragen. Een bekleding met een duidelijke skeletopbouw zal zich minder viskeus gedragen dan een mengsel waarbij alle korrels omhuld zijn met bitumen. Een andere oplossing is, indien mogelijk, een waterdoorlatende bekleding. Een 'vol en zat' gepenetreerde breuksteenlaag heeft een relatief grote inwendige stabiliteit. Daarom is in het verleden nooit op afschuiven gedimensioneerd, maar, voor extreme omstandigheden, alleen op opdrijven. Voorwaarde is een goede ondersteuning van de bekleding bijvoorbeeld door een teenschot, damwand of berm. Een 'vol en zat' gepenetreerde breuksteenlaag is in principe ondoorlatend.

Toch zal bij gebrek aan hechting tussen de steen en de mortel van een zekere doorlatendheid sprake zijn; in de dimensionering mag hiermee geen rekening worden gehouden.

Gebitumineerd zand

De doorlatendheid van het gebitumineerde zand moet gelijk of groter zijn dan de doorlatendheid van het zich eronder bevindende zandbed om te voorkomen dat er wateroverdrukken ontstaan.

Membranen

Membranen moeten waterdicht zijn en blijven onder de optredende waterdrukken. Dit kan getest worden middels een doorlatendheidsproef - zie bijvoorbeeld [35] - ofwel worden afgeleid uit de specificaties van de fabrikant.

Een membraan mag ook niet worden opgetild door een wateroverdruk. Dit betekent dat het gewicht van de beschermde laag groot genoeg moet zijn.

Dimensionering is mogelijk op grond van het opdrijfriterium.

$$h \geq \frac{\sigma_w}{\rho \cdot g \cdot \cos \alpha}$$

waarin:

h = dikte van de beschermde laag (m)

σ_w = wateroverspanning (N/m²)

ρ = dichtheid van de beschermende laag (kg/m³)

g = versnelling van de zwaartekracht (m/s²)

α = hellingshoek van het talud

Wordt het membraan met asfalt bekleed, terwijl de constructie op een talud ligt dan geldt tevens het afschuifcriterium. Ook mogen de trekspanningen in het membraan niet te groot worden (zie ook Appendix VII).

20.2 Dimensionering van een plaatvormige asfaltbekleding op golfklappen

De grootste belastingen die golven kunnen uitoefenen op een plaatvormige bekleding zijn klappen veroorzaakt door overstortende golven.

Plaatvormige bekledingen zijn asfaltbetonplaten, mastiekslabben, 'vol en zat' gepene- treerde breuksteenlagen, open en dichte steenasfaltplaten en lagen van gebitumineerd zand.

20.2.1 De belastingen

Een golfklap wordt veroorzaakt doordat de watermassa van de overstortende golf met grote snelheid het talud treft.

De golfklap is in feite een drukstoot die over een zekere breedte werkt. Ten behoeve van de dimensionering wordt hij geschematiseerd als een lijnlast.

$$P = p \cdot b$$

hierin is:

P = grootte van de golfklap (N/m^1)

p = grootte van de maximale drukstoot (N/m^2)

b = breedte waarover de maximale drukstoot moet aangrijpen om de gehele golfbelasting te representeren (m)

De golfbelasting is afhankelijk van een groot aantal factoren zoals onder meer golfhoogte en -steilheid en taludhelling. Bij voorkeur dient ze dan ook voor een bepaalde situatie uit waarnemingen en onderzoek bepaald te worden. Indien hiervan afgezien wordt kan gebruik worden gemaakt van de hierna gegeven waarden. Deze zijn in overleg met werkgroep 1 van de Technische Adviescommissie voor de Waterkeringen, afgeleid uit de resultaten van een onderzoek verricht door het Waterloopkundig Laboratorium [93]. In dit onderzoek naar de drukstoothoogte, -breedte en -duur en de plaats van neerkomen op het talud van golfklappen, zijn alleen de taludhellingen 1 : 3 en 1 : 4 bekeken. Met behulp van waarden genoemd in onder andere het Voorlopig Rapport 1961 [13] is naar andere taludhellingen geëxtrapoleerd. De nieuwe golfklapwaarden kunnen afwijken van de in het verleden veel gebruikte uit het Voorlopig Rapport.

De waarden zijn:

- De maximale drukstoot

$$p = \rho_w \cdot g \cdot q \cdot H$$

hierin is:

ρ_w = dichtheid van water (kg/m^3)

g = versnelling van de zwaartekracht (m/s^2)

H = golfhoogte (m)

q = factor afhankelijk van de taludhelling (zie onderstaande tabel)

taludhelling	q
1:2	2,3
1:3	2,7
1:4	2,3
1:6	2

- De geschematiseerde breedte waarover de maximale drukstoot werkt:

$$b = 0,4 \cdot H$$

- De duur van de stukstoot t (sec) wordt, ten behoeve van het model, gesteld op:

taludhelling $\leq 1:3$; $t = 0,06 \cdot H^{1/2}$

taludhelling $\geq 1:4$; $t = 0,18 \cdot H^{1/2}$

- De lengte van de golfklap is afhankelijk van de hoek waaronder de golf het talud treft en van de voortplantingssnelheid van de golf. Naarmate deze groter zijn, is de lengte kleiner.
- De brekende golf treft het talud op een afstand Δh onder de stilwaterspiegel (SWL) (fig. 20.6). Het gebied waarin Δh ligt is aangegeven in figuur 20.7.

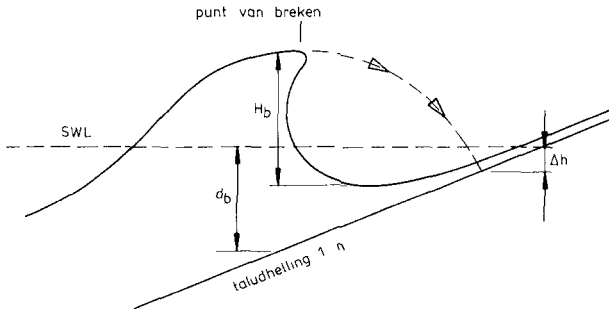


Fig. 20.6. De brekende golf.

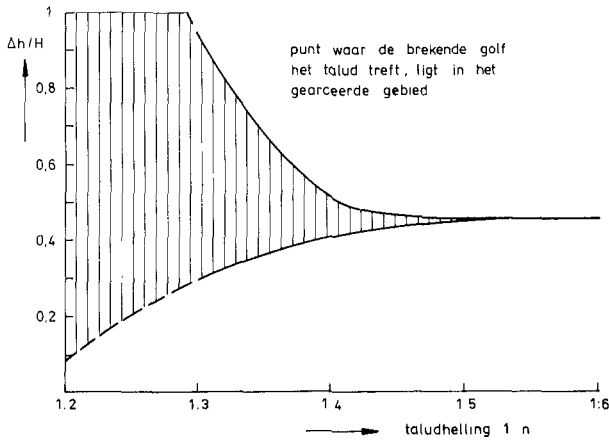


Fig. 20.7. Het punt Δh onder de stilwaterspiegel waar de golfklap het talud treft in verhouding tot de golfhoogte H uitgezet tegen de taludhelling 1:n.

In het voorafgaande stelt de parameter H de hoogte van een enkelvoudige golf voor. In werkelijkheid zal een dijkbeclading belast worden door een onregelmatig golfveld bestaande uit een groot aantal golven met verschillende hoogten en aantallen van voorkomen. Als golfhoogte voor de bepaling van de golfklapwaarden kan de significante golf H_s worden gebruikt die het beschouwde golfveld karakteriseert. Het aantal keren dat deze voorkomt wordt dan zodanig gekozen dat dezelfde 'vermoeiingsbelasting' wordt bereikt als veroorzaakt door het golfveld (zie Appendix I.2). Hierbij moet rekening wor-

den gehouden met het feit dat slechts een klein aantal van de golven die op de bekleding terecht komen ook een klap veroorzaakt.

20.2.2 *Schematisering van de constructie*

Het is van belang dat de schematisering van de constructie het werkelijke ontwerp zoveel mogelijk benadert. De meest eenvoudige schematisering is die van een plaat liggende op een vertraagd elastisch reagerende ondergrond. Deze methode is nader uitgewerkt in Appendix I.1.1.

De in dit hoofdstuk gehanteerde methode is niet alleen geschikt voor golfklappen maar ook voor andere typen belastingen die op de bekleding kunnen werken. Hieronder vallen bijvoorbeeld scheepsaanvaringen, verkeer voor onderhoud en recreatie, duurbelastingen en belastingen in de bouwfase.

De belasting kan zijn:

- a. statisch; dat wil zeggen de belasting is continu aanwezig. De wijze waarop de constructie reageert onder een statische belasting is onder meer afhankelijk van de grootte van de belasting, de stijfheid van bekleding en ondergrond en de dikte van het bekledingsmateriaal;
- b. dynamisch; de belasting is tijdsafhankelijk. Naast de onder a genoemde factoren zijn hierop onder meer van invloed de snelheid, frequentie en type van belasting, de dichtheid van het bekledingsmateriaal en de demping en meewerkende massa van de ondergrond. Naarmate de belasting vaker optreedt veranderen de asfalteigenschappen: de rek bij breuk neemt af. Dit verschijnsel wordt vermoeiing genoemd.

In deze leidraad wordt uitgegaan van de statische oplossing van de gekozen schematisering (zie Appendix I.1.1). Het aantal belastingsherhalingen wordt in de breuksterkte van het materiaal in rekening gebracht. De tijdsduur van de belasting is verwerkt in de stijfheidsmodulus van het asfalt.

De belasting is geschematiseerd als een lijnlast. Correcties vanwege het feit dat de golfklap in werkelijkheid een verdeelde belasting is, zijn aangebracht.

Voor meer ingewikkelde constructies (variërende laagdiktes, meer-lagen systemen, aansluitingen, enz.) is bovengenoemde schematisering minder geschikt. Een meer uitgebreide berekening, bijvoorbeeld door gebruik te maken van een eindige elementenmethode, kan dan uitkomst bieden.

20.2.3 *Eigenschappen van asfalt en ondergrond*

Voor de dimensionering is het nodig dat de eigenschappen van asfalt en ondergrond bekend zijn. Het heeft de voorkeur deze waarden voor ieder ontwerp door middel van proeven te bepalen. Indien daarvan wordt afgezien kan gebruik worden gemaakt van globale waarden gegeven in de tabellen 20.1 en 20.3. De in het werk gebrachte materialen dienen dan wel hierop gecontroleerd te worden.

Tabel 20.1. Stijfheidsmoduli en bijbehorende initiële bezwijkrekken en -spanningen voor verschillende asfalttypen. (De waarden zijn behalve voor open steenasfalt, bepaald met de figuren 6.1, 6.3, 6.4 waarbij voor de lagere belastingsherhalingen geëxtrapoléerd is).

mengsel- type	stijfheids- modulus S (N/m^2)	initiële bezwijkrek ϵ_b (-)					initiële bezwijkspanning σ_b (N/m^2)				
		aantal lastherhalingen n					aantal lastherhalingen n				
		1	100	1000	10000	100000	1	100	1000	10000	100000
asfaltbeton	$7 \cdot 10^9$	$1,2 \cdot 10^{-3}$	$5,2 \cdot 10^{-4}$	$3,4 \cdot 10^{-4}$	$2,5 \cdot 10^{-4}$	$1,6 \cdot 10^{-4}$	$8,4 \cdot 10^6$	$3,6 \cdot 10^6$	$2,4 \cdot 10^6$	$1,8 \cdot 10^6$	$1,1 \cdot 10^6$
mastiek	$1 \cdot 10^9$	$8,6 \cdot 10^{-3}$	$3,4 \cdot 10^{-3}$	$2,2 \cdot 10^{-3}$	$1,4 \cdot 10^{-3}$	$8,6 \cdot 10^{-4}$	$8,6 \cdot 10^6$	$3,4 \cdot 10^6$	$2,2 \cdot 10^6$	$1,4 \cdot 10^6$	$8,6 \cdot 10^5$
dicht steenasfalt	$4,5 \cdot 10^9$	$2,3 \cdot 10^{-3}$	$9,2 \cdot 10^{-4}$	$5,8 \cdot 10^{-4}$	$3,7 \cdot 10^{-4}$	$2,3 \cdot 10^{-4}$	$1 \cdot 10^7$	$4,1 \cdot 10^6$	$2,6 \cdot 10^6$	$1,6 \cdot 10^6$	$1 \cdot 10^6$
open steenasfalt	$7 \cdot 10^8$	$3,4 \cdot 10^{-3}$	$1,3 \cdot 10^{-3}$	$7,9 \cdot 10^{-4}$	$4,8 \cdot 10^{-4}$	$3,0 \cdot 10^{-4}$	$2,4 \cdot 10^6$	$9,1 \cdot 10^5$	$5,5 \cdot 10^5$	$3,4 \cdot 10^5$	$2,1 \cdot 10^5$
gebitumi- neerd zand	$1 \cdot 10^9$	$1,1 \cdot 10^{-3}$	$4,2 \cdot 10^{-4}$	$2,6 \cdot 10^{-4}$	$1,7 \cdot 10^{-4}$	$1,1 \cdot 10^{-3}$	$1 \cdot 10^6$	$4,2 \cdot 10^5$	$2,6 \cdot 10^5$	$1,7 \cdot 10^5$	$1 \cdot 10^5$

Tabel 20.2. Mengselsamenstellingen van de asfalttypen waarvan de eigenschappen vermeld staan in tabel 20.1.

mengseltype	samenstelling in massaprocenten				holle ruimtepercentage
	kalksteenslag	zand	(zeer) zwakke vulstof	bitumen 80/100	
asfaltbeton	46,9	39,5	7,5	6,1	5
mastiek dicht	-	64	17	19	0
steenafalt open	60	25,6	6,8	7,6	5
steenafalt gebitumineerd	82,9	9,9	4,4	3,1	31
zand	-	96	-	4	30

De asfalteigenschappen - stijfheidsmodulus en bezwijkrek - zijn temperatuur en belastingsduur afhankelijk. Aangezien de zware stormen, waarop de bekleding meestal gedimensioneerd wordt, vrijwel uitsluitend in het winterseizoen optreden kan een temperatuur van 5°C als maatgevend beschouwd worden [13]. De belastingsduur is golfhoogte-afhankelijk en volgt uit 20.2.1. Variatie hierin heeft, binnen de gebruikelijke grenzen, weinig invloed op de asfalteigenschappen.

In tabel 20.1 worden voor de meest gebruikelijke asfalttypen enige eigenschappen gegeven. De mengselsamenstellingen staan vermeld in tabel 20.2. Toegepast is bitumen 80/100 waarbij een ongunstige teruggang in penetratie is aangehouden. De temperatuur is op 5°C en de belastingsduur op 3 seconden gesteld.

De bezwijkrekken bij een lastherhalingsaantal kleiner dan 10.000 zijn bij gebrek aan gegevens lineair op log schaal geëxtrapoleerd. Hoewel deze methode niet geheel correct is geeft ze naar verwachting wel veilige waarden.

Tabel 20.3. Globale waarden voor de beddingsconstante van verschillende grondtypen.

ondergrond	beddingsconstante c (N/m ³)
zand - middelmatig verdicht (rel. proctordichtheid 87-95)	$1 \cdot 10^7 - 1 \cdot 10^8$
- goed verdicht (rel. proctordichtheid 95-100)	$1 \cdot 10^8 - 3 \cdot 10^8$
zand + klei	$3 \cdot 10^7 - 8 \cdot 10^7$
zand + slib	$2 \cdot 10^7 - 5 \cdot 10^7$
klei - lage compressibiliteit	$3 \cdot 10^7 - 6 \cdot 10^7$
- hoge compressibiliteit	$< 4 \cdot 10^7$
veen	$< 5 \cdot 10^7$
grind	$> 7 \cdot 10^7$
gebitumineerd zand	$> 5 \cdot 10^8$

Voor sterk afwijkende mengselsamenstelling, temperaturen en belastingscondities kunnen de mengseleigenschappen bepaald worden zoals aangegeven in 6.3.1 en 6.3.2 van deel A.

De dwarscontractiecoëfficiënt van het mengsel volgt uit 6.3.4.

De parameter van de ondergrond is de zogenaamde beddingsconstante. In tabel 20.3 worden hiervoor globale waarden gegeven [10, 50].

20.2.4 Dimensionering

Als dimensioneringscriterium wordt gesteld dat de optredende spanningen en rekken in de asfaltplaat met een zekere dikte veroorzaakt door buigende momenten, de toelaatbare niet mogen overschrijden.

Met behulp van het in Appendix I.1 uitgewerkte rekenmodel voor een plaat met constante dikte op een vertraagd elastisch reagerende ondergrond belast door een lijnbelasting, kan de benodigde plaatdikte worden bepaald. De formule luidt:

$$h = 0,75 \cdot \sqrt[5]{\frac{27}{16} \cdot \frac{1}{(1-\nu^2)} \cdot \left(\frac{P}{\sigma_b}\right)^4 \cdot \left(\frac{S}{c}\right)}$$

hierin is:

- h = dikte van de bekleding (m)
- σ_b = bezwijkspanning van het asfalt (N/m²)
- P = golfklapgrootte (N/m¹)
- S = stijfheidsmodulus van het asfalt (N/m²)
- ν = constante van Poisson van het asfalt
- c = beddingsconstante van de ondergrond (N/m³)
- 0,75 = reductiefactor, zie Appendix I.1.1

Gewoonlijk zal de bekleding worden gedimensioneerd op een ontwerpgrutheid als de significante golfhoogte H_s , die het golfklimaat bij een superstorm of een extreme ontwerpwaterstand karakteriseert. Indien de bekleding tijdens haar leven eveneens belast wordt door een normaal (dagelijks) golfbeeld dient dit in de met de ontwerp H_s berekende laagdikte verdisconteerd te worden. In Appendix I.2.3 wordt een methode hiervoor gegeven die leidt tot voor Nederlandse omstandigheden veilige waarden.

Hierbij wordt onderscheid gemaakt tussen:

1. alleen de ontwerpomstandigheid werkt op het bekledingsgedeelte (er hoeft dan niet gecorrigeerd te worden);
2. zowel de ontwerpomstandigheid als het normale golfbeeld belasten de constructie;
3. alleen het normale golfbeeld werkt op het bekledingsgedeelte.

Het gedeelte van een bekleding dat zich bijvoorbeeld boven de (spring)tijzone bevindt zal onder 1 vallen. De bekleding in de (spring)tijzone wordt door het normale golfbeeld

belast terwijl de ontwerpgolf H_s , daar over het algemeen niet voor zal komen. Dit gebied valt onder 3. Dijken zonder voorland kunnen in categorie 2 vallen.

20.2.5 Praktische toepassing van de golfklapformule

Voor enkele standaardmengseltypen worden in de figuren 20.8 t/m 20.12 globale waarden voor de laagdikte gegeven bij verschillende significante ontwerpgolfhoogten en ondergrondparameters.

Hierbij is uitgegaan van aannamen die van toepassing zijn op Nederlandse omstandigheden (Appendix I.2.2).

De aannamen zijn:

- De ontwerpstorm heeft een duur van 36 uur (3 getijcycli).
- Het voor de dimensionering maatgevend aantal golfklappen is 10% van het totale aantal golven dat tijdens de storm optreedt.
- De golven in de storm worden geacht op te treden in een golfveld dat verdeeld is volgens Rayleigh.
- De relatie tussen de significante golfhoogte die de storm karakteriseert H_s (m) en de gemiddelde periode van de golven in de storm \bar{T} (sec) is: $\bar{T} = 3,5 \cdot H_s^{0,5}$.
- De golfklapgrootte is bepaald uit 20.2.1 waarbij is genomen: $\rho_w = 1000 \text{ kg/m}^3$ en $g = 9,81 \text{ m/s}^2$.
- De asfalteigenschappen volgen uit tabel 20.1. Het voor de bepaling van de bezwijksterkte benodigde aantal lastherhalingen n_s is in onderstaande tabel vermeld. Voor de constante van Poisson ν is 0,35 genomen.

H_s (m)	n_s
2	9900
3	8000
4	6950
5	6200
6	5670
7	5250
8	4900
9	4630
10	4400

Om tot een optimaal ontwerp te komen of indien de ontwerpomstandigheden sterk afwijken van hetgeen is aangehouden kan afgeweken worden van de laagdikten welke uit de figuren 20.8 t/m 20.12 volgen. Aanpassingen zijn mogelijk door:

- wijzigingen in de mengselsamenstelling;
- bewerken/verdichten van de ondergrond;
- wijzigingen in de geometrie.

Het is dan wel noodzakelijk aanvullende controles in het werk of het laboratorium uit te voeren. Dit resulteert dan mede in een programma van eisen voor de uitvoering.

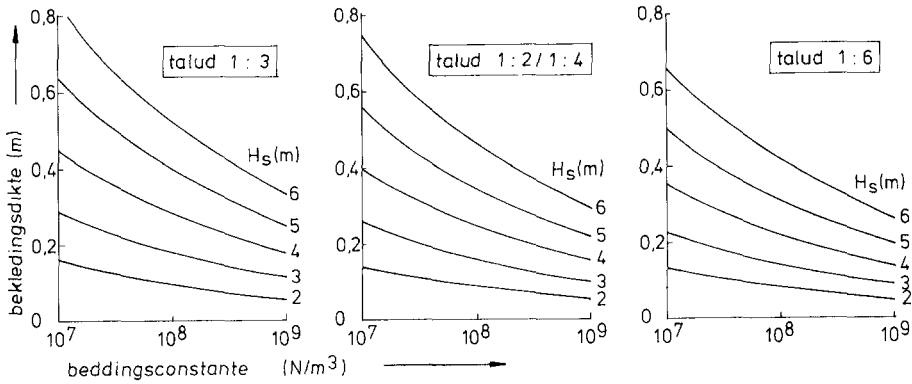


Fig. 20.8. Benodigde laagdiktes voor een bekleding van asfaltbeton uitgezet tegen de beddingsconstante van de ondergrond en voor verschillende significante golfhoogten en taludhellingen (zie voor de uitgangspunten de voorgaande tekst).

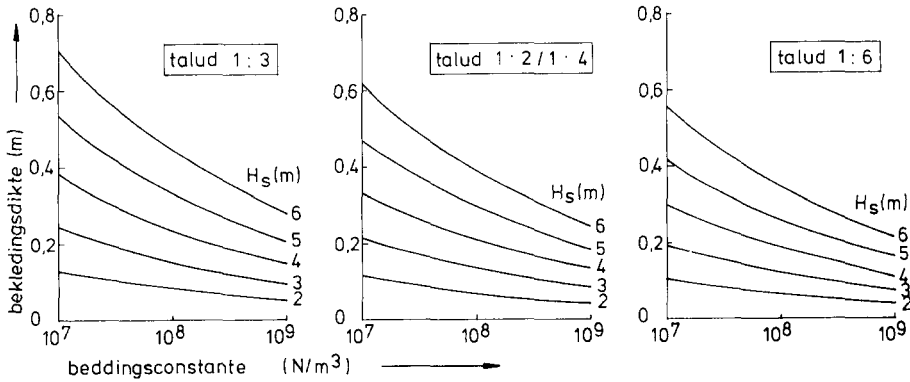


Fig. 20.9. Benodigde laagdikte voor een bekleding van mastiek uitgezet tegen de beddingsconstante van de ondergrond en voor verschillende significante golfhoogten en taludhellingen (zie voor de uitgangspunten de voorgaande tekst).

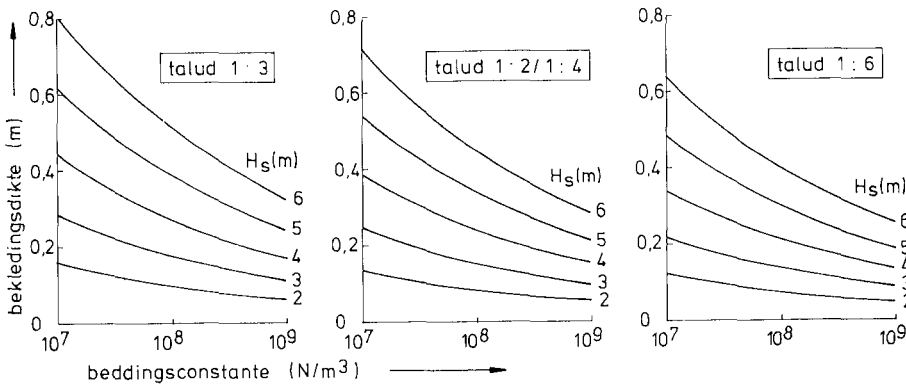


Fig. 20.10. Benodigde laagdikte voor een bekleding van dicht steenasfalt uitgezet tegen de beddingsconstante van de ondergrond en voor verschillende significante golfhoogten en taludhellingen (zie voor de uitgangspunten de voorgaande tekst).

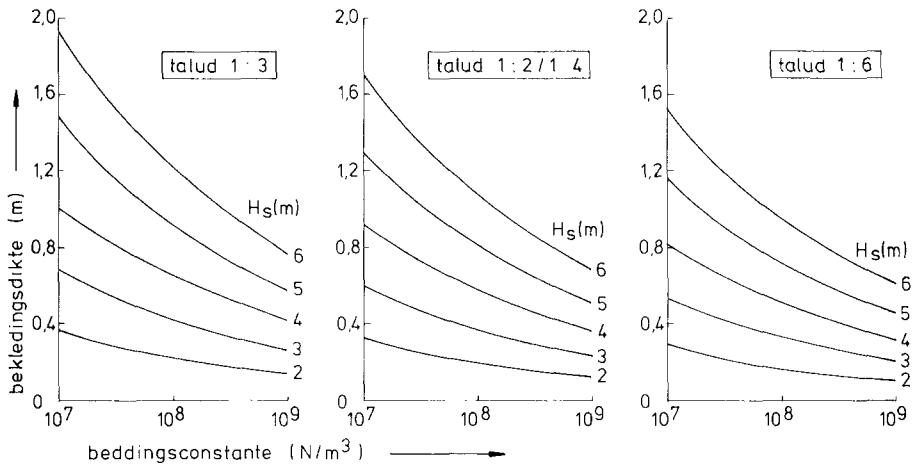


Fig. 20.11. Benodigde laagdikte voor een bekleding van open steenasfalt uitgezet tegen de beddingconstante van de ondergrond en voor verschillende significante golfhoogten en taludhellingen (zie voor de uitgangspunten de voorgaande tekst).

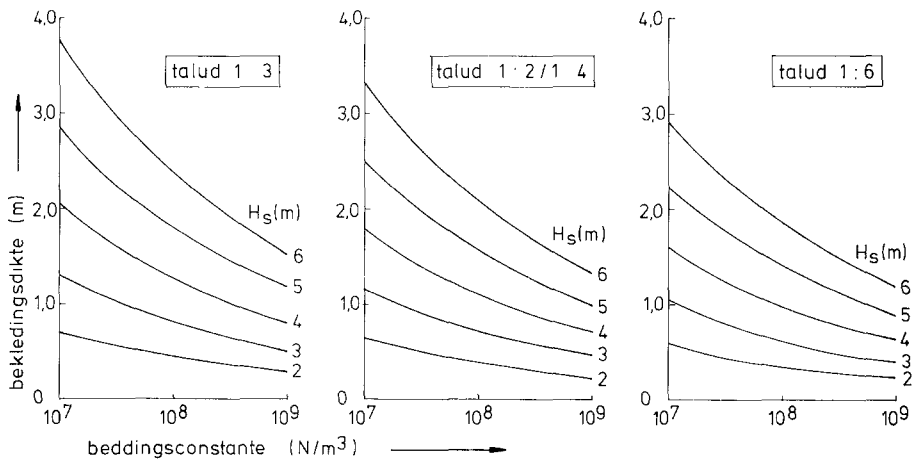


Fig. 20.12. Benodigde laagdikte voor een bekleding van gebitumineerd zand uitgezet tegen de beddingconstante van de ondergrond en voor verschillende significante golfhoogten en taludhellingen (zie voor de uitgangspunten de voorgaande tekst).

Bij enkele specifieke materialen dienen de volgende opmerkingen in acht te worden genomen:

- 'Vol en zat' gepenetreerde breuksteen.

Een 'vol en zat' gepenetreerde breuksteenlaag heeft, door de afmetingen van de in enkele lagen liggende breuksteen over het algemeen reeds een aanzienlijke dikte.

Hierdoor zal in de meeste gevallen dimensionering van de bekleding op golfklappen niet relevant zijn.

In Appendix I.3 is een aanzet gegeven voor de berekening van een 'vol en zat' gepenetreerde breuksteenlaag op golfklappen waarbij de laag als een plaat wordt beschouwd. Dimensionering gebeurt dan met de normale golfklapformule, waarbij als materiaaleigenschappen die van de penetratiemortel (mastiek) worden genomen. Om tot de definitieve laagdikte te komen moet de berekende nog met een factor, die ligt tussen 1,4 en 1,75, vermenigvuldigd worden. Deze factoren gelden indien de bij de plaatwerking optredende schuifspanningen tussen mastiek en breuksteen kunnen worden overgedragen. Het is niet duidelijk in hoeverre aan deze voorwaarde wordt voldaan.

- Open steenasfalt.

Door de grote mate van 'openheid' van open steenasfalt kan de golfdrukstoot zich snel en goed door de bekleding voortplanten waardoor de resulterende belasting op de plaat minder zal zijn dan aangegeven in 20.2.1.

- Gebitumineerd zand toegepast als kernmateriaal.

Berekening van het gedrag onder golfklappen van gebitumineerd zand toegepast als kernmateriaal is mogelijk met de benadering van Boussinesq. Zie Appendix V.

20.3 Dimensionering van een onder water liggende bodembescherming op overdrukken veroorzaakt door stroom en golven

20.3.1 Overdrukken door stromend water

Een mastiekslab wordt vaak gebruikt om de bodem te beschermen tegen erosie door stromend water.

Door veranderingen in de stroming zowel van het oppervlakte- als het grondwater kunnen in extreme situaties drukverschillen over de bodembescherming optreden. Indien de druk boven de bekleding vermeerderd met het eigen gewicht van de mastiekslab kleiner is dan de druk eronder, zal de bekleding omhoog willen komen [81]. Dit dient voorkomen te worden. Komt de slab namelijk omhoog dan zal eronder een holte ontstaan waarin water toestroomt. Naarmate de tijd verstrijkt zal meer water toestromen. Gezien de viskeuze eigenschappen van het asfaltmastiek zal de vervorming voortgaan, en afhankelijk van de tijd en de toegestroomde hoeveelheid water zo groot kunnen worden dat de slab bezwijkt.

Een eenduidige oplossing voor dit probleem is niet te geven, daar de optredende drukken in iedere situatie weer anders zullen zijn. Voor eenvoudige gevallen kunnen de waterdrukken wellicht met simpele formules benaderd worden. Voor meer ingewikkelde situaties zal een uitgebreid rekenprogramma of een elektrisch analogon uitkomst kunnen bieden.

Belangrijker dan het optillen van de bekleding door wateroverdrukken is de stabiliteit van de randen van een bodembescherming of een zinkstuk onder stroming. Zie 20.3.2 en 20.5.

20.3.2 Overdrukken door een golfbeweging

Een ondoorlatende bodembedekking die op een zandbodem ligt kan als gevolg van drukverschillen tussen boven- en onderzijde van de slab, veroorzaakt door een golfbeweging boven de slab, opgetild worden [41, 79]. Dit moet voorkomen worden.

De golfbeweging veroorzaakt grondwaterbewegingen onder de bodembescherming. Hierdoor veranderen de grondwaterdrukken. Deze verandering hoeft echter niet gelijk te zijn aan de verandering van de waterdrukken boven de bekleding. Er kan een resulterende opwaartse druk ontstaan.

Twee gebieden kunnen worden onderscheiden:

- a. De golflengte is groter dan de lengte van de bodembescherming.

Door Barends [79] is een benadering gegeven voor de maximale overdruk onder de bekleding. Door te stellen dat het gewicht van de bekleding groter moet zijn dan de overdruk wordt voorkomen dat de bekleding wordt opgetild.

In Appendix II is afgeleid:

$$h \geq \frac{q_w}{q_a} \cdot \frac{H}{2} \quad (l < L)$$

waarin:

h = dikte van de bodembescherming (m)

q_w = dichtheid van water (kg/m^3)

q_a = dichtheid van het bodembeschermingsmateriaal (kg/m^3)

H = golfhoogte (m)

l = lengte van de bodembescherming in de golfrichting (m)

L = golflengte (m)

- b. De golflengte is veel kleiner dan de lengte van de bodembescherming.

Om te voorkomen dat de plaat omhoog komt moet het gewicht ervan groter zijn dan de maximale overdruk onder de bekleding. Een overdruk onder de bekleding wordt veroorzaakt doordat de druk ten gevolge van de golfbeweging boven de plaat plaatselijk kleiner wordt dan de grondwaterdruk eronder.

De tijdsafhankelijke poriewaterbewegingen, die sterk bepalend zijn voor de grondwaterdrukken, veroorzaken hierop een aanzienlijk dempend effect [41, 79].

In Appendix II is een benadering gegeven voor dit systeem. Met de daar afgeleide formule is het mogelijk een schatting te doen voor de vereiste bekledingsdikte. In het in de Appendix uitgewerkte rekenvoorbeeld is te zien dat het dempend effect van de grondwaterbeweging zeer groot is.

Onder normale omstandigheden zal het hier gesignaleerde fenomeen van oplichten door een golfbeweging niet maatgevend zijn. Belangrijker zullen zijn de mogelijke ontgrondingen bij de rand als gevolg van erosie door de golfbeweging. Indien het zand daar niet stabiel is, verdient het aanbeveling de waterdichte bodembekleding aan de rand te laten overgaan in een open zanddichte bekleding.

20.4 Dimensionering van een vastgelegde of patroon-gepenetreerde breuksteenlaag op golfaanval

Een veel gebruikte formule voor de berekening van constructies van losse elementen (b.v. breuksteen) onder golfaanval, is de empirische formule van Hudson [44].

$$W = \frac{\rho_a \cdot g \cdot H^3}{K_D \cdot \Delta^3 \cdot \cotg \alpha}$$

waarin:

W = gewicht van een element (N)

ρ_a = dichtheid van een element (kg/m^3)

g = versnelling van de zwaartekracht (m/s^2)

H = golfhoogte (m)

Δ = relatieve dichtheid van een element

$$\Delta = \frac{\rho_a - \rho_w}{\rho_w}$$

ρ_w = dichtheid van water (kg/m^3)

α = taludhellingshoek

K_D = schadecoëfficiënt, waarin onder meer zijn ondergebracht de vorm, graad van in elkaar grijpen, de ruwheid en de plaats op het talud van de bekledingselementen

Opmerkingen:

1. De Hudson-formule is geldig voor hellingen met $\alpha < 33,7^\circ$.
2. De Hudson-formule is ontwikkeld voor bekledingen van golfbrekers, onderworpen aan niet-brekende golven.
Het effect van brekende golven kan in rekening worden gebracht door de K_D waarde te verlagen [86].
3. De formule is alleen geldig voor bekledingen aan het buitenbeloop.
4. De golfomstandigheden worden weergegeven door een enkele parameter H . Uit onderzoeken [87] is gebleken dat de schade, of wel het aantal bekledingselementen dat verdwijnt, redelijk onafhankelijk is van de stormduur, behalve als de ontwerpgolfhoogte met meer dan 30% overschreden wordt.
5. De Hudson-formule is ontworpen voor regelmatige golven. Uit onderzoeken [87] is gebleken dat de schade veroorzaakt door een golfspectrum gekarakteriseerd door de significante golfhoogte H_{sig} , groter is dan veroorzaakt door regelmatige golven van dezelfde hoogte. Dit effect is groter naarmate het spectrum breder is.
6. De golfperiode wordt niet meegenomen.

Door het penetreren van breuksteenconstructies met een asfaltmortel maar niet 'vol en zat' kan de K_D -coëfficiënt opgevaardeerd worden.

Hierbij kunnen de volgende toepassingsgebieden onderscheiden worden:

- Penetratie 'vastleggen steen'.

Indien de afmetingen of het gewicht van de breuksteen niet aan de eisen voor golven voldoen, wordt de veiligheid van de bekleding verhoogd door de steen vast te leggen met een penetratiemortel.

Bij ongeveer 30% vulling van de holle ruimte van de breuksteen mag de K_D -waarde met ongeveer 1 à 1,5 vermenigvuldigd worden.

Opmerking: In principe is er niet volledig sprake van de aanwezigheid van afzonderlijke bekledingselementen en mag deze methode niet toegepast worden. In de praktijk gebeurt dit echter wel en voldoet ze goed.

- Patroonpenetratie.

Bij een vulling van ongeveer 60% van het totale oppervlak bedraagt de vermenigvuldigingsfactor van de K_D -waarde 5 à 7.

Uit modelonderzoek is gebleken dat er relatief minder vergroting van de stabiliteit optreedt bij vulling van het oppervlak van de breuksteen boven 50%. Vulling tot 50 à 70% lijkt daarom optimaal te zijn [27].

De opwaardering is sterk afhankelijk van de uitvoering. Er moet voor gezorgd worden dat de penetratiemortel niet bovenin blijft hangen, of geheel tot onderin de laag door-dringt.

Uit praktijkproeven in zware golfaanval (tot $H_{sig} = 8$ m) bleek dat door de enorme krachten die brekende golven in spleten veroorzaken, breuk in de steenhompen optrad, zodat schelpvormige brokken afbraken.

Voor zware golfaanval wordt de constructie dan ook niet meer toegepast, doch tot een golfhoogte van 3 à 5 m heeft zij haar waarde bewezen [4].

Om veiligheidsredenen is het aan te bevelen om drie in plaats van twee lagen breuksteen toe te passen en alleen de bovenste twee te penetreren. Een paar losse stenen zullen waarschijnlijk weggespoeld worden door de golven, wat niet erg gevaarlijk is, maar zelfs indien een hele steenhomp wordt weggespoeld zal de derde laag steeds bescherming geven aan de kern, omdat ze vastgeklemd is tussen de omliggende steenhompen [27].

Het heeft de voorkeur proefondervindelijk vast te stellen hoe groot de opwaardering van de K_D -waarde kan zijn.

Door de penetratie wordt het bekledingsoppervlak gladder. Hierdoor ontstaat een grotere golfoploop, waardoor de kruin hoger moet komen te liggen. Een indicatie hiervoor wordt gegeven in tabel 20.4.

20.5 Dimensionering van een asfaltbekleding op stroming

In 19.1.3 zijn de mogelijke belastingen gegeven die veroorzaakt kunnen worden door stromend water. In deze paragraaf wordt het gedrag van de verschillende asfalttypen onder zulke belastingen behandeld.

Tabel 20.4. Reductiefactoren van de golfoploop op een talud met een bepaald type oppervlak in vergelijking met een glad oppervlak.

type oppervlak	$\frac{\text{oploop op type oppervlak}}{\text{oploop op glad oppervlak}}$
glad; ondoorlatend	1,0
steenbestorting	0,5 à 0,6
patroon gepenetreerd	0,6 à 0,7
'vol en zat' gepenetreerd	0,6 à 0,8

Onder normale omstandigheden is een asfaltbekleding goed tegen stromend water bestand. Een aanzienlijke aantasting kan echter ontstaan indien het stromend water regelmatig vaste bestanddelen als stenen meevoert. Ook kan stromend water de randen van een plaat of mat doen omklappen. Dit kan voorkomen worden door bijvoorbeeld de rand te verzwaren of in te graven.

Asfaltbeton

Asfaltbeton wordt slechts in zeer geringe mate door stroming aangetast.

Indien het water echter vaste bestanddelen meevoert, kunnen die botsingskrachten uitoefenen, met als gevolg schade aan het bekledingsmateriaal.

Te Los Angeles werd gevonden dat bij de daar heersende temperatuur – het minimum ligt op ca. 10 °C – een asfaltbeton bekleding erosiebestendig was tegen zwaar transport van puin, als het bindmiddel maar zachter was dan pen. 50. Voor Nederlandse omstandigheden, met minimale gebruikstemperaturen rond het vriespunt, zal dus een bitumen 80/100 het meest geschikt zijn [12].

Mastiek

Mastiek is een overvuld mengsel met een relatief lage stijfheid. De opgewekte spanningen veroorzaakt door botsingen door met de stroom meegevoerde voorwerpen zullen dus meestal niet zo groot zijn dat het materiaal er niet tegen bestand is.

Voorkomen moet worden dat de randen van de plaat in de stroming omklappen. Dit kan bereikt worden door:

1. de uiteinde van de plaat in te graven zodat de stroming geen vat op de randen heeft;
2. de rand af te storten, bijvoorbeeld met breuksteen. Breuksteen zal in de mastieklag dringen tot een evenwichtssituatie is ontstaan. Het zakkingsproces is afhankelijk van het dichtheidsverschil tussen steen en mastiek, de vorm van de steen en de viscositeit van de mastiek. De indringing van een aaneengesloten laag breuksteen verloopt langzamer dan van een individuele steen.

Uit onderzoek is gebleken dat bij indringing onder water van breuksteen 10/80 kg in een laag van 20 cm mastiek na verloop van 5 jaar nog enkele cm mastiek onder de breuksteen over waren [88].

Een mastiekplaat kan worden opgebouwd uit een aantal afzonderlijke lagen die dakpansgewijs over elkaar worden gelegd. Als deze lagen niet goed aan elkaar zijn gehecht, hetzij door zandinsluitingen, hetzij door onvoldoende warmte-overdracht, dan kan stromend water vat krijgen op de niet aansluitende baan, die optillen en zelfs doen afbreken [81].

Penetratiemortels

Bij stationaire of quasi-stationaire stroming is een veel toegepaste formule voor de dimensionering van los breuksteenmateriaal [25]:

$$D_{50} \geq b \frac{\bar{U}^2}{2g\Delta} \{ \cos \alpha \cdot \sqrt{1 - \operatorname{tg}^2 \alpha / \operatorname{tg}^2 \phi} \}^{-1}$$

waarin:

D_{50} = mediane diameter van het bekledingsmateriaal (m)

\bar{U} = stroomsnelheid evenwijdig aan de as van het vaarwater (m/s)

α = hellingshoek van het talud

$\Delta = \frac{\rho_s - \rho_w}{\rho_w}$, relatieve dichtheid van het bekledingsmateriaal

ρ_s = dichtheid van het bekledingsmateriaal (kg/m^3)

ρ_w = dichtheid van water (kg/m^3)

ϕ = hoek van inwendige wrijving van de bekleding

g = versnelling van de zwaartekracht (m/s^2)

b = een stabiliteitsparameter

De stabiliteitsparameter is afhankelijk van een groot aantal factoren. Bij een uniforme continu aanwezige stroom bedraagt hij, voor omstandigheden die voorkomen op de Nederlandse vaarwegen gemiddeld 1,4. Voor andere omstandigheden wordt verwezen naar de literatuur [25].

Door de breuksteen te penetreren, maar niet 'vol en zat' kan de stabiliteitsparameter b verlaagd worden. De waarde van de reductie zal bij voorkeur voor elk werk proefondervindelijk vastgesteld moeten worden.

Bij 'vol en zat' gepenetreerde stortsteen is stroming niet relevant.

Dicht steenasfalt

Dicht steenasfalt is een overvuld mengsel, en dus goed bestand tegen stroming. Wel dienen maatregelen getroffen te worden ter voorkoming van het omklappen van de randen.

Open steenasfalt

Op het gebied van de stroombestendigheid van open steenasfalt is nog niet alles bekend. Onderzoekingen hebben de volgende resultaten opgeleverd:

- Voor stationaire en quasi-stationaire stroming is in een pomp-circuit gemeten dat het materiaal na 34 uur geringe slijtage vertoont bij een stroomsnelheid van 6 m/s [61]. De schade bestaat in hoofdzaak uit het loslaten van de kalksteen.
- Tevens is het materiaal beproefd op stroming door schroeven van schepen. Hierbij werd in het Rhein-Donau-kanaal op een oeverbekleding van 12 cm zandasfalt met daarop 18 cm open steenasfalt een schroefstroom gericht van een vrachtschip met een motorvermogen van 800 pk en een diepgang van 2 m, op volle kracht gedurende 5 minuten. Er werd geen schade geconstateerd.
- Onderzoek is gedaan naar de erosiegevoeligheid van open steenasfalt onder golfomstandigheden. Het bleek dat, onder normale getij-omstandigheden ook op de lange duur, het materiaal niet aangetast wordt.

Bij het overschrijden van een kritieke stationaire stroomsnelheid (2,5 à 3 m/s bij een mat van 15 cm dik) kunnen de randen van een open steenasfaltmat omklappen. Dit kan voorkomen worden door de matranden te verzwaren. Overigens is dit fenomeen voor ieder type mat of zinkstuk van toepassing.

Gebitumineerd zand ofwel zandasfalt

Indicatieve proeven hebben aangetoond dat los gestort gebitumineerd zand bestand is tegen stroomsnelheden tot ongeveer 3 m/s [32].

Zowel een hoger bitumenpercentage als een zekere mate van verdichting hebben een positieve invloed op de stroombestendigheid.

Bij gebitumineerd zand als kernmateriaal is er meestal alleen stroming aanwezig tijdens de constructiefase. Door de bulk van de kern is materiaalverlies tot op zekere hoogte acceptabel. Een functionele eis is dat in de definitieve fase een voldoende grote kern overblijft.

Gebitumineerd zand als filterlaag mag slechts in de bouwfase aan directe stroming worden blootgesteld. Deze fase moet beperkt blijven. Bij toepassing van gebitumineerd zand als definitief bekledingsmateriaal is materiaalverlies niet acceptabel. Dit betekent dat de stroomsnelheden ten gevolge van golven en stationaire stromen niet te groot mogen zijn. Indicatieve proeven toonden aan dat de maximale stroomsnelheid 3 m/s bedraagt. Onderzoek hiernaar is echter gewenst.

Eventueel kan de erosie beperkt worden door het mengsel te verdichten, aan te passen, of van een oppervlakbehandeling te voorzien. Dit heeft wel gevolgen voor de waterdoorlatendheid.

Als beschermingsmateriaal direct op het gebitumineerde zand mag maximaal breuksteen 60-300 kg worden toegepast. Uit ervaring is gebleken dat grotere stenen turbulentie veroorzaken, waardoor een te grote erosie van het gebitumineerde zand kan optreden. Eventueel kan een tussenlaag van bijvoorbeeld grind worden toegepast.

20.6 Dimensionering van een asfaltbekleding op onregelmatige zettingen en ontgrondingen

20.6.1 Onregelmatige zettingen

Een asfaltbekleding zal een onregelmatige zetting niet onmiddellijk volgen, afhankelijk van de snelheid van de zetting en de eigenschappen van het asfalt, maar pas na enige tijd als er tenminste geen bezwijken is opgetreden weer aan gaan liggen.

Het doorbuigen van een asfaltplaat bij een onregelmatige zetting en het tijdstip van weer aan gaan liggen op de ondergrond kunnen bepaald worden met de eenvoudige formules afkomstig uit de toegepaste mechanica [50]. In Appendix IV is dit uitgewerkt voor een cirkelvormige zetting.

Indien de oppervlakte van de zetting cirkelvormig is verondersteld, kan het tijdstip van aanliggen bepaald worden met onderstaande formule. Door die een aantal keren met bijbehorende stijfheidsmodulus te berekenen, kan t worden benaderd.

$$\frac{t^3}{S(t, T)} = \frac{16 \cdot \nu \cdot h^2}{3 \cdot \rho_a \cdot g \cdot (1 - \nu^2) \cdot u^4} \quad (\text{zie Appendix IV.1})$$

waarin:

ρ_a = dichtheid van het asfalt (kg/m^3)

g = versnelling van de zwaartekracht (m/s^2)

ν = constante van Poisson van het asfalt

h = dikte van de bekleding (m)

u = horizontale uitbreidingssnelheid van de zetting (m/s)

ν = verticale uitbreidingssnelheid van de zetting (m/s)

t = tijd (s)

tijdstip van aanvang zetting: $t = 0$

S = stijfheidsmodulus van het asfalt, afhankelijk van tijd en temperatuur (N/m^2). De bijbehorende tijd kan bijvoorbeeld op $0,5 \cdot t$ gesteld worden

De snelheid van de zetting (ν en u) is constant aangenomen (zie ook fig. 20.13).

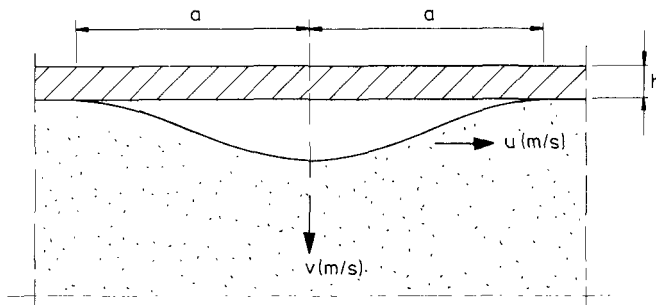


Fig. 20.13. Schematisering van een zetting onder een asfaltbekleding.

De grootste buigspanningen in de plaat zullen optreden net voordat zij weer aan gaat liggen (zie Appendix IV.1).

De buigspanning bedraagt:

$$\sigma_b = \frac{3 \cdot q_a \cdot g \cdot u^2 \cdot t_1^2}{4 \cdot h}$$

t_1 = tijdstip van aanliggen

Is de uitbreiding van de zetting opgehouden voordat de bekleding is gaan aanliggen dan:

$$\sigma_b = \frac{3 \cdot q_a \cdot g \cdot a^2}{4 \cdot h}$$

a = zie figuur 20.13

Indien de toelaatbare bezwijkspanning $\sigma_{b \max}$ kleiner is dan de optredende spanning σ_b zal de bekleding bezwijken voordat ze weer aan is gaan liggen.

De kromming van de plaat kan, na langere tijd, zo groot worden dat de vervormingscapaciteit wordt overschreden en eveneens bezwijken optreedt.

De aanwezigheid van een holte onder de bekleding kan gepaard gaan met een andere belasting, bijvoorbeeld een golfklap die extra spanningen veroorzaakt. Dit kan tot bezwijken leiden.

Tevens kunnen grote zettingen leiden tot vermindering van de laagdikte (viskeuze vloeï) waardoor de sterkte van de bekleding afneemt.

Of de asfaltbekleding een onregelmatige zetting zal volgen zonder te scheuren is, zoals reeds gezegd afhankelijk van de snelheid van de zetting en de eigenschappen van het asfalt.

- Zo is asfaltmestiek doordat het zich al snel redelijk viskeus gedraagt een uitermate geschikt materiaal voor het volgen van zettingen. In de bovenstaande formules kan dan ook voor mestiek de stijfheidsmodulus S vervangen worden door $3\eta/t$, waarin η de viscositeit van het mestiek in gebruikstoestand voorstelt (zie Appendix IV.2).
- Geopeneteerde breuksteen moet onregelmatige zettingen kunnen volgen zonder dat de samenhang verloren gaat. Naarmate de vullingsgraad van de holle ruimte hoger ligt, verloopt dit beter. Exacte waarden zijn echter niet beschikbaar.
- Bij open steenasfaltmatten is het van belang dat de mat aan blijft liggen op de ondergrond. Indien de mat verankerd is kan er in een bepaald gedeelte spanning ontstaan die in combinatie met golfaanval tot bezwijken kan leiden.
- Vanwege de geringe vervormingscapaciteit en de functie van de bekleding bij toepassing van gebitumineerd zand als filterlaag of definitieve bekleding, is voorzichtigheid geboden. Bezwijken zal in de eerste plaats niet optreden door te grote vervormingen maar door een te grote vervormingssnelheid. De zanddichtheidseis bij het volgen van zettingen is bepalend.

Bij toepassing van gebitumineerd zand als kernmateriaal is gezien de grote bulk de zettingsgevoeligheid van een veel geringere betekenis dan bij een zand-asfaltfilterlaag. De eisen zijn in dit geval minder stringent. De constructie dient onder differentieële zettingen berekend te worden als een monoliet (zie ook Appendix V). Het spanningsniveau en de vervormingssnelheid dienen gecontroleerd te worden.

- Een membraan dat zettingen volgt zal een verlenging ondergaan (zie fig. 20.14). Indien de verlenging van het membraan Δl en de meewerkende breedte l is, dan is de rek $\Delta l/l$. (Ofwel $\Delta l = \sqrt{\Delta h^2 + \Delta x^2} - \Delta x$).

Deze rek mag het maximaal toelaatbare niet overschrijden.

Een eventueel aanwezige wapening in het membraan zal zorgen voor een spreiding van rekken die anders op één plaats geconcentreerd zouden zijn en dan tot grote insnoeringen kunnen leiden.

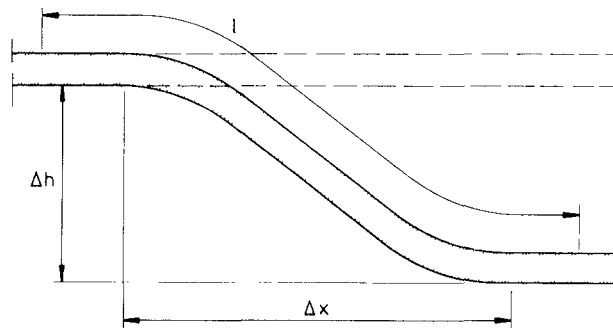


Fig. 20.14. Verlenging van een membraan.

20.6.2 Ontgrondingen

Ontgrondingen zullen meestal zo snel verlopen dat de asfaltdijkbekledingen ze niet kunnen volgen. De dijkconstructie moet dan ook zo zijn ontworpen dat ontgrondingen onder een bekleding niet optreden, bijvoorbeeld door een goede teenvoorziening en bodembescherming.

Asfaltmastiek kan, door zijn tamelijk viskeus gedrag, tot op zekere hoogte ontgrondingen goed volgen (foto 7).

Het materiaal wordt dan ook vaak toegepast in bodembeschermingen.

Treedt er ontgroning op onder een mastiekplaat, dan zal de plaat door gaan buigen (fig. 20.15). Het tijdstip waarop het uiteinde van de slab de bodem van de ontgroning bereikt kan bepaald worden als volgt:

$$t = \sqrt[5]{\frac{2 \cdot h^2 \cdot z \cdot \eta}{\rho_a \cdot g \cdot (1 - \nu^2) \cdot \nu^4}} \quad (\text{zie Appendix V.2})$$

waarin:

- h = dikte van de bekleding (m)
- η = viscositeit van de mastiek (Pa · s)
- ρ_a = dichtheid van de mastiek (kg/m³)
- g = versnelling van de zwaartekracht (m/s²)
- ν = constante van Poisson van het asfalt
- v = horizontale snelheid van de ontgroning (m/s)
- z = diepte van de ontgroning (m)
- t = tijd. Tijdstip van aanvang doorbuiging: $t = 0$ (s)

De snelheid van de ontgroning wordt constant verondersteld.

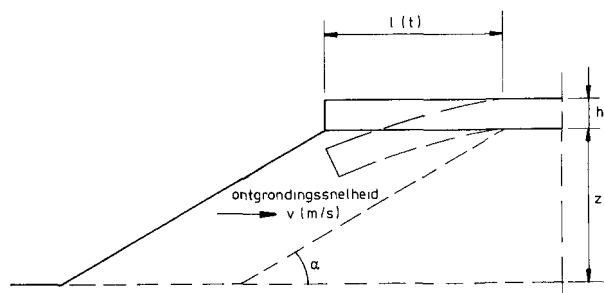


Fig. 20.15. Schematisch weergegeven ontgroning onder een mastiekplaat.

Voordat het uiteinde van de slab de ontgrondingskuil bereikt zullen de grootste buigspanningen in de slab optreden op een afstand $l(t)$ van het uiteinde. Indien deze spanningen de toelaatbare overschrijden zal de bekleding bezwijken.

$$\sigma_b = \frac{3 \cdot \rho_a \cdot g \cdot \nu^2 \cdot t^2}{h} \quad (\text{zie Appendix V.2})$$

waarin:

- σ_b = buigspanning (N/m²)
- t = tijdstip van aanliggen (s)

Zodra het uiteinde van de slab de bodem heeft bereikt is in principe de ontgroning voorbij. De mastiekslab ligt dan nog niet overal aan; tussen slab en bodem is een holte aanwezig.

De lengte waarover de slab niet ondersteund is, wordt vervolgens vergroot doordat de bodem eronder in zijn, flauwere, natuurlijke talud gaat staan. De slab zal vervolgens verder door gaan buigen om het aanliggen te voltooien.

In de slab treden nieuwe spanningen op; in combinatie met een verminderde laagdikte kan dat tot bezwijken leiden. In de praktijk is wel scheurvorming geconstateerd ter plaatse van A (fig. 20.16).

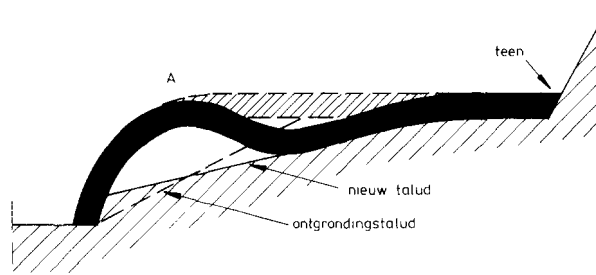


Fig. 20.16. Doorbuiging van een mastiexslab nadat het uiteinde de ontgrondingskuil heeft bereikt.

Ook is er wel bezwijken geconstateerd bij een mastiexslab liggende op een zandbodem waarbij zich onder het zand een kleilaag bevond. De oorzaak was dat golfdrukken zich zeer sterk in de zandlaag konden voortplanten en grote overdrukken onder tegen de mastiexslab veroorzaakten.

Scheurvorming kan tot gevolg hebben dat er zand van onder de slab verdwijnt, zodat de ontgroning zich voortzet. Gezien de stijfheid van het materiaal zal de kans op scheurvorming in de winter groter zijn dan in de zomer. In het warme jaargetijde kunnen scheuren mogelijk ook weer gemakkelijker dichtvloeien.

Er dient tevens rekening gehouden te worden met het verminderen van de laagdikte door viskeuze vloeï.

De lengte van een mastiexslab voor een dijk moet zo groot zijn dat een ontgroning de teen van de dijk niet kan bereiken, en de stabiliteit van het talud niet in gevaar komt (zie ook 20.1.2).

20.7 Bepaling van de maximale taludhelling

De hellingshoek van het talud waarop de bekleding wordt aangebracht moet, om afschuiven van het talud te voorkomen, kleiner zijn dan de hoek van inwendige wrijving van het grondlichaam.

Bij een relatief ondoorlatende bekleding mag de taludhelling, ter plaatse van waar zich water achter de bekleding bevindt, niet groter zijn dan:

$$\text{tg } \alpha \leq \text{tg } \phi \cdot \left[1 - \frac{\rho_w}{\rho_n} \right] \quad (\text{zie Appendix III})$$

waarin:

α = hellingshoek van het talud

ϕ = hoek van inwendige wrijving van de ondergrond

ρ_w = dichtheid van water (kg/m^3)

ρ_n = dichtheid van natte grond (kg/m^3)

Voor een talud bestaande uit een cohesieloze grond en voorzien van een open bekleding - het grondwater kan vrij uittreden - geldt, om instabiliteit van het talud te voorkomen, dat [84]:

- onder water:

$$\operatorname{tg} \phi > \frac{\operatorname{tg} \alpha}{\left[1 - \left(\frac{\varrho_w}{\varrho_n - \varrho_w} \right) \cdot \frac{i}{\cos \alpha} \right]}$$

- boven water:

$$\operatorname{tg} \phi > \frac{\operatorname{tg} \alpha}{\left[1 - \frac{\varrho_w}{\varrho_n} \cdot (1 + \operatorname{tg}^2 \alpha) \right]}$$

waarin:

i = potentiaalverhang aan het oppervlak

Daarnaast wordt de toelaatbare helling bepaald door de inwendige stabiliteit van het mengsel zelf, zowel in definitieve als in de verwerkingsfase. Ook de verwerkingstechniek kan een beperkende factor zijn.

Asfaltbeton

Door de keuze van samenstelling is asfaltbeton nog stabiel in warme toestand onder een helling van ca. 1 : 1,7 [3, 22]. In de gebruiksfase zal het mengsel stabiel zijn indien het ligt onder dezelfde hoek. De methode van aanbrengen, met name de toepasbaarheid van het verwerkingsmateriaal, is hier meestal de beperkende factor.

Mastiek

Mastiek wordt bij voorkeur op een horizontale ondergrond toegepast. Voor een magere mastiek is de maximaal toelaatbare taludhelling ca. 10°, voor een vette 5°, afhankelijk van de tijd en het temperatuursregiem.

Penetratie-mortels

'Vastleggen steen'

De wijze van aanbrengen van de mastiek moet zo zijn dat in het hele oppervlak de steen blijft liggen.

Patroonpenetratie

De steenhopen moeten stabiel zijn onder de geldende condities. De hopen moeten de tussenliggende steen voldoende opsluiten. Het is dus belangrijk dat de steenhopen inderdaad hopen zijn en blijven. De mengselsamenstelling en de uitvoering moeten erop gericht zijn dat de penetratiemortel niet bovenin blijft hangen of geheel uitzakt.

'Vol en zat' penetratie

Door zijn inwendige skeletopbouw heeft de bekleding een hoge stabiliteit. Zie verder onder hoofdstuk 11.

Dicht steenasfalt

Bij voorkeur wordt dicht steenasfalt toegepast op een vlakke ondergrond.

Zie tevens onder hoofdstuk 12.

Open steenasfalt

Open steenasfalt is in warme toestand nog stabiel tot een helling van ca. 1 : 1,5 (zie ook 13.3.1).

Bij open steenasfaltmatten moet de stabiliteit tegen afglijden als geheel gewaarborgd zijn. De maximaal toepasbare taludhelling is ca. 1 : 2,5.

Eventueel kan de mat verankerd worden, waarbij het belangrijk is dat hij aan blijft liggen op de ondergrond.

Gebitumineerd zand

Gebitumineerd zand kent net als andere asfaltmengsels door zijn viskeuze component een kruipgedrag:

1. Voor constructies waarbij vervormingen een belangrijke rol spelen, zoals funderingen en landhoofden, moet de kruip beperkt blijven.
2. Voor constructies waarbij vervormingen geen rol spelen, geldt alleen een veiligheidseis ten aanzien van het bezwijken.

Karakteristieken die het bezwijkgedrag van korrelige materialen bepalen zijn de hoek van inwendige wrijving ϕ en de cohesie c . Als bezwijkvorm wordt een model gekozen, bijvoorbeeld de glijvlaktheorie of de wig van Prandtl.

Op dit moment wordt voor de stabiliteitsberekening van een grondlichaam de evenwichtsmethode gebruikt waarin wordt aangenomen dat de vervormingen voldoende klein blijven indien de verhouding tussen optredende schuifspanningen en maximaal opneembare schuifspanning kleiner is dan of gelijk aan 0,75.

Voor bitumineuze producten is de probleemstelling gecompliceerder vanwege het viskeuze gedrag. Het tijdsafhankelijke effect moet meegenomen worden.

Onderzoekingen die uitgevoerd werden op monsters bestaande uit Oosterschelde-zand met 3 en 4% bitumen 80/100 hadden tot doel [32]:

1. Het vaststellen van een minimumhoek van inwendige wrijving; dus die deviatorische spanningstoestand waarbij de vervormingssnelheden laag zijn. Deze schuifspanningstoestand komt overeen met een ϕ van 20 à 24°.
2. Het vaststellen van de maximale hoek van inwendige wrijving; ofwel die deviatorische spanning waarbij de vervormingssnelheden niet kleiner worden, maar constant blijven of groter worden. Deze schuifspanningstoestand komt overeen met een ϕ van 30 à 34°.
3. Relaties vast te stellen in de gebieden 1 en 2 tussen spanningstoestand en vervorming en vervormingssnelheid.

Ten behoeve van het vaststellen van bezwijkcriteria bestaan er enkele modellen:

1. De glijvlakberekening van Bishop.

Met deze methode kan voor het kritische glijvlak de totale schuifkracht bepaald worden die in dat vlak optreedt. De Bishop-methode is de meest traditionele en bruikbare (zie Appendix VI).

2. Een eindige elementenmethode.

Door het Laboratorium voor Grondmechanica te Delft wordt de geschiktheid van het zogenaamde MARC-rekenprogramma voor het simuleren van het kruipgedrag van asfalt onderzocht.

3. De schillenmethode.

Dit is een modificatie van de Bishop-methode. Het idee hierachter is ingegeven door de wetenschap dat het afglijden van op elkaar liggende schillen asfalt logisch aansluit bij de bestaande rekenmethode, en dat hierbij op eenvoudige wijze de relatie vervormingssnelheid en schuifspanning is in te voeren. Er ontstaat een beeld van op zich starre schillen, die over elkaar schuiven middels het principe van fictieve viskeuze tussenlagen. De gesommeerde vervormingen geven een indicatie van de grootte van de vervormingen. Grote vervormingen in korte tijd duiden op ontoelaatbare belastingen en dus op bezwijken [32].

Membranen

Membranen worden meestal afgedekt. Zo worden in situ uitgevoerde membranen vaak bedekt met aarde, en geprefabriceerde membranen met aarde, steenslag, beton of asfalt.

De volgende bezwijkmechanismen kunnen optreden:

1. Het membraan veroorzaakt afschuiving van de beschermingslaag.
2. De schuifspanningsoverdracht over het membraan kan zulke grote vervormingen opleveren dat er sprake is van veranderende geometrie of van schade aan de deklaag.

ad 1. In geval van een beschermingslaag moet de wrijvingscomponent langs het membraan groter zijn dan de component van het eigen gewicht langs het membraan, daar anders de bekleding van het talud kan schuiven.

In dit geval moet:

$$f > \tan \alpha^* \quad (\text{zie Appendix VII})$$

waarin:

f = wrijvingscomponent tussen membraan en grond

α^* = hellingshoek waaronder het membraan ligt

ad 2. Het viskeuze gedrag van het membraan laat kruipen toe. Door een schuifkracht die op het membraan werkt zullen vervormingen optreden. Deze vervormingen mogen een bepaalde grens niet overschrijden. Zie Appendix VII.

DEEL D
UITVOERING

Samenvatting

Deel D behandelt de uitvoeringstechnische aspecten van waterbouwkundige asfaltbekledingen.

De uitvoering wordt onderverdeeld in drie fasen, namelijk de bereiding, het transport en de verwerking van het asfalt.

In het eerste hoofdstuk worden enige algemene zaken behandeld. Zo wordt op globale wijze de werking van de in Nederland gebruikelijke asfaltmenginstallatie duidelijk gemaakt.

Vervolgens vindt een afzonderlijke en meer gedetailleerde beschrijving plaats van de drie uitvoeringsfasen voor de verschillende in de waterbouw meest gebruikelijke asfalttypen. Dat zijn:

- asfaltbeton;
- mastiek;
- penetratiemortels;
- dicht steenasfalt;
- open steenasfalt;
- gebitumineerd zand;
- membranen.

Om de verschillende hoofdstukken per materiaaltipe afzonderlijk leesbaar te maken, waren veelvuldige herhalingen helaas niet te vermijden.

Een zeer belangrijk onderdeel van de uitvoering vormen de aansluitingen. Vaak is gebleken, dat dit de zwakke plekken in een asfaltconstructie zijn. Er wordt dan ook uitvoerig aandacht aan dit onderwerp besteed. Hierbij is onderscheid gemaakt tussen aansluitingen op hetzelfde materiaal in de vorm van daglassen, op andere bekledingsmaterialen, op kunstwerken en op teenconstructies.

HOOFDSTUK 21

ALGEMEEN

De uitvoering bepaalt voor een groot deel de kwaliteit van een asfaltbekleding.

Op de uitvoering kunnen van toepassing zijn de bepalingen uit de V.U.C.W. [18] voor zover zij betrekking hebben op de waterbouw.

De uitvoering kan in drie fasen worden onderverdeeld:

1. De produktie van het asfaltmengsel;
2. Het transport van de bereidingsplaats naar de plaats van verwerking en opslag van het mengsel op het werk;
3. De verwerking van het mengsel.

21.1 Produktie

Bereiding vindt meestal plaats in een normale asfaltmenginstallatie die dient om een homogeen mengsel van bitumen en mineralen te produceren.

De volgende typen menginstallaties kunnen worden onderscheiden [5]:

1. Charge mengers;
2. Continue menginstallaties;
3. Semi-continue menginstallaties;
4. Specifieke installaties, zoals trommelengers.

In Nederland wordt vooral het eerste type installatie toegepast.

Een speciaal type charge mengers is de zogenaamde torenmenger. Deze heeft een groot aantal warme silo's waarin een groot aantal verschillende mineraalaggregaten warm kunnen worden opgeslagen. Hierdoor is een aanzienlijke flexibiliteit voorhanden voor de produktie van verschillende mengseltypen.

Continue en semi-continue installaties zijn vooral geschikt indien er grote hoeveelheden van hetzelfde mengsel geproduceerd moeten worden.

Figuur 21.1 geeft een schematische weergave van een charge menger. De volgende onderdelen kunnen worden onderscheiden:

- het voordoseerapparaat;
- de droogtrommel;
- de ontstoffingsinstallatie;
- de zeefgroep;
- de weegbak;
- de mengbak;

- de opslag van de minerale grondstoffen;
- de bindmiddeltank;
- de vulstofsilo's;
- de opslagsilo van het warme asfalt.

In het voordoseergeedeelte worden de minerale grondstoffen in de gewenste verhouding in een hoeveelheid die afhankelijk is van de produktie op dat moment bij elkaar gevoegd. De koude ladder vervoert het mineraal naar de droogtrommel waar het gedroogd en verwarmd wordt. Via de warme ladder komt het mineraal in de zeefinstallatie, waar het in een aantal fracties wordt gescheiden. Deze fracties worden evenals de andere mengselcomponenten bitumen en vulstof, afgewogen in een weeginrichting. In de mengbak worden de componenten vervolgens gemengd. De menger wordt nadat de mengtijd is verstreken geleidigd in de ophaalsilo. De mengtijd is afhankelijk van het type installatie en het mengseltype; de mengtemperatuur hangt af van de transportafstand en de vereiste mengviscositeit. De temperatuur mag niet boven 190 °C liggen. Een belangrijk onderdeel van de menginstallatie, mede vanwege milieu-eisen, is de ontstoffingsinrichting. Daar worden het stof en het fijne zand opgevangen, die met de luchtstroom door de droogtrommel zijn meegevoerd. Onderscheiden worden:

- a. De droge ontstoffingsinstallatie. Hier wordt het stof droog opgevangen en in silo's opgeslagen. Indien mogelijk wordt het weer terug gevoerd in het produktieproces.
- b. De natte ontstoffingsinstallatie. Hier worden de stofhoudende gassen door een waternevel of -bad geleid. Een slibmassa is het resultaat.

De minerale grondstoffen moeten bij de menginstallatie gescheiden worden opgeslagen, bij voorkeur op een verharde ondergrond, zodat verontreiniging met andere mineralen vermeden wordt. De voorraden van zand, grind en steenslag moeten zo groot zijn dat onafgebroken kan worden geproduceerd.

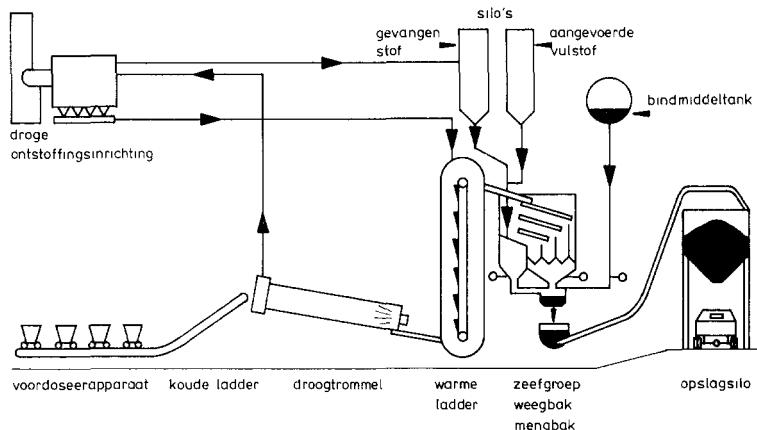


Fig. 21.1. Schema van een charge menger.

Het bitumen wordt in verwarmde voorraadtanks bij de menginstallatie opgeslagen, de fabrieksvulstof in aparte silo's.

Asfalt voor bekledingen wordt bij voorkeur op dezelfde dag bereid en verwerkt. Langdurige opslag mag alleen in goed verwarmde en luchtdichte silo's, zodat afkoeling en overmatige oxydatie van het bindmiddel worden voorkomen.

Kenmerkend voor de waterbouw is dat voor grote werken veelal specifieke installaties worden ontwikkeld, die aangepast zijn aan het werk.

Voor het produceren van gebitumineerd zand als bulkmateriaal is bijvoorbeeld wel gebruik gemaakt van een aangepaste trommelmenger (fig. 21.2). In deze installatie vindt de menging van het bitumen en het mineraal niet in een aparte mengbak plaats, maar in de droogtrommel. Daardoor wordt een continue stroom materiaal verkregen.

Andere voorbeelden zijn de installatie op het asfaltschip 'Jan Heymans' voor het produceren van grote hoeveelheden asfaltmestiek en de dichte steenasfaltinstallatie te IJmuiden die geschikt was voor het mengen van grote stenen.

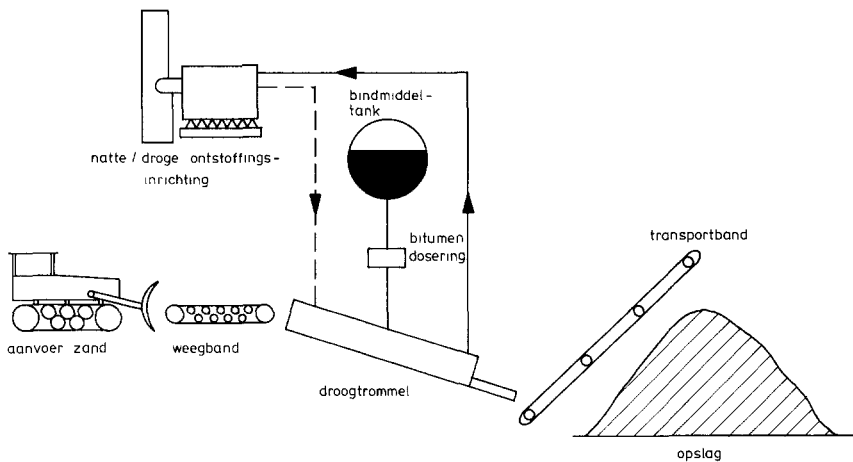


Fig. 21.2. Schema van een aangepaste trommelmenger.

21.2 Transport

Het transport van de menginstallatie naar het werkteerrein geschiedt over het algemeen met vrachtwagens, en afhankelijk van mengseltype en transportafstand in geïsoleerde laadbakken, al of niet afgedekte open laadbakken of roerketels.

Afkoeling moet zoveel mogelijk worden voorkomen en inregelen vermeden. De bakken mogen niet verontreinigd zijn en geen brokken verhard asfalt bevatten. Als anti-kleefmiddel mag slechts een oplossing van een oppervlakte-actieve stof in water of een gelijkmatig over het oppervlak verstoven geringe hoeveelheid gasolie worden gebruikt.

Het transport maakt een groot deel van de totale verwerkingskosten uit. Op grote werken is het wellicht voordeliger de asfaltinstallatie dichtbij of op het werk te plaatsen. Afweging zal moeten plaatsvinden tussen enerzijds het voordeel van de kortere transportafstand van het asfaltmengsel en anderzijds de nadelen van het verplaatsen van de molen, de mogelijk langere transportafstand van grondstoffen en het verkrijgen van vergunningen.

Om een soepel lopende verwerking te verkrijgen is een constante aanvoer op het werk noodzakelijk.

Tussenopslag voor langere duur en in grote hoeveelheden, die kan ontstaan door een onderbreking in de verwerking, moet vermeden worden. Gebitumineerd zand voor toepassing als bulkmateriaal onder water wordt wel opgeslagen om het mengsel op de juiste verwerkingstemperatuur beneden de 100°C te laten komen.

Bij waterbouwkundige werken is de transportafstand op het werk zelf vaak erg groot, bijvoorbeeld bij de aanleg van een dijkvak. Het is dan erg verleidelijk om het asfalt aan te voeren over het al gereed gekomen gedeelte van de bekleding. Aangezien het mengsel hiervoor veelal ongeschikt is, moet dit worden afgeraden.

Vooraf dient bekeken te worden hoe de aanvoer kan plaatsvinden.

21.3 Verwerking

Bij de verwerking van asfaltprodukten in de waterbouw moet onderscheid worden gemaakt tussen verwerking onder en boven water, in den droge of in den natte.

Boven water kan de verwerking in het algemeen nauwkeuriger en gecontroleerder geschieden. Sommige verwerkingstechnieken kunnen alleen boven water worden toegepast, andere zijn juist weer geschikt voor onder water.

De verwerking dient met extra zorg te geschieden in de getijzone. Zo moet asfalt niet op een talud aangebracht worden zolang de waterstand in het dijklichaam ter plaatse aanleiding geeft tot het uittreden van water. Dit zou problemen opleveren bij de verwerking, door de deformatie van de ondergrond, aantasting van het asfalt en eventueel overdrukken.

Het asfaltmengsel wordt, afhankelijk van het type en de locatie, aangebracht met daarvoor geschikt materieel. Bepaalde mengseltypen moeten mechanisch verdicht worden. Van belang is dat in het mengselontwerp rekening wordt gehouden met de verwerkingsmethode.

Het is belangrijk dat op het werk ter zake kundig personeel aanwezig is. De planning van het werk moet produktie, transport en verwerking op elkaar afstemmen.

HOOFDSTUK 22

ASFALTBETON

22.1 **Productie**

22.1.1 *De menginstallatie*

De productie geschiedt in een normale asfaltmenginstallatie. In Nederland over het algemeen een charge menger.

22.1.2 *Opslag van grondstoffen*

De opslag van steenslag, grind en zand dient in gescheiden vakken te gebeuren, zodat verontreiniging met andere materialen vermeden wordt. Vulstof moet worden opgeslagen in silo's; bitumen in verwarmde tanks.

22.1.3 *Mengen*

De mengtijd is afhankelijk van het type installatie.

De mengtemperatuur wordt bepaald door de vereiste mengviscositeit en de transportafstand; zij ligt tussen de 140 en 190°C.

22.1.4 *Opslag van het mengsel*

Opslag in geïsoleerde bunkers is mogelijk gedurende geruime tijd.

22.2 **Transport**

22.2.1 *Transportmiddelen*

a. Wagens

Indien de transportafstand en de buitentemperatuur het toelaten kan het transport geschieden in open wagens, afgedekt met een dekzeil. Voor grote rijafstanden is het gebruik van geïsoleerde gesloten wagens aan te bevelen.

b. Containers

Voor speciale gelegenheden waarbij transport over water plaatsvindt, dan wel wanneer extreme afkoeling mogelijk is, worden wel gesloten en geïsoleerde containers gebruikt.

22.2.2 Opslag op het werk

Is tussenopslag voor langere tijd noodzakelijk dan dient deze, om de verwerkings-temperatuur voldoende hoog te houden, in afzonderlijke geïsoleerde bunkers van de transportmiddelen te geschieden.

Wagens, open of voorzien van een dekzeil, mogen gedurende langere tijd niet in regen of wind blijven wachten.

22.3 Verwerking

22.3.1 Verwerkingstechniek

Asfaltbeton moet in den droge worden aangebracht en vervolgens verdicht; bij zeedijken boven de gemiddelde hoogwaterlijn. Het zandbed moet vlak en voldoende verdicht zijn (foto 3).

Aanbrengen

Het aanbrengen van het asfaltbeton kan gebeuren met:

- Grondverzetmaterieel.

Omwoeling van het zandbed tijdens het aanbrengen van het asfalt moet vermeden worden. Het is daarom aan te bevelen zo min mogelijk met zowel het grondverzet- als het andere materieel op het talud te komen. Sporen dienen uitgevlakt te worden. Ook kan er wel gereden worden over verplaatsbare schotten.

Wordt het asfalt aangebracht met een kraan, dan is in dit verband ook de gieklenkte van belang; één slag is te prefereren boven twee.

Het mengsel moet in niet al te grote hopen van onder uit op het talud gedeponeerd worden; dit ter voorkoming van ongelijke verdichting (fig. 22.1). Vervolgens moet het in niet al te brede banen van 3 à 4 m gespreid worden en nauwkeurig onder profiel gebracht.

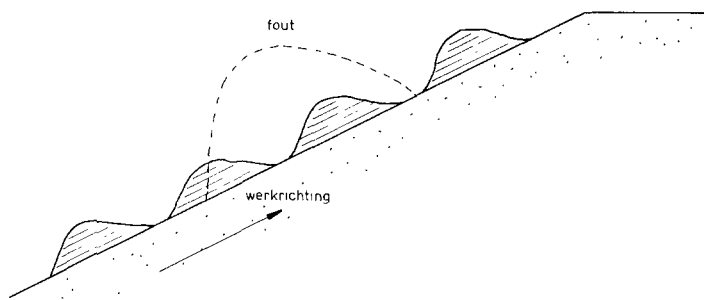


Fig. 22.1. Asfaltbeton in kleine hopen van onderuit op het talud brengen.

Het is tijdens de uitvoering belangrijk dat, naast de onderrand, ook de bovenrand van de asfaltlaag, met schotten goed opgesloten wordt. De opsluiting moet, ter voorkoming van het inzakken van de rand, niet te snel weggehaald worden. Na verwijdering moet zo snel mogelijk grond tegen de rand worden aangebracht.

De volgende methoden zijn mogelijk:

- a. Een hydraulische kraan deponeert het mengsel op het werkvlak, spreidt het en brengt het nauwkeurig onder profiel. Waar nodig kan met de hand worden bijgewerkt.
- b. Een draadkraan deponeert het mengsel op het werkvlak. Verdere verspreiding gebeurt soms met de draadkraan maar meestal met een hydraulische kraan, een laadschop of met de hand. Met deze laatste drie kan het vervolgens ook nauwkeuriger onder profiel worden gebracht (foto 8).
- c. Een laadschop deponeert het mengsel op het werkvlak, spreidt het en brengt het nauwkeurig onder profiel. Vooral bij deze methode geldt dat het zandbed niet moet worden omgewoeld.

Een slecht te verwerken mengsel kan onder meer wijzen op:

1. Een te hoog bitumenpercentage; het mengsel moet bijgesteld worden.
2. Een niet goed gedroogd mineraal in het mengsel; dit kan gebeuren wanneer de molenproductie hoger is dan de verwerkingscapaciteit, en de juiste afstemming tussen productie en verwerking ontbreekt.

- Spreidmachines.

Spreidmachines kunnen de laag in één of meer gangen op de vereiste dikte aanbrenge-
gen. Tevens verdichten ze voor.

Hierbij worden onderscheiden:

- a. Normale wegebouwspreidmachines, toepasbaar op flauwe taluds tot een heling van 1 : 6.
- b. Spreidmachines die aangepast zijn voor gebruik op taluds. Het evenwicht langs het talud wordt verzorgd door de spreidmachine met kabels te bevestigen aan lieren bovenaan het talud. De toevoer van materiaal naar de spreidmachine kan geschieden met speciale wagentjes welke eveneens aan kabels zijn opgehangen of met een kubel aan een kraan (foto 9).
- c. Speciale spreidmachines ontwikkeld voor gebruik op een talud. Deze machines bestaan uit een constructie die het gehele talud overspant en boven en onder zodanig is opgelegd dat hij zich voort kan bewegen. Het asfalt wordt continu over het talud aangebracht, terwijl de machine zich langzaam in de werkrichting verplaatst.

De types a en b bewegen zich normaliter van boven naar beneden over het talud. Voor speciale toepassingen kunnen zij zich ook wel in de langsrichting verplaatsen. Langsnaden moeten vermeden worden.

Verdichting

Na het aanbrengen moet het asfaltbeton om het vereiste holle ruimte-percentages te verkrijgen verdicht worden. Voor een goed verdichtingsresultaat dient met walsen begonnen te worden zodra de stabiliteit van het asfalt op het talud dit toelaat, dus bij een zo hoog mogelijke mengseltemperatuur.

Uit recent onderzoek is gebleken dat de beste verdichtingsresultaten verkregen worden door direct walsen bij zo hoog mogelijke temperatuur met een zelf aangedreven tandemtrilwals. De huidige mengsels (6,5% bitumen) staan dit toe.

Is het in verband met de benodigde tijd voor verdichten, eventueel niet mogelijk bij voldoende hoge temperatuur direct met dat type wals op het talud te komen, dan kan er met een enkele of een dubbele rol voorverdicht worden. Bij toepassing van een spreidmachine vindt vanzelf al voorverdichting plaats.

Op steilere hellingen dan 1 : 4 moeten voorzieningen getroffen worden om de component van het eigen gewicht van de wals langs het talud op te heffen. Dit kan bijvoorbeeld door de wals op te hangen aan kabels die door middel van lieren bovenaan het talud kunnen worden bewogen (foto 10).

Verdichting vindt bij voorkeur plaats in de richting loodrecht op de as van de dijk. Belangrijke factoren die van invloed zijn op de verdichting zijn het walstype, de walsmassa, de walssnelheid, het temperatuurverloop in de asfaltlaag, de laagdikte, de asfalt-samenstelling, de kwaliteit van het zandbed, het weer en de verwerkingsmethode.

Het aantal en gewicht van de walsen alsmede het aantal walsovergangen worden op grond van bovengenoemde factoren bepaald.

Het juiste aantal overgangen van de tandemtrilwals en eventueel de rol, dienen bij aanvang van de verwerking van een mengsel te worden vastgesteld ook als dat mengsel recent gewijzigd is. Een indicatie hiervoor is: 5 à 6 walsovergangen met de tandemtrilwals of 2 rolovergangen plus 4 à 5 tandemtrilwalsovergangen. Tevens geldt hoe zwaarder de wals hoe meer verdichtingsenergie wordt ingebracht.

In de praktijk blijkt vaak dat te lang wordt doorverdicht om een zekere vlakheid te verkrijgen terwijl het vereiste holle ruimte-percentages reeds lang bereikt is. Het asfalt is dan al te ver afgekoeld. Hierdoor kunnen initiële scheuren in de bekleding ontstaan. Om dit te voorkomen dient met walsen opgehouden te worden zodra het asfalt voor de wals uit gaat golven ('leven').

Gaat het asfalt na enkele rolovergangen, vooral onderaan het talud, drijven dan kan dit duiden op een slecht verwerkbaar mengsel. Het rollen moet dan worden onderbroken tot het mengsel voldoende afgekoeld is. Tegelijk moet de mengselsamenstelling worden aangepast.

Kleeflagen

Bij toepassing van twee- of meerlagensystemen moet een goede hechting tussen de lagen verzekerd zijn.

Hiervoor dient:

- het oppervlak schoon te zijn: vrij van stuifzand, klei, en zo meer.
- bij aanbrenging van een warme laag op een reeds afgekoelde laag een kleeflaag aangebracht te worden van een emulsie (type 0) of een zoutwaterbestendig asfaltkleefmiddel.

De kleeflaag moet gelijkmatig, liefst met een sproeiwagen over het oppervlak gespreid worden. Van belang is de juiste hoeveelheid (ca. 0,1 à 0,2 kg/m² residueel bindmiddel: teveel zal als glijmiddel gaan werken; te weinig heeft geen effect.

De kleeflaag mag niet verwerkt worden tijdens regen. Met het aanbrengen van de volgende laag moet gewacht worden tot de emulsie is gebroken of het oplosmiddel is verdampd omdat anders het asfalt tijdens het verdichten kan gaan schuiven en daardoor mogelijk scheuren. Tevens wordt er vocht ingesloten, hetgeen stoomvorming veroorzaakt en gebrek aan aanhechting.

22.3.2 *Verwerkingstemperatuur*

Asfaltbeton mag bij het aanbrengen in het werk niet beneden de 130°C zijn afgekoeld. Het punt waarop met walsen aangevangen kan worden dient per werk door uitproberen bepaald te worden. Een indicatie: verdichten of voorverdichten met een rol of tandemtrilwals bij een temperatuur tussen 120 en 150°C; nawalsen bij een temperatuur tussen 90 en 100°C, afhankelijk van het walsgewicht en de ondergrond.

Een goede verwerking kan door bepaalde weersinvloeden in gevaar komen. De belangrijkste hinderlijke factoren zijn regen en wind; ook de buitentemperatuur is van invloed.

Slechts bij geringe neerslag mag er nog asfalt worden verwerkt. De verwerking moet worden onderbroken indien bij de verwerkingsplaats de temperatuur lager is dan 0°C, of tussen de temperatuur (°C) en de windkracht (Bf) de betrekking geldt $^{\circ}\text{C} < \text{Bf}$; temperatuur en windkracht worden op het werk 1 m boven de grond gemeten [16]. Hierbij wordt opgemerkt dat indien de luchttemperatuur (°C) weinig hoger is dan de windkracht (Bf) terwijl er tevens neerslag valt, de verwerking dient te worden onderbroken.

22.3.3 *Nabewerking*

De bekleding kan worden voorzien van een oppervlakbehandeling (zie 9.1.6).

HOOFDSTUK 23

MASTIEK

23.1 **Productie**

23.1.1 *De menginstallatie*

De productie kan geschieden in een normale charge menger. Voor installaties die specifiek ontworpen zijn voor mastiek, zoals het asfaltschip 'Jan Heymans', zijn de dimensies enigszins verschillend van een gebruikelijke menginstallatie. Met name de opslag- en doseercapaciteit van vulstof en bitumen zijn ruimer en een aangepaste menger is denkbaar.

23.1.2 *Opslag van grondstoffen*

De opslag van het zand geschiedt op een schone ondergrond, ter voorkoming van verontreinigingen; de opslag van vulstof in silo's en van bitumen in voorverwarmde tanks.

23.1.3 *Mengen*

De mengtijd is afhankelijk van het type installatie en de produktiemethode. De mengtemperatuur wordt bepaald door de transportafstand en de verwerkingsviscositeit en ligt tussen de 130 en 190°C.

23.1.4 *Opslag van het mengsel*

Voor opslag van mastiek is, ter wille van een homogene mengselsamenstelling en -temperatuur, een roerketel noodzakelijk. Bij korte duur van de opslag, gedurende minder dan één uur, is gebruik van een bak mogelijk.

23.2 **Transport**

23.2.1 *Transportmiddelen*

In principe geschiedt het vervoer per roerketel. Voor kortere afstanden, als de molen op of nabij het werk staat, kan een asfaltbak gebruikt worden, afgestemd op de te vervoeren hoeveelheid mastiek.

23.2.2 Opslag op het werk

De opslag van de mastiek dient te geschieden in een roerketel.

23.3 Verwerking

23.3.1 Verwerkingstechniek

Mastiek kan aangebracht worden met een:

- goot of pijp (constante uitstroming, zie ook Appendix VIII);
- bak van een hydraulische kraan (storten boven water);
- onderlossende kubel aan een kraan, of een doserende kubel over een baan.

De maximale helling waarop mastiek nog kan worden toegepast is sterk afhankelijk van de mengsamenstelling, vooral het bitumenpercentage. Voor mengsels met een normale verwerkingsviscositeit kunnen indicatief de volgende waarden gelden:

- onder water 1 : 7;
- boven water 1 : 10.

Onder water

Onder water dienen, in verband met de werknauwkeurigheid en de hechting door warmte-overdracht, voldoende grote massa's aangebracht te worden: de minimale laagdikte is 8 cm; de hoeveelheid ca. 160 kg/m². Voor een constante laagdikte is een vlakke ondergrond gewenst, speciaal ter plaatse van aansluitingen. Het is van belang dat het aanhechtingsvlak zandvrij is.

Het mengsel moet warm genoeg zijn om onder water te kunnen uitvloeien en een plaat van voldoende dikte te vormen die aan een reeds aanwezige plaat vastplakt, zodat een aaneengesloten bekleding ontstaat.

Bij verwerking met een pijp moet het mengsel daar doorheen kunnen vloeien. De verhaalsnelheid van de pijp moet afgestemd zijn op het debiet van de mastiek uit de uitstroommond. Dit laatste is weer afhankelijk van het materiaalniveau in de pijp, de viscositeit van het mengsel en de afmetingen van de uitstroomopening [78]. Zie ook Appendix VIII.

Een mogelijke aanbrengtechniek met een pijp is gegeven in fig. 23.1 [71]. Indien de dikte van de bekleding a cm bedraagt, dan zijn de dakpansgewijs gelegde lagen ieder $\frac{1}{3} a$ cm (min. 8 cm) dik.

Ook kan de mastiek worden aangebracht met een speciale geïsoleerde kubel, aan de onderzijde voorzien van kleppen. De kubel wordt boven water gevuld met mastiek en vervolgens op de daarvoor bestemde locatie op ca. 1 m boven de bodem geleidigd. Het materiaal vloeit dan uit over de bodem. De verschillende locaties - ook wel plots genoemd - worden vooraf vastgelegd, zodat de mastiekplakken elkaar gedeeltelijk overlappen. Hierbij moet rekening worden gehouden met de aan te brengen laagdikte, de

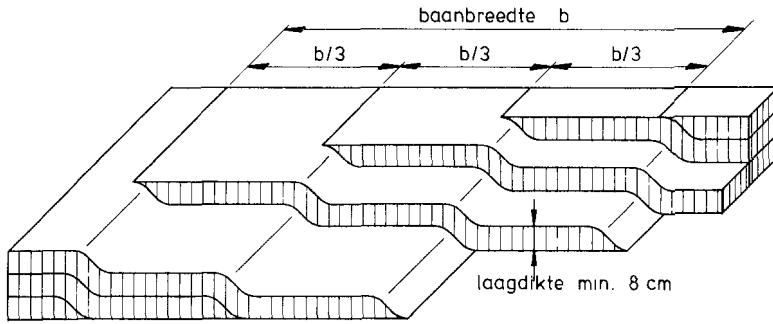


Fig. 23.1. Aanbrengtechniek van een mastiekslab onder water met een pijp.

kubelinhoud en de viscositeit van de mastiek. Bekend moet zijn over welke afstand en dikte een bepaalde hoeveelheid asfaltmastiek van zekere samenstelling, temperatuur en viscositeit onder de gegeven omstandigheden uitvloeit [78]. Dit is eventueel met laboratorium- of semi-praktijkproeven te bepalen.

Boven water

Boven water kunnen dezelfde aspecten van toepassing zijn als onder water. Wel dient de mengselsamenstelling te worden aangepast vanwege het andere temperatuurregiem en de verschillende verwerkingsmethodiek.

23.3.2 Verwerkingstemperatuur

De verwerkingstemperatuur bedraagt boven water 100 tot 170°C, afhankelijk van de vereiste viscositeit; onder water maximaal 150°C.

Indien de viscositeit van het mengsel niet goed is mag dit nooit gecorrigeerd worden door de temperatuur te veranderen; dit moet gebeuren door de mengselsamenstelling aan te passen.

HOOFDSTUK 24

PENETRATIEMORTELS

24.1 **Productie**

24.1.1 *De menginstallatie*

De productie vindt plaats in een normale charge menger.

24.1.2 *Opslag van grondstoffen*

De opslag van zand, grind en steenslag vindt plaats in gescheiden vakken om verontreiniging met andere materialen te vermijden. Vulstof wordt in silo's en bitumen in verwarmde tanks opgeslagen.

24.1.3 *Mengen*

De mengtijd is afhankelijk van het type installatie en de produktiemethode.

De mengtemperatuur wordt bepaald door de transportafstand en de verwerkingsviscositeit; zij ligt tussen de 130 en 190 °C.

24.1.4 *Opslag van het mengsel*

Aangezien het mengsel ontmengingsgevoelig is dient opslag voor een buffervoorraad in een roerketel te geschieden. Mengsels met breuksteen mogen bij voorkeur niet opgeslagen worden.

24.2 **Transport**

24.2.1 *Transportmiddelen*

Het vervoer van mengsels dient indien mogelijk in roerketels te geschieden. Over het algemeen is dit toepasbaar voor mengsels met maximaal 50 procent fijne breuksteen. Bij mengsels met meer of grovere steen is transport in een asfaltbak nodig. Voor de verwerking moet het mengsel dan zorgvuldig hermengd worden, bijvoorbeeld met de bak van de kraan.

24.2.2 *Opslag op het werk*

Bij voorkeur wordt het materiaal direct verwerkt.

Opslag voor langere duur kan geschieden in een roerketel. Mengsels met grovere steen, in een bak; op het moment van verwerking dienen ze zorgvuldig hermengd te worden.

24.3 Verwerking

24.3.1 Verwerkingstechniek

De warme penetratiemortel kan aangebracht worden langs goten, in de profileerbak van een hydraulische kraan of direct uit de roerketel of asfaltbak (foto 11). Met behulp van schuivers of krabbers wordt de mortel verder verspreid.

Met een kraan wordt de mortelcontainer wel boven het werk getild, zodat het mengsel direct in de breuksteen kan vloeien (foto 12).

Wordt als penetratiemortel een zuiver mastiekmengsel toegepast dan kan de verwerking gebeuren als beschreven in 23.2.1.

Bij relatief steile hellingen, die van de kruin af gepenetreerd worden, is goede controle nodig van de uitstroomsnelheid en – hoeveelheid per m^2 . Kleinere stenen kunnen langs de helling meegevoerd worden als de stroom te zwaar is en er kan verlies van mortel optreden als die voorbij de teen van de bekleding stroomt. Daarom lijkt werken van onder naar boven te prefereren. Aan de andere kant kan het materiaal te langzaam vloeien en te snel afkoelen zodat de teen niet bereikt wordt en er holle ruimte overblijft. Soms is penetratie in meerdere lagen nodig. Ervaring en vakkennis zijn noodzakelijk om hier-tussen een goed evenwicht te verkrijgen.

De beschreven methoden kunnen ook toegepast worden indien de teen juist onder water ligt. Omdat de te penetreren laag niet zichtbaar is, is voorzichtigheid geboden.

Andere technieken zijn vereist bij penetratie onder water. Penetratie geschiedt dan met al dan niet doserende kubels of, als een constante stroom mortel gewenst is, via een geïsoleerde stortpijp met een speciaal mondstuk. De mond moet op enige hoogte, 0,5 à 1 m, boven de bodem worden gehouden.

De benodigde hoeveelheid penetratiemortel is afhankelijk van de dikte van de breuksteenlaag en de afmetingen, de vorm en de gradering van de breuksteen en de mate van penetratie.

Ter illustratie: voor het 'vol en zat' penetreren van een 50 cm dikke breuksteenlaag is ca. 400 kg/m^2 mastiek nodig, voor een 30 cm dikke breuksteenlaag ca. 300 kg/m^2 , uitgaande van ongeveer 40% holle ruimte in de stortsteen.

Een goede penetratie 'vastleggen steen' wordt verkregen bij ten minste eenderde vulling van de holle ruimte van de breuksteen [37]. Alleen het bovenste deel van de laag wordt gevuld. Bij patroonpenetratie wordt het oppervlak voor 50 tot 80% gevuld.

De kwaliteit en de vorm – geen platte stenen – van de steen zijn belangrijk voor een goede glooiing. De te penetreren steen moet schoon zijn. Ter voorkoming van aanzanding en aanstuiving moet de steen liefst direct, in hetzelfde getij, gepenetreerd worden. Soms is het nodig de steen vooraf schoon te spuiten.

De holtes die ontstaan bij het aanbrengen van de steen, dienen met de hand gecorrigeerd te worden.

Met de gebruikelijke penetratiemethoden bedraagt de maximale te penetreren helling boven water 1 : 1,7 en onder water 1 : 3 [71]. Indien een steiler talud gewenst is moet de verwerkingsmethodiek aangepast worden. Onder water is dan een helling van 1 : 2 te verkrijgen.

24.3.2 *Verwerkingstemperatuur*

Afhankelijk van de vereiste viscositeit en de toepassing ligt de verwerkingstemperatuur tussen de 100 en 190°C; onder water maximaal 150°C. Te hoge temperaturen kunnen schade veroorzaken aan onderliggende weefsels die dan verweken, smelten, krimpen of versneld verouderen. De maximale temperatuur, afhankelijk van de weefselsoort, bedraagt bijvoorbeeld voor een polypropyleendoek ca. 140°C.

HOOFDSTUK 25

DICHT STEENASFALT

25.1 **Productie**

25.1.1 *De menginstallatie*

De productie geschiedt normaliter in een gewone charge menger, tenzij de steenafmetingen te groot zijn.

Bij toepassing van zware steen is een aparte menginstallatie nodig. Bij de bouw van de havendammen van IJmuiden is bijvoorbeeld een speciale installatie ontworpen die bestond uit de volgende onderdelen:

1. een normale menginstallatie om de mastiek te mengen;
2. een oven om de grootste stenen (15 tot 50 cm) te drogen en te verhitten;
3. een draaiende trommel om de kleinere stenen (5 tot 25 cm) te drogen en te verwarmen;
4. een grote draaiende trommel die een continu mengsel produceert uit de componenten genoemd onder 1, 2 en 3.

25.1.2 *Opslag van grondstoffen*

De opslag van steen, grind en zand dient in gescheiden vakken te gebeuren om verontreinigingen met andere materialen te voorkomen. De opslag van vulstof gebeurt in silo's en die van bitumen in verwarmde tanks.

25.1.3 *Mengen*

De netto mengtijd ligt, afhankelijk van het type installatie, tussen de 25 en 30 sec., en de mengtemperatuur, afhankelijk van de vereiste mengviscositeit en transportafstand, tussen de 130 en 190°C.

25.1.4 *Opslag van het mengsel*

Het mengsel moet, gezien de ontmengingsgevoeligheid, bij voorkeur niet worden opgeslagen.

25.2 **Transport**

25.2.1 *Transportmiddelen*

Vervoer vindt plaats in een al dan niet gesloten asfaltbak.

25.2.2 *Opslag op het werk*

Direct verwerken heeft de voorkeur. Is tussenopslag noodzakelijk om hiaten in de verwerking te overbruggen dan kan dat in een asfaltbak. Hermengen, bijvoorbeeld met de bak van de kraan, is dan nodig; dit dient zorgvuldig te gebeuren.

25.3 **Verwerking**

25.3.1 *Verwerkingstechniek*

Verwerking kan plaatsvinden:

1. met kubels;
2. met een kraan;
3. door direct storten uit het middel van vervoer; dit vooral wanneer een slabconstructie wordt gemaakt voor een teenvoorziening.

Het mengsel is, afhankelijk van samenstelling en temperatuur, verwerkbaar tot een helling van 1:4. Dit dient vooraf te worden beproefd. Bij steilere hellingen dienen speciale maatregelen zoals een mengselaanpassing of een gaasverpakking te worden toegepast.

25.3.2 *Verwerkingstemperatuur*

De verwerkingstemperatuur ligt tussen de 100 en 190°C; onder water is de maximale verwerkingstemperatuur 130°C.

Indien ter wille van de gewenste vloeibaarheid bij toepassing onder water een temperatuur hoger dan 130°C aangehouden moet worden, dan kunnen kookverschijnselen en stoomvorming optreden hetgeen een poreus mengsel aan het oppervlak tot gevolg heeft.

Bij toepassing van een weefsel mag de temperatuur, afhankelijk van de weefseleigenschappen, niet hoger zijn dan een maximale waarde. Voor een polypropyleen doek is dit 130 à 140°C.

HOOFDSTUK 26

OPEN STEENASFALT

26.1 **Productie**

26.1.1 *De menginstallatie*

De productie geschiedt in een normale charge menger, in twee fasen:

fase 1: menging van de mastiek;

fase 2: menging van de mastiek met de voorverwarmde, gedroogde steen.

26.1.2 *Opslag van grondstoffen*

De opslag van steenslag en zand dient in gescheiden vakken te gebeuren om verontreinigingen met andere materialen te voorkomen. Vulstof wordt in silo's en bitumen in verwarmde tanks opgeslagen.

26.1.3 *Mengen*

De mengtijd van de eerste fase moet proefondervindelijk vastgesteld worden. Een indicatie voor de netto mengtijd – na dosering van het bitumen – is 25 tot 30 sec.

De netto mengtijd van de tweede fase bedraagt ongeveer 30 sec.

De mengtemperatuur ligt tussen 140 en 150°C.

Er bestaan twee manieren om het produkt te vervaardigen:

1. Het mastiek wordt in voorraad gemaakt in een volledig gevulde menger en in een silo opgeslagen. Daaruit wordt iedere keer de benodigde hoeveelheid afgetapt.
2. De mastiek, nodig voor één charge, wordt gemaakt, en daarna gemengd met de steen. Dit proces wordt telkens herhaald.

Met de eerste methode wordt over het algemeen het meest homogene mastiekmengsel verkregen. De volledige capaciteit van de mengtrommel wordt gebruikt hetgeen de homogeniteit van de mastiek sterk bevordert. De tweede methode is in de praktijk het best uitvoerbaar. Een en ander is eveneens afhankelijk van de staat van onderhoud van de menger.

26.1.4 *Opslag van het mengsel*

Bij voorkeur geen opslag van het mengsel bij de molen; direct lossen in het middel van vervoer is aan te bevelen: bij hogere temperaturen kan namelijk ontmenging optreden.

Indien opslaan noodzakelijk is moet het gebeuren in een silo, en beperkt blijven tot één vracht.

26.2 Transport

26.2.1 Transportmiddelen

- Open steenasfalt in situ:

Het vervoer geschiedt, afhankelijk van bereidings- en verwerkingstemperatuur, met gesloten wagens dan wel met open wagens voorzien van een dekzeil. Bij grotere rij afstanden moet gebruik worden gemaakt van geïsoleerde wagens. In het algemeen moeten grote rij afstanden vermeden worden: door trillen kan ontmenging optreden.

- Open steenasfaltmatten:

Vervoer van de mat geschiedt vlak op een wagen of schip of opgerold op een, al of niet drijvende, rol.

De toelaatbare kromtestraal voor een mat met een dikte van 12 cm is bij langzaam op- of afrollen (5 m/min) 4 m [38].

Indien de mat niet opgerold wordt is het gebruik van een hijsframe noodzakelijk.

26.2.2 Opslag op het werk

Open steenasfalt in situ wordt bij voorkeur direct verwerkt. Voor korte tijd kunnen, om onderbrekingen in de verwerking op te vangen, inrijbakken of gesloten containers gebruikt worden. Het mengsel moet dan, bijvoorbeeld met de bak van de kraan, hermengd worden. Voor een optimaal resultaat dient hermengen zorgvuldig te gebeuren.

26.3 Verwerking

26.3.1 Verwerkingstechniek

Het materiaal mag nooit onder water verwerkt worden.

Verwerking kan gebeuren met:

1. Een kraan. Een hydraulische kraan met een taludafwerkbak mengt de massa eventueel op. Vervolgens brengt de kraan het mengsel op het talud; met de bak wordt het steenasfalt op de nodige dikte afgewerkt. De minimale laagdikte is afhankelijk van de steenafmetingen 12 cm bij toepassing van kalksteen 20/40 (foto 13).
2. Een spreidmachine. Deze methode is, behalve bij een werk in het buitenland, nog niet toegepast.

Het mengsel moet in een keer in de volle dikte aangebracht worden. Geen boetseerwerk aan het talud; licht aandrukken met de platte kant van de bak of eventueel licht afrollen is toegestaan. Het fijn afwerken mag nooit gedaan worden met de scherpe kant

van de bak. Onder het materiaal moet een filter aanwezig zijn. De ondergrond moet vlak zijn. De maximaal toepasbare taludhelling is 1 : 1,5.

Open steenasfaltmatten

Een open steenasfaltmat wordt gemaakt in een bekisting op een vlakke ondergrond, met een kraan of een spreidmachine. Eerst worden kabels of banden onder de mat rechtgesteld; dan het doek strak gelegd en vervolgens de kabels of banden op lengte gebracht. Daarna wordt het steenasfalt toegevoegd. Een wapening wordt ingebracht om trekspanningen op te nemen bij het vervoeren, oprollen en afzinken van de mat; ligt de mat eenmaal in positie dan heeft de wapening geen functie meer (foto 14).

Alleen korte matten kleiner dan ongeveer 7 m, kunnen na voorspanning in het doek (ca. 6 kN/m¹), aan het doek zelf opgepakt worden.

Een belangrijke voorwaarde is dat de mat goed aanligt en blijft liggen op de ondergrond. Een goede uitvoering is daartoe vereist; zonder speciale voorzorgen kan aanliggen niet gegarandeerd worden.

Ligt de mat in de tijzone niet goed aan, dan zal de mat gaan 'klapperen' waardoor teveel beweging ontstaat die niet door het materiaal gevolgd kan worden. De ondergrond moet schoon en vlak zijn. De afzinkprocedure op het talud moet afgestemd zijn op een normaal afwikkelen van de mat. Oppakken en neerlaten dient met zorg, dus langzaam, te gebeuren. Bij hijsen of zinken verdraagt de mat geen te kleine kromtestraal: bij een 12 cm dikke mat minimaal 4 m.

De draagkabels aan de mat dienen voor het transport en de plaatsing. Grote matten worden met de kabels aan een afzinkbalk gehangen. Bij kleinere matten worden de kabels, die dan geen wapeningsfunctie vervullen, onder de mat gelegd. Het geheel hangt in een frame aan een kraan of bok. Gladde kabels en licht materiaal dienen gebruikt te worden voor het onderuittrekken en verwijderen van de kabels (foto 15).

De maximaal toelaatbare taludhelling is afhankelijk van de ondergrond en de wijze van verankeren van de mat. Aangelegd is wel een talud 1 : 1. Wel dient ervoor gezorgd te worden dat de mat op de ondergrond aan blijft liggen.

26.3.2 Verwerkingstemperatuur

De verwerkingstemperatuur van in situ aangebracht open steenasfalt ligt, afhankelijk van het uitzakken van het steenasfalt, tussen de 110 en 160°C; bij verwerking op een doek is de maximale temperatuur afhankelijk van het soort doek: voor een polypropyleendoek is dit maximaal 140°C.

HOOFDSTUK 27

GEBITUMINEERD ZAND OFWEL ZANDASFALT

27.1 **Productie**

27.1.1 *De menginstallatie*

Het materiaal kan worden geproduceerd in een normale charge menger of in een trommelmenger.

27.1.2 *Opslag van grondstoffen*

Opslag van het zand moet op een schone ondergrond gebeuren om verontreinigingen te voorkomen. Opslag van het bitumen gebeurt in verwarmde tanks, vulstof - indien nodig - in silo's.

27.1.3 *Mengen*

Bij een charge menger bedraagt de mengtemperatuur 125 tot 190°C; bij een trommelmenger is de mengtemperatuur 125 tot 140°C.

De mengtijd is afhankelijk van het type installatie en de produktiemethode.

27.1.4 *Opslag van het mengsel*

Bij toepassing als kernmateriaal kan het gebitumineerd zand als bulk opgeslagen worden. Bij grotere depots kan de afgekoelde schil in het depot teruggebracht worden. Gebitumineerd zand voor filterlagen moet worden opgeslagen in, al dan niet geïsoleerde bunkers.

27.2 **Transport**

27.2.1 *Transportmiddelen*

Gebitumineerd zand voor filterlagen wordt vervoerd in gesloten wagens of open wagens voorzien van een dekzeil. Bij gebitumineerd zand als kernmateriaal geschiedt het transport in open wagens. Bij grote rij afstanden dient gebruik te worden gemaakt van een dekzeil.

27.2.2 *Opslag op het werk*

Gebitumineerd zand voor filterlagen moet anders dan als bulkmateriaal, bij voorkeur

direct uit de aanvoer verwerkt worden. Gebitumineerd zand als kernmateriaal kan als bulk opgeslagen worden. Door het lage warmtegeleidingsvermogen van het materiaal blijft de verwerkbaarheid in de kern lange tijd – circa 1 à 2 weken – aanwezig. Mede hierdoor kunnen verwerkingstemperatuur en -tijdstip flexibel gekozen worden, naar gelang van onder meer de weersomstandigheden en de waterstand. Bij opslag van gebitumineerd zand gedurende lange tijd is een sterkere terugval in penetratie van het bitumen te verwachten dan bij andere mengseltypen [32].

27.3 Verwerking

27.3.1 Verwerkingstechniek

Gebitumineerd zand voor filterlagen of als tijdelijke taludbekleding
De verwerking gebeurt met een spreidmachine of met een kraan.

Het mengsel moet in één keer in de volle dikte aangebracht worden. Bij toepassing onder water heeft het de voorkeur de massa in voldoende grote charges van ongeveer een ton met een overdikte ten opzichte van het theoretische profiel te dumpen, om een zeker verlies door erosie op te vangen.

Geen boetseerwerk aan het talud, die de samenhang van het materiaal door afkoeling in gevaar kan brengen. Afhankelijk van de toepassing kan eventueel verdichting plaatsvinden.

De ondergrond moet goed onder profiel liggen en voldoende verdicht zijn.

De minimale laagdikte boven water bedraagt 15 cm; onder water 70 cm. Bij een goede ondergrond is boven water een laagdikte van 10 cm mogelijk; met een zeer zorgvuldige uitvoering is onder water 50 cm wel realiseerbaar.

Gebitumineerd zand als kernmateriaal

Verwerking van gebitumineerd zand in bulk opgeslagen kan op verschillende manieren:

1. Storten rechtsteeks uit het middel van transport, en verwerken met behulp van een bulldozer of kraan. Het afwerken in dikke lagen kan eveneens met bulldozer of kraan. In verband met de temperatuurshuishouding geen boetseerwerk aan het talud. Indien gewenst kan enige verdichting worden verkregen met de onderkant van de bak van de hydraulische kraan (foto 16).

In de praktijk is gevonden dat de maximale verwerkingsdiepte door storten onder water 3 m bedraagt. Bij storten van grotere hoogten wordt de spreiding te groot, waardoor de afkoeling te snel verloopt.

2. Storten met een pijp.

Verwerking op grotere diepten is mogelijk door toepassing van een tapse stortpijp. Het asfaltniveau in de pijp moet boven water blijven. In de praktijk is gewerkt tot een waterdiepte van 23 m.

De onderkant van de pijp wordt op zekere afstand van de bodem gehouden en hori-

zontaal voortbewogen terwijl het materiaal uitstroomt. Soms wordt uitstroming bevorderd door de pijp te schudden.

Voordelen van deze methode zijn:

- goede bescherming van het materiaal tot het de bodem bereikt;
 - goede positionering.
3. Storten met een kubel. Verwerking onder water is tot grote diepten mogelijk bij voldoende grote charges (2 ton).
 4. Storten met onderlossers is geschikt voor het aanbrengen van grote hoeveelheden per keer, 200 ton of meer. Het materiaal dient in gaas te zijn verpakt.
 5. Storten vanaf een kabelbaan. Dit is een goede methode voor het storten van grote hoeveelheden. Een verpakking van gaas dient toegepast te worden.
 6. Storten vanaf een transportband. Hiermee zijn ervaringen opgedaan tot een waterdiepte van ongeveer 10 m. Er dient op gelet te worden dat de verwerkingstechniek de stabiliteit van het warme talud onder golven en stroom waarborgt.

Meestal hebben perskaden van gebitumineerd zand een tijdelijke functie; gezien het mogelijk materiaalverlies door erosie worden ze dan overbemeten.

Vlak voor het aanbrengen van de definitieve afdekking moeten de kaden nauwkeurig onder profiel worden gebracht. Hiertoe worden eventueel lagen gebitumineerd zand aangebracht met een minimale dikte van 15 cm boven en 70 cm onder water.

Bij de opbouw van dammen dienen scherpe hoeken langs de taluds te worden vermeden. Die leveren namelijk aangrijpingspunten op voor golven waardoor stukken materiaal kunnen afbreken. In de getijzone moeten daarom eveneens constructienaden zoveel mogelijk vermeden worden.

27.3.2 *Verwerkingstemperatuur*

Als filterlaag: 90 tot 190°C

Als kernmateriaal: onder water 80 tot 110°C
boven water 80 tot 190°C

Onder water moeten lagere verwerkingstemperaturen aangehouden worden, aangezien anders het gevaar bestaat dat het bitumenhuidje om de zandkorrels loslaat: vroegtijdige stripping.

Lage temperaturen zijn eveneens noodzakelijk als het gebitumineerde zand berijdbaar moet zijn voor vrachtauto's en bulldozers.

HOOFDSTUK 28

MEMBRANEN

28.1 **Productie**

Voor geprefabriceerde membranen wordt verwezen naar de specificaties van de producent.

28.2 **Transport**

Voor geprefabriceerde membranen: zie de specificaties van de producent.
Het bitumen voor in situ te maken membranen wordt vervoerd in een daarvoor bestemde tank.

28.3 **Verwerking**

In situ uitgevoerde membranen

Zulke membranen worden aangebracht met een sproeiwagen met een langs- en/of zijverlengstuk, die het bitumen in twee of drie lagen op de ondergrond sproeit, tot de vereiste dikte van 8 tot 12 mm is bereikt. De benodigde hoeveelheid bedraagt 6 tot 8 kg/m², afhankelijk van de ondergrondstructuur. De verwerkingstemperatuur is maximaal 200°C. De maximale taludhelling bedraagt 1:2,5.

De ondergrond moet verdicht en glad zijn en vrij van stenen of scherpe voorwerpen. Tevens moet de ondergrond voorbereid worden met een plantendodend middel, of van een anti-doorgroefolie voorzien. Toepassing van een plantendodend middel kan schadelijk zijn voor het milieu. Ook wel wordt het bitumen gesproeid op een vooraf aangebracht wapeningsweefsel.

Het membraan wordt afgedekt met ten minste 30 cm, of indien begroeiing wordt verwacht 50 cm, aarde of grind [35].

Geprefabriceerde membranen

Deze membranen worden meestal aangebracht door ze met lage snelheid af te rollen van een hiervoor bestemd frame dat aan de arm van een hydraulische kraan is bevestigd [36] (foto 17).

Bij lage buitentemperaturen - afhankelijk van het materiaal beneden 8°C - mag geen verwerking plaatsvinden, of moet het mengsel aangepast worden. Ook kan de rol opgeslagen worden in een verwarmde loods. De ondergrond moet vlak zijn en vrij van scherpe voorwerpen.

Het membraan kan indien nodig beschermd worden met een laag aarde, grind, open steenasfalt of beton.

Bij toepassing van asfalt als beschermlaag kan een tussenlaag, bijvoorbeeld een vlies, aangebracht worden om de thermische en mechanische belasting op het membraan te verminderen.

AANSLUITINGEN VAN BITUMINEUZE BEKLEDINGEN

29.1 Inleiding

Een belangrijk punt van zorg bij de aanleg van dijkbekledingen zijn de aansluitingen; aansluitingen op hetzelfde materiaal, op andere bekledingsmaterialen en op constructies in of op het dijklichaam.

Aan het ontwerp en de uitvoering moet grote aandacht besteed worden. Het blijkt namelijk dat bij aansluitingen nogal eens schade ontstaat.

Een eerste vereiste is dat de aansluitingen zanddicht zijn en blijven. Bij een waterdichte bekleding moeten ook de aansluitingen uiteraard waterdicht zijn en blijven.

Een goede uitvoering is een eerste vereiste om een optimale aansluiting te verkrijgen. Algemeen geldt dat de lengte van de aansluitingen zo klein mogelijk moeten zijn.

29.2 Aansluitingen op hetzelfde materiaal

Hieronder worden verstaan de zogenaamde daglassen: plaatsen waar de verwerking voor een dag is gestopt, en de volgende dag gecontinueerd. De lengte van de las moet zo kort mogelijk worden gehouden, door hem uit te voeren in een rechte lijn, en bij voorkeur geen hoeken te maken (fig. 29.1).

Ter voorkoming van kieren in de lassen moet de hechting tussen de twee verschillende vlakken zo goed mogelijk zijn. Hiertoe moet de las schoon zijn, en in geval van een ondervuld of juist gevuld mengsel, aangesmeerd worden met een emulsie of zuivere bitumen, of voorverwarmd met infraroodstralers. Het verdient aanbeveling de lassen niet te maken op plaatsen waar knikken voorkomen in het beloop.

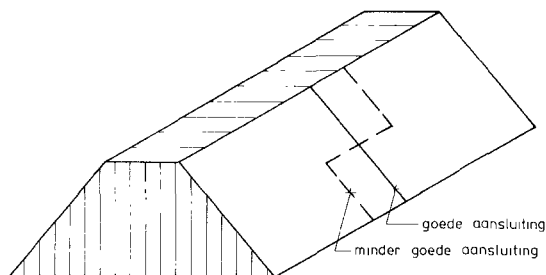


Fig. 29.1. Uitvoering van een daglas in de lengterichting.

Asfaltbeton

Een goede las tussen twee werkvlakken is aangegeven in figuur 29.2. Voordat een volgend vlak wordt aangelegd moet de las worden schoongemaakt en aangesmeerd met een asfaltbitumenemulsie type 0, of met een infraroodstraler verwarmd tot 100 à 160°C. Dit laatste dient zorgvuldig te gebeuren. Bij verwarming gedurende lange tijd op dezelfde plek kan verbranding van het asfalt optreden. De las moet bij voorkeur ruw zijn.

Bij uitvoering in meer dan één laag mogen de naden niet boven elkaar gelegd worden.

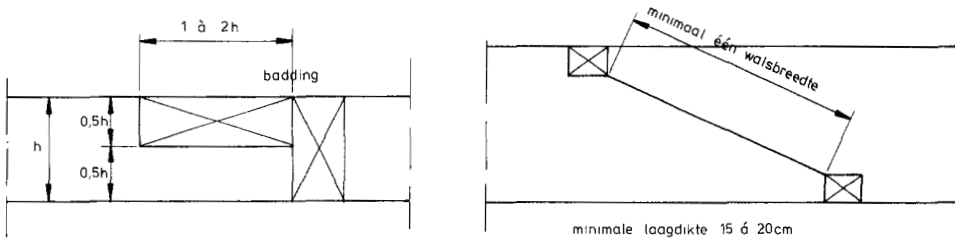


Fig. 29.2 Daglassen voor asfaltbeton.

Mastiek

De aansluitingen moeten schoon en zandvrij zijn, ook onder water. Een vlakke ondergrond is gewenst. Hechting van de verschillende vlakken wordt verkregen door versmelting.

Penetratiemortel

De aansluitingen moeten schoon zijn en de overgang moet 'vol en zat' gepenetreerd worden.

Dicht steenasfalt.

Daglassen moeten, ook onder water, schoon zijn.

Verticale afwerking van de las is niet noodzakelijk (fig. 29.3).

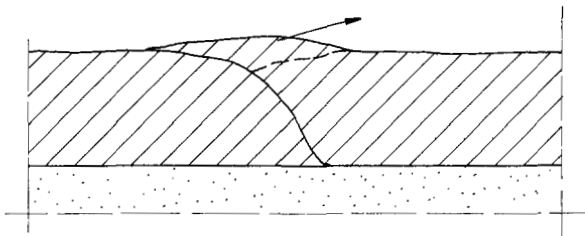


Fig. 29.3. Daglas in dicht steenasfalt.

Open steenasfalt

In situ: De daglassen moeten schoon zijn en opgewarmd worden, eventueel met nog te verwerken materiaal, of behandeld met bitumen of een emulsie. De daglassen dienen verticaal afgewerkt te worden met baddingen en dergelijke (fig. 29.4).

Het filterdoek wordt vlak gespreid en met een overlap aangesloten op aanliggende filters. Het doek moet niet zo worden vastgeprikt dat het beschadigd raakt, bijvoorbeeld door betonstaal.

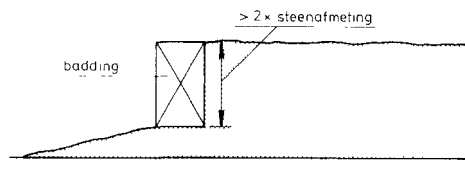


Fig. 29.4. Daglas voor open steenasfalt.

Matten: Bij open steenasfaltmatten altijd een overlap van het doek toepassen, voor matten met een dikte van 12 cm minimaal 50 cm. Eventuele kieren kunnen onder water afgestort worden.

Gebitumineerd zand

Voor filterlagen/bekledingsmateriaal: De aansluitingen moeten schoon zijn en indien nodig opgewarmd worden.

Als kernmateriaal: De lassen moeten schoon zijn. (In Zeebrugge zijn er een aantal vanwege de hoge golfbelasting bestreken met een emulsie).

Membranen

Geprefabriceerde membranen moeten aan elkaar geplakt worden met een ruime hoeveelheid hete, geblazen bitumen. Voor Hypofors (fig. 29.5).

Bij in situ uitgevoerde membranen moet het bitumen met een ruime overlap op het schone, reeds aanwezige materiaal gespreeid worden.

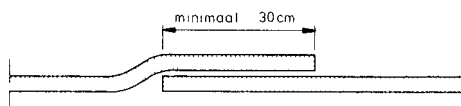


Fig. 29.5. Las voor het geprefabriceerde membraan Hypofors.

29.3 Aansluiten op andere bekledingsmaterialen

Bij aansluitingen op andere materialen moet rekening worden gehouden met het verschil in stijfheid tussen de verschillende materialen, waardoor kieren en spleten kunnen ontstaan.

Onder overgangen van een dichte op een dichte bekleding is over het algemeen geen filter nodig. Bij overgangen van dicht op open dient de filterconstructie onder de naad doorgetrokken te worden.

Bij aansluitingen op een ander materiaal, bijvoorbeeld op basalt, waar de rand niet regelmatig en recht is of waar speciale voorzieningen getroffen moeten worden, bijvoorbeeld op moeilijk te walsen plaatsen, is een zeer goede oplossing het toepassen van een gootje mastiek (fig. 29.6).

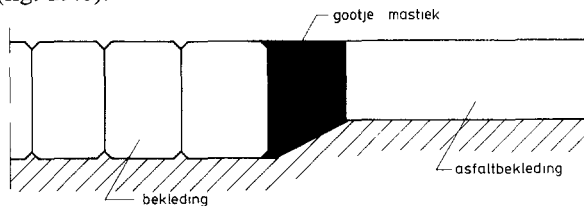


Fig. 29.6. Aansluiting op een ander bekledingsmateriaal met een gootje mastiek.

Ter plaatse van aansluitingen worden om de volgende redenen vaak verzwaringen toegepast:

- om twee verschillende diktes glooiend op te vangen;
- om eventueel een overlap, nodig voor de zanddichtheid aan te brengen;
- om belastingen op de randen te kunnen opvangen;
- ter beperking van de schade als een lager liggende bekleding bezwijkt;
- om mogelijke verschillen in vervorming en zetting bij belasting op te vangen.

Nadelen van verzwaringen zijn:

- uitvoeringstechnisch zijn het moeilijke constructies;
- eventueel zijn ze moeilijk te verdichten.
- het grondwater kan moeilijk afgevoerd worden waardoor overdrukken kunnen ontstaan.

De aansluitingen van verschillende types asfalt moeten schoon zijn, en verwarmd of voorgestreeken worden met bitumen of een emulsie.

Aansluitingen van asfaltbeton op klei kunnen uitgevoerd worden als aangegeven in figuur 29.7. Indien hier geen voorzieningen voor zijn getroffen dient de kleilaag, om uitdroging te voorkomen, niet dunner te zijn dan 60 cm.

Bij aansluitingen van mastiek op een ander materiaal moet de bodem vlak zijn. Bij gepenetreerde stortsteen moet altijd een strook 'vol en zat' langs de naad worden toegepast. Een gootje mastiek moet langs de naad worden aangebracht bij aansluitingen van open steenasfalt op een ander materiaal. Bij smalle gootjes kan bitumen gebruikt worden. Bij aansluitingen op open steenasfaltmatten dient eerst de mat gelegd te worden en vervolgens het andere bekledingsmateriaal er tegen aangebracht. Een membraan dient een stuk door te lopen onder het andere materiaal.

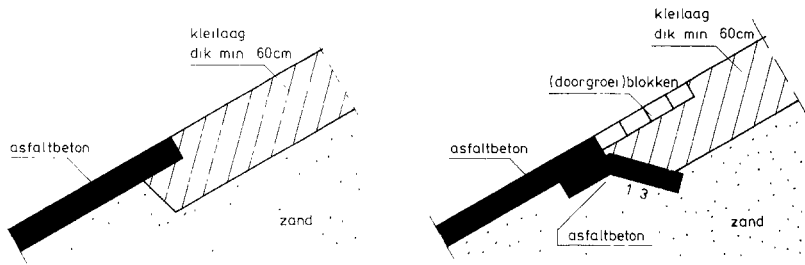


Fig. 29.7. Voorbeelden van aansluitingen van asfaltbeton op klei.

Om grote gaten te dichten ter vermindering van stroomsnelheden en kruip dient bij aansluitingen van zandasfalt kernmateriaal op open grof materiaal, grind te worden toegepast.

29.4 Aansluitingen op kunstwerken

De vorm van het kunstwerk moet de aansluiting goed uitvoerbaar maken. Aansluitingen mogen geen aangrijpingspunten bieden aan golven en stroom; ze moeten flexibel zijn.

In de regel zijn de aansluitingen voorzien van soepele elementen, zoals metaalstroken, kunststof en membranen, om verschillen in zetting op te vangen.

Deze elementen moeten een goede hechting of verankering hebben aan het kunstwerk en de asfaltbekleding.

Het element wordt op het kunstwerk met een strip bevestigd door te plakken of met vooraf ingestorte bouten. Vervolgens wordt het bekledingsmateriaal tegen het kunstwerk aangebracht, en eventueel verdicht (fig. 29.8). Andere oplossingen zijn inkassingen of bitumenstrips.

Mastiek moet aansluiten op een vlakke ondergrond.

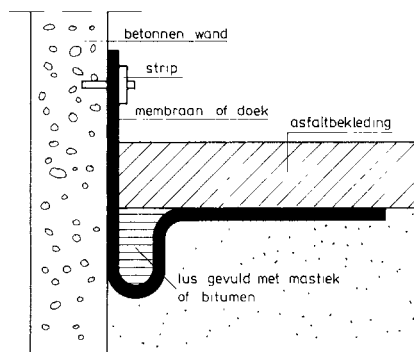


Fig. 29.8. Voorbeeld van een aansluiting.

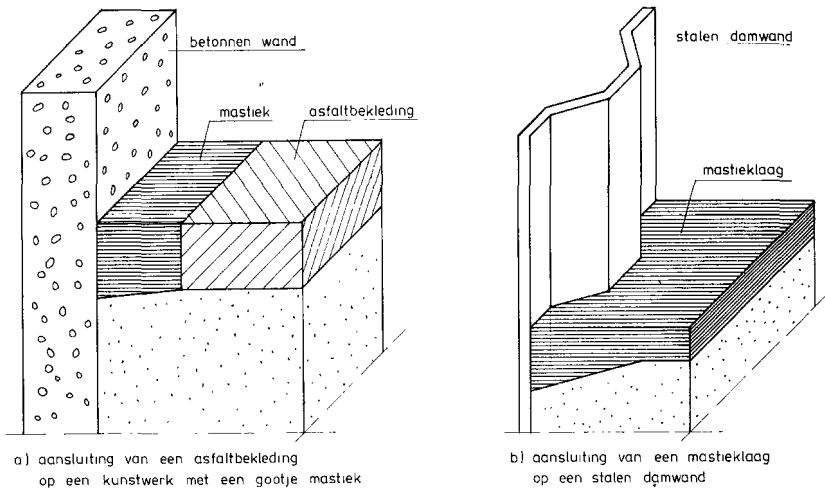


Fig. 29.9. Voorbeelden van aansluitingen.

Andere mogelijkheden geeft figuur 29.9; de flexibele aansluiting wordt daar gevormd door mastiek.

De verbinding van een geprefabriceerd membraan met een stijve constructie moet eveneens flexibel zijn, figuur 29.10 [36].

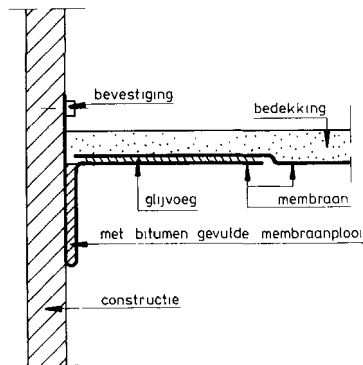


Fig. 29.10. Aansluiting van een membraan aan een kunstwerk.

29.5 Aansluitingen op teenconstructies

De teen van de dijk vormt de overgang tussen de dijkbekleding en het vaak van een bescherming voorziene voorland. In Nederland bevindt de teen zich bij zeedijken tussen gemiddeld hoog en gemiddeld laag water, tenzij het voorland boven gemiddeld hoog water ligt [90]. Bij meerdijken is de teen over het algemeen iets boven het normale waterniveau gesitueerd.

Bij een voorland dat onder water ligt kan de teen eventueel uitgevoerd worden met een berm.

De functies van een teenconstructie zijn:

1. bescherming van de bekleding tegen ontgroningen;
2. ondersteuning van de bekleding.

In de loop van de tijd zijn een groot aantal verschillende teenconstructies toegepast. Het voert te ver, ze hier allemaal te behandelen [90]. Iedere situatie vereist een andere oplossing; de keuze ligt bij de dijkontwerper.

Globaal kunnen twee typen worden onderscheiden (fig. 29.11):

1. een starre teenconstructie in de vorm van een palenrij of damwand;
2. een flexibele teenconstructie, waarbij de bekleding, eventueel met een verzwaring, overloopt in de bescherming van het voorland.

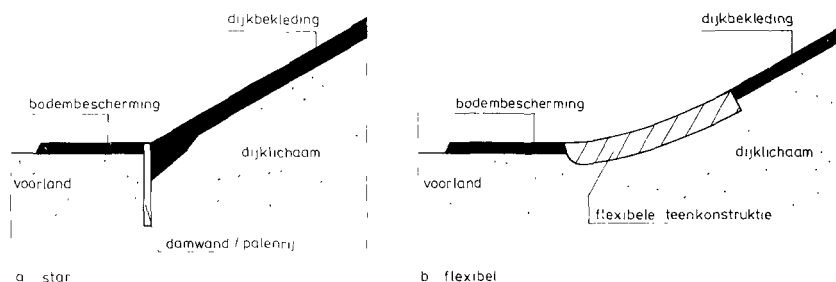


Fig. 29.11. Schematische weergave van de twee verschillende typen teenconstructies.

De voordelen van een, goed uitgevoerde, starre teenconstructie zijn:

- hij geeft een goede ondersteuning van de bekleding;
- hij is, mits diep genoeg aangebracht, een belemmering tegen uitspoeling van materiaal vanonder de bekleding;
- tijdens de uitvoering is een duidelijke markering aanwezig, en een goede basis voor het opzetten van de bekleding.

Het is de bedoeling dat de dijkbekleding en de voorlandbescherming als één geheel functioneren. Een starre teen veroorzaakt een discontinuïteit in de flexibele asfaltconstructie. Er kunnen dan onder meer zettingsverschillen optreden. Bij een dichte bekleding zal een damwand het afstromen van het in het dijklichaam aanwezige grondwater bemoeilijken, waardoor extra overdrukken ontstaan. Een drainage kan dit verhelpen maar dan moet die ook in de loop van de tijd blijven functioneren [17, 90].

- voor aansluitingen van de verschillende onderdelen van en aan een flexibele teenconstructie kan, aangezien het hier overgangen betreft van het ene materiaal op het andere, verwezen worden naar 29.3;

- blijvend goede aansluitingen aan een starre teenconstructie zijn, door de optredende discontinuïteit, moeilijk te verwezenlijken.

Goede zanddichtheid is te verkrijgen door het bekledingsmateriaal stevig tegen het teenschot aan te brengen en een filterconstructie toe te passen die voldoende ver onder de bekleding en langs de teen doorloopt (fig. 29.12a).

Een andere methode, bruikbaar indien het bekledingsmateriaal slecht tegen de teen te brengen is of indien de constructie waterdicht moet zijn, is toepassing van een gootje asfaltmastiek (fig. 29.12b).

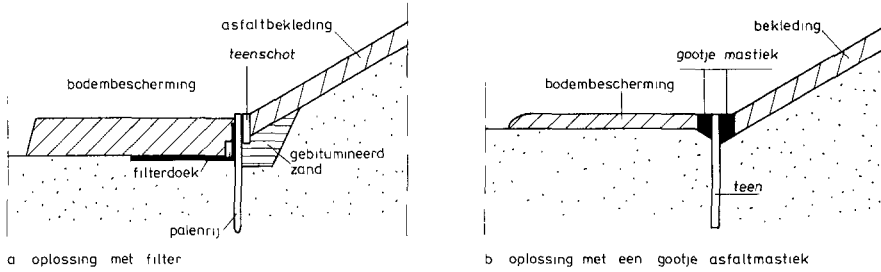


Fig. 29.12. Mogelijke aansluitingen aan een starre teenconstructie.

DEEL E
BEHEER EN ONDERHOUD

Samenvatting

Deel E behandelt het beheer en onderhoud van waterbouwkundige asfaltconstructies. Goed beheer en onderhoud van asfaltconstructies zijn nodig om ze aan hun doel te laten blijven beantwoorden. Een aspect hiervan is het repareren van eventuele schade. Schade kan worden veroorzaakt door de op de bekleding werkende belastingen, maar ook door een minder goede uitvoering en ontwerp. Een overzicht van de mogelijke feilen wordt gegeven.

Globaal is behandeld op welke wijze schade valt te constateren. Tevens worden er voor de beheerder mogelijkheden genoemd om schade te voorkomen.

De in de waterbouw meest gebruikelijke asfaltsoorten worden behandeld naar de mogelijke schadetypen en methoden om ze te lokaliseren. Vervolgens worden, eveneens per materiaaltipe, reparatiemethoden aangegeven voor de verschillende schaden. Bij alle onderdelen is steeds onderscheid gemaakt tussen werk boven en onder water.

HOOFDSTUK 30

INLEIDING

Onder beheer wordt verstaan de zorg die nodig is om de bekleding aan zijn doel te laten blijven beantwoorden. Onderhoud is onder meer nodig om dit te verwezenlijken. Eén aspect ervan is het repareren of laten repareren van schades die kunnen worden veroorzaakt door de verschillende belastingen die op een bekleding werken.

Hieronder wordt een overzicht gegeven van de mogelijk optredende belastingen en de schades die ze kunnen veroorzaken.

- Golfklappen.

Golfklappen treden op iets onder de stilwaterspiegel. Tijdens een storm zal dit niveau vrij hoog liggen, zodat de grootste golfklappen overwegend in de bovenste regionen van het talud voorkomen.

In de lagere regionen komen meestal de kleinere golven voor. Hoewel ze relatief kleine klappen veroorzaken, kunnen zij door hun grote frequentie toch leiden tot vermoeiing van het materiaal, en daardoor tot schade.

Bij bekledingen onder water zal de golfbelasting over het algemeen niet groot zijn.

- Optillen door een golf.

Een onder water liggende bekleding, bijvoorbeeld een bodembescherming, kan door een er boven staande of lopende golf opgetild worden; de kans hierop is overigens vrij klein.

- Stromend water.

Stromend water kan in combinatie met materiaal dat het meevoert een eroderende werking hebben op een asfaltbekleding. De door het water meegevoerde voorwerpen kunnen botsingskrachten uitoefenen. Als de stroming vat krijgt op de rand van een dunne asfaltplaat of -mat, kan die omklappen.

- Wateroverdrukken.

Onder een waterdichte bekleding treden, wanneer de buitenwaterstand lager is dan de grondwaterstand in de dijk, waterdrukken op die de bekleding willen optillen. Frequente overschrijding van de verschillende ontwerpcriteria (zie 20.1) kan tot gevolg hebben dat de bekleding een golvend aanzien krijgt, en zelfs gaat scheuren.

- Zettingen.

Bij zetting van de ondergrond zal de bekleding trachten te volgen. Verloopt de zetting te snel, of wordt de bekleding belast, bijvoorbeeld door een golfklap, voordat ze weer aanligt, dan kan dit tot schade leiden (foto 4, 5, 6).

- Ontgrondingen.

Ontgrondingen zal een asfaltbekleding meestal niet kunnen volgen, hoewel overvulde mengsels als mastiek aanzienlijke vervormingen kunnen ondergaan (foto 7).

- Instabiliteit.

Door het verloren gaan van de draagkracht of stabiliteit van het talud, de ondergrond of de teen kan een deel van de bekleding afschuiven.

Een overvuld mengsel als mastiek zal van een helling af proberen te vloeien. Dit kan op knikken en aansluitingen tot problemen leiden.

- Biologische aantastingen.

Planten kunnen zulke krachten uitoefenen dat ze, zowel van onder als van boven uit, door de bekleding heen groeien (foto 2).

Een open bekleding kan dichtgroeien of -slibben, waardoor onder de bekleding wateroverspanningen gaan optreden.

Dieren kunnen het talud ondergraven, zodat de ondersteuning van de bekleding verloren gaat. Uitwerpselen, vooral van koeien, tasten bij uitdrogen het oppervlak aan. Zeeorganismen tasten het oppervlak aan en geven dit een ruw aanzien (foto 1).

Een bekleding die voortdurend onder water ligt zal minder aangetast worden dan een bekleding die zich boven de hoogwaterlijn bevindt of periodiek droogvalt.

- Verkeer.

Verkeer op de bekleding kan aanleiding geven tot spoorvorming en scheuren door vermoeiing.

Geparkeerde auto's kunnen vervormingen van de bekleding veroorzaken. Overigens kunnen alle vormen van duurbelastingen vervormingen veroorzaken, bijvoorbeeld pijpleidingen die over een dijk gelegd worden. Een beheerder zal hiermee terdege rekening moeten houden en eventueel maatregelen treffen.

Olie en benzine tasten het asfalt aan.

- Vernielingen ten gevolge van recreatie.

Zo kan bijvoorbeeld schade aan de bekleding ontstaan door vuurtjes, hengels en dergelijke.

- Weersinvloeden zoals ijs, wind en regen tasten het oppervlak aan of leiden tot verandering van de asfalteigenschappen (veroudering, 'stripping').

- Aanvaringen.

Een aanvarend schip kan aanzienlijke schade aan de bekleding veroorzaken, niet alleen aan de toplaag zelf maar ook aan het filter. Ook is het wel voorgekomen dat door de stootbelasting verweking van de ondergrond optrad, en daardoor verlies aan draagkracht.

- Ankerworpen kunnen schade toebrengen door vallende, slepende en liggende ankers.

- Overige belastingen zoals ijsgang, drijvend vuil en chemische aantasting.

Ook een onvoldoende ontwerp en/of uitvoering kunnen op langere termijn schade veroorzaken. In dit verband zijn van toepassing:

- Initiële scheurvorming doordat het asfaltbeton niet goed gewalst was.

- Het open gaan staan van daglassen en het niet goed aansluiten van verschillende

banen of charges, matten en overgangsconstructies waardoor ondergrondmateriaal kan uitspoelen (foto 18).

- Een ruw en open oppervlak, waardoor aantasting gemakkelijker wordt en er aangrijpingspunten ontstaan voor onder meer golven en stroom.
 - Onvoldoende laagdikte. Bij gepenetreerde glooiingen en steenasfalttaluds kan het uitbreken van één steen overigens al tot een aanzienlijke reductie van de laagdikte leiden.
 - Niet volledige penetratie van stortsteen.
 - Het dichtslaan van een open steenasfalt- of gedeeltelijk gepenetreerde breuksteenbekleding, zodat wateroverspanningen een rol gaan spelen.
 - Geen goede hechting tussen zand en bitumen bij gebitumineerd zand.
 - Gat en kunnen ontstaan in membranen wanneer de ondergrond niet goed voorbereid is en de beschermingslaag nonchalant wordt aangebracht.
- Bij in situ-membranen kan de hechting tussen de verschillende lagen en bij geprefabriceerde membranen de hechting tussen de verschillende banen minder goed zijn.

Om schade te constateren en verdere schade te voorkomen moet de beherende instantie controle uitoefenen. Deze controle moet effectief zijn, en moet dus regelmatig en op systematische wijze worden uitgevoerd, zodat de kans dat een schade wordt opgespoord, voldoende groot is.

Afhankelijk van het type schade kan de controle visueel gebeuren of met bepaalde apparatuur.

Na het constateren van een schade zal besloten moeten worden tot onmiddellijke reparatie, indien de dijk of de bekleding direct gevaar loopt, of om ze uit te stellen tot bijvoorbeeld een gunstig jaargetijde. Ook kan er, als de schade niet zeer ernstig is, mogelijk gewacht worden totdat er meer schade is opgetreden, waardoor reparatie relatief goedkoper wordt.

Indien de omstandigheden een noodzakelijke definitieve reparatie niet toelaten zal een provisorische voorziening moeten worden getroffen.

Bij het opsporen van schade en de mogelijke reparatie-methode moet onderscheid worden gemaakt tussen bekledingen onder en boven water. Schade boven water is over het algemeen gemakkelijker te constateren en te herstellen dan onder water.

Onder water wordt een schade meestal slechts opgemerkt aan bijkomende verschijnselen zoals:

- onverklaarbare verlaging van de waterstand van een kanaal of reservoir;
- uittreden van overmatig kwelwater aan de andere kant van de dijk;
- bezwijken van een dijk of bekleding doordat er materiaal verdwenen is uit de kern;
- de aanwezigheid van een mogelijk schade veroorzakende omstandigheid, zoals een op het talud gelopen schip;
- het boven water komen van materiaal dat ontegenzeggelijk uit de constructie afkomstig is;
- het optreden van een verzakking van de bekleding boven laag water.

Onder water dienen periodiek peilingen te worden gedaan. In het belang van nadere controle zal duikeronderzoek uitgevoerd moeten worden.

HOOFDSTUK 31

SCHADEPREVENTIE

Een optimaal ontwerp en een goede uitvoering van de bekleding zijn de beste methoden om schade te voorkomen.

Mogelijkheden voor de beheerder om min of meer ernstige schade te voorkomen of de kans erop te beperken zijn:

1. De vervormingen van de bekleding ten gevolge van bijvoorbeeld zettingen en wateroverspanningen volgen, waardoor vooraf bekeken kan worden of ze tot scheurvorming leiden.
Boven water kan dit visueel, of eventueel met nog in de toekomst te ontwikkelen speciale meetapparatuur; onder water door peilingen en duikeronderzoek.
2. Het voorland en de teen van de dijk bijvoorbeeld middels peilingen in de gaten houden, zodat ontgrondingen kunnen worden gevolgd en eventueel tijdig maatregelen kunnen worden genomen.
3. Tijdig ontdekken van scheuren en kleine beschadigingen, bij membranen en gebitumineerde zand-filterlagen ook in de beschermingslaag, en ze, indien noodzakelijk, repareren. De aanwezigheid van stukken materiaal van een onder water liggende bekleding op het talud kan al een aanwijzing zijn voor schade. Door regelmatig te dreggen kan dit actief worden gevolgd.
4. Vuil, zoals stukken hout en olie, tijdig verwijderen.
5. Jacht op schadelijke dieren zoals muskusratten.
6. Zo min mogelijk toelaten van verkeer op de bekleding.
7. Voorzieningen treffen voor recreanten, onder andere parkeerplaatsen, en vernielingen voorkomen door regelmatige controle.
8. Voorzorgen nemen om het aanvaringsgevaar zoveel mogelijk te beperken.
9. Kwetsbare plaatsen tot verboden ankergebied verklaren.
10. De waterstand in een reservoir of kanaal peilen, en tijdig onverklaarbare veranderingen opmerken.
11. Overmatige plantengroei verwijderen.
12. Slijtage van het oppervlak signaleren en tijdig herstellen; asfaltbeton regelmatig voorzien van een oppervlakbehandeling.
13. Goede controle en begeleiding uitoefenen tijdens de uitvoering van reparaties, en natuurlijk tijdens de aanleg.
Een dijkbeheerder zal zeker na iedere storm, maar liever regelmatig bijvoorbeeld elke één à twee weken tijdens laag water beneden aan het talud de dijk langs lopen.
14. De ontwerprandvoorwaarden in de gaten houden en ook de veranderingen erin. Bijvoorbeeld als er besloten wordt op de Rijn met 6 inplaats van 4 duwbakken te gaan varen.

Wenselijk zou zijn dat de beheerder een onderhoudsregister bijhield en periodiek het materiaal onderzocht, in situ of door het boren van kernen en de mengseleigenschappen vergeleek met die aangenomen bij de dimensionering. Ten behoeve van de visuele inspectie kan misschien een systeem ontwikkeld worden naar analogie van wat in de wegebouw gebruikt wordt.

HOOFDSTUK 32

MOGELIJKE SCHADE

32.1 Asfaltbeton

In tabel 32.1 wordt aangegeven wat de voornaamste schade-aspecten zijn die bij asfaltbeton op kunnen treden en waardoor ze worden veroorzaakt.

Een veel voorkomende schade is scheurvorming. Scheuren in de bekleding dienen tijdig geconstateerd te worden, aangezien zij aanleiding kunnen zijn tot grotere schade. Schade kan boven water veelal visueel waargenomen worden. Scheuren en openstaande lassen en aansluitingen alleen als ze voldoende groot zijn en zich aan het oppervlak bevinden.

Door het boren van kernen uit de bekleding kan bekeken worden of een scheur al dan

Tabel 32.1. Mogelijke schade-aspecten bij een asfaltbetonbekleding.

schade-aspect	golflappen	optillen door een golf of stroming	stroming	watervoerspanningen	zettingen	ontgrondingen	instabiliteit	planten	dieren	zee-organismen	verkeer	vernielingen/recreatie	weersinvloeden	aanvaringen	ankerworpen
scheuren	x	x		x	x	x	x	x			x				
uitgebroken stukken en gaten in de bekleding (al dan niet doorgaand)			x					x	x			x			x
aantasting van het oppervlak			x					x	x	x	x		x		
vervormingen				x							x				x
voren in en door de bekleding														x	x
afbreken van stukken aan de rand van het talud						x									
afschuiven van een deel van de bekleding							x				x			x	
openstaan van daglassen en aansluitingen					x								x		

niet door de hele dikte van de plaat heen loopt; soms kan het uittreden van water uit de scheur voor dit laatste eveneens een aanwijzing zijn. Wellicht dat het in de toekomst mogelijk zal zijn inwendige en kleine scheuren op te sporen met behulp van speciale meettechnieken.

Slijtage van het oppervlak blijkt uit het verdwijnen van een eventueel aanwezige oppervlakbehandeling en/of het bloot komen van het mineraal in het asfalt; de fijne mortel is dan namelijk aan het oppervlak verdwenen.

Een slechte uitvoering kan zich uiten in:

- scheurvorming;
- openstaande naden en aansluitingen.

Het lokaliseren van een schade onder water is mogelijk door bijvoorbeeld:

- grotere schade af te tasten of te peilen;
- duikers;
- onderwaterfotografie;

Indien de situatie dit toelaat, zoals bijvoorbeeld in reservoirs, kan er:

- gekleurd of radio-actief water door doorgaande scheuren en gaten gepompt worden;
- elektrische geleidingsmeting gedaan worden.

Indien mogelijk verdient het de voorkeur periodiek de waterstand in een kanaal of reservoir te verlagen zodat eventuele schade in den droge opgespoord kan worden.

32.2 Mastiek

Tabel 32.2 geeft de mogelijke schades weer en de factoren die ze veroorzaken.

Een mastiekslab ligt meestal onder water, waardoor het opsporen van schade moeilijk is. Soms komt de plaat, indien niet bedekt met zand, bloot tijdens laag water, waardoor controle visueel en dus gemakkelijker kan zijn.

Een slechte uitvoering kan zich later uiten in niet goed aansluitende banen of charges. Ook kan, als gevolg van de viscositeit van de mastiek, de laagdikte verminderen, met name bij aansluitingen en knikken.

Het lokaliseren van schade onder water is mogelijk door bijvoorbeeld:

- grotere schades af te tasten of te peilen;
- duikers;
- onderwaterfotografie;
- het constateren van een verminderende laagdikte middels het boren van kernen of met een speciale dikteprikker, een naald die met constante snelheid door de laag wordt gedrukt; de kracht waarmee hij erdoor gaat geeft een indicatie van de laagdikte.

Indien de situatie dit toelaat:

- het pompen van gemerkt water door doorgaande scheuren en gaten;
- het doen van elektrische geleidingsmetingen.

Indien mogelijk verdient het de voorkeur periodiek de waterstand te verlagen zodat eventuele schade in den droge opgespoord kan worden. Het opsporen van schade boven water kan geschieden zoals is aangegeven onder asfaltbeton (32.1).

Tabel 32.2. Mogelijke schade-aspecten bij een mastiekbekleding.

schade-aspect	optillen door een golf of stroming	stroming	waterverspanningen	zettingen	ontgrondingen	instabiliteit	aanvaringen	ankerworpen
scheurvorming	x		x	x	x			
uitbreken van stukken uit de bekleding							x	x
omklappen en/of afbreken van de randen		x			x			x
afschuiven van een gedeelte van de bekleding						x	x	
voren in en door de bekleding							x	x
vervormingen			x	x	x			
gaten in of door de bekleding								x

32.3 Penetratiemortels

Tabel 32.3 geeft de mogelijke schade-aspecten weer en de factoren die schade kunnen veroorzaken voor patroonpenetratie en 'vastleggen steen', tabel 32.4 voor 'vol en zat' penetratie.

Grotere schaden boven water kunnen vaak visueel worden waargenomen. Een slechte hechting tussen de stenen is moeilijker te constateren; dit uit zich in het verdwijnen van stenen aan de rand van de bekleding.

Niet volledige penetratie kan het gevolg zijn van een slechte uitvoering.

Schade onder water is moeilijker vast te stellen; vaak uit dit zich in bijkomende verschijnselen. Zulke schades kunnen opgespoord worden door:

- aftasten of peilen;
- onderwaterfotografie of duikeronderzoek.

Tabel 32.3. Mogelijke schade-aspecten bij niet volledig gepenetreerde stortsteen.

schade-aspect	golfbelastingen	stroming	wateroverspanning veroorzaakt door plantengroei, dichtslibben en een slechte uitvoering	zettingen	ontgrondingen	instabiliteit	planten en zeeorganismen	aanvaringen	ankerworpen	vernietigen/recreatie
wegslaan van losse stenen	x	x								
bezijken van de verbinding tussen de stenen van een steenhomp en het uitbreken van stenen	x	x		x	x		x			x
wegslaan van een hele steenhomp	x	x								
verloren gaan van de samenhang van de bekleding	x		x		x	x				
afschuiven van een deel van de bekleding			x			x		x		
groeven in en door de bekleding								x	x	

Tabel 32.4. Mogelijke schade-aspecten bij een volledig 'vol en zat' gepenetreerde stortsteenlaag.

schade-aspect	golfaanval	wateroverspanningen	zettingen	ontgrondingen	instabiliteit	vernietigen/recreatie	aanvaringen	ankerworpen
scheuren van de gietasfaltverbinding tussen de stenen	x	x	x	x	x		x	
verdwijnen van stenen of een stuk van de bekleding (stenen + asfalt)	x	x				x		
vervormingen			x	x				
afschuiven van een deel van de bekleding		x			x		x	
voren in en door de bekleding							x	x

Het verdwijnen van losse stenen of stukken bekleding kan de inleiding zijn tot grotere schade. Het is dan ook van belang dit goed in de gaten te houden.

32.4 Dicht steenasfalt

Tabel 32.5 geeft de mogelijke schade-aspecten en de veroorzakende omstandigheden weer.

Schade boven water kan veelal visueel worden waargenomen, scheuren en openstaande lassen alleen als ze voldoende groot zijn en zich aan het oppervlak bevinden.

Door het boren van kernen kan bekeken worden of de scheur al dan niet doorgaand is. Soms kan ook het uittreden van water uit de bekleding daarvoor een indicatie zijn. Slijtage van het oppervlak is te constateren aan het zichtbaar worden van het mineraal in het asfalt.

Slechte uitvoering kan zich uiten in:

- een slechte verbinding tussen dagproducties en aansluitingen;
- een onregelmatige laagdikte.

Tabel 32.5. Mogelijke schade-aspecten voor dicht steenasfalt.

schade-aspect	golfklappen	oplichten door een golf	stroming	wateroverspanningen	zettingen	ontgrondingen	instabiliteit	biologische aantastingen	weersinvloeden	aanvaringen	ankerworpen
scheurvorming	x	x		x	x		x	x			
uitbreken van stukken uit en gaten in bekleding			x							x	x
vervormingen				x	x	x					x
afbreken van stukken bekleding aan de rand						x					
afschuiven van een deel van de bekleding				x			x			x	
aantasting van het oppervlak								x	x		
voren in en door de bekleding										x	x

Het lokaliseren van een schade onder water is mogelijk door bijvoorbeeld:

- grotere schaden af te tasten of te peilen;
- inspectie door duikers of onderwaterfotografie;
Indien de situatie dit toelaat:
- elektrische geleidingsmetingen;
- het pompen van gemerkt water door doorgaande scheuren en gaten.

32.5 Open steenasfalt

Tabel 32.6 geeft de mogelijke schade-aspecten en de veroorzakende omstandigheden weer.

Open steenasfalt is doorlatend; er dient onder de laag een filter aanwezig te zijn. Wordt dit filter niet meer beschermd of is het eveneens beschadigd dan kan de hele dijk gevaar lopen.

Tabel 32.6. Mogelijke schade-aspecten bij open steenasfalt.

schade-aspect	golfbelastingen	stroming	zettingen	ontgrondingen	instabiliteit	biologische aantastingen	vernielingen/recreatie	weersinvloeden	aanvaringen	ankerworpen
scheurvorming	x		x	x	x	x				
uitbreken van stukken uit de bekleding	x	x				x	x			x
aantasting van het oppervlak	x	x					x	x		
omklappen van de randen van een mat		x								x
afbreken van de rand van de bekleding				x						
afschuiven van de bekleding					x					
voren in en door de bekleding									x	x
vervormingen			x							
stripping								x		

Open steenasfalt in situ moet boven water aangebracht worden. Beschadigingen kunnen dus in den droge geconstateerd worden. Open steenasfaltmatten kunnen ook onder water liggen; het opsporen van schade is hier lastiger.

Schaden en uitwendige scheuren kunnen boven water visueel geconstateerd worden. Grote beschadigingen onder water kunnen eventueel opgespoord worden door te peilen, door duikers of met behulp van onderwaterfotografie.

Erosie van het oppervlak ontstaat door de aanwezigheid van grofkorrelige materialen op het talud, hetgeen visueel waarneembaar is.

Een slechte uitvoering kan zich uiten in:

- uit het oppervlak stekende stenen die gemakkelijk loslaten;
- vroegtijdige 'stripping' door verwerking in een nat milieu;
- dichtslaan van de bekleding;
- slechte aansluitingen en daglassen;
- variatie in laagdikte.

32.6 Gebitumineerd zand

Tabel 32.7 geeft de mogelijke schade-aspecten en de veroorzakende omstandigheden weer.

Tabel 32.7. Mogelijke schade-aspecten bij gebitumineerd zand.

schade-aspect	golfbelastingen	stroming	zettingen	ontgrondingen	instabiliteit dieren	plantengroei	vernielingen/recreatie	weersinvloeden	aanvaringen
scheurvorming	x		x	x	x		x			x
afbreken van stukken asfalt uit het oppervlak	x	x					x	x		x
afschuiven van een deel van de bekleding					x	x				
erosie/aantasting van het oppervlak	x	x						x	x	
afbreken van het asfalt onder aan het talud				x						
voren in en door de bekleding										x
vervormingen			x							

Gebitumineerd zand als filterlaag, werklaag en kernmateriaal wordt in de definitieve fase meestal bekleed met een beschermingslaag. De invloed van de verschillende belastingen is hierbij in veel geringere mate of zelfs geheel niet merkbaar dan bij een bekledingslaag van gebitumineerd zand.

Schade of scheuren aan het oppervlak boven water kunnen veelal visueel geconstateerd worden; doorgaande scheuren door het boren van kernen.

Schade onder water kan worden opgespoord door:

- grote schaden te peilen;
- duikeronderzoek of onderwaterfotografie.

Erosie van het asfalt kan geconstateerd worden aan een afgeronde uitschuring van het oppervlak.

Een slechte verwerking kan zich uiten in:

- scheurvorming door het opentrekken van het materiaal met de bak van de kraan;
- vroegtijdige stripping door verwerking in een nat milieu van te kleine hoeveelheden;
- een niet-constante laagdikte.

32.7 Membranen

Membranen worden toegepast voor het waterdicht maken van onder meer reservoirs en kanalen. Ze worden meestal afgedekt met een beschermingslaag. Ontstaat er een gat in het membraan, dan heeft het zijn functie verloren.

Schade kan zich zowel onder als boven water voordoen. Het lokaliseren van schade onder water is mogelijk door:

- elektrische geleidingsmetingen;
- het pompen van gemerkt water door de beschadiging;
- grotere schaden door onderwaterfotografie of duikers;
- een drainage-systeem.

Indien mogelijk verdient het de voorkeur de waterstand periodiek te verlagen, zodat beschadigingen in den droge kunnen worden gelokaliseerd.

Het lokaliseren van een schade boven water is alleen mogelijk als het membraan niet bedekt is, of als de beschermingslaag er een indicatie voor geeft.

HOOFDSTUK 33

REPARATIEMETHODEN

Bij het optreden van schade aan een dijkbekleding dient in de eerste plaats gezocht te worden naar de mogelijke oorzaak. Blijkt dit een ontwerpfout te zijn, dan kan herstel van de bekleding in de oorspronkelijke staat opnieuw bezwijken tot gevolg hebben. Wellicht dat het ontwerp aangepast moet worden. Zo kan instabiliteit van de ondergrond, die dan samen met de bekleding afschuift, het gevolg zijn van een foutief ontwerp. Bij het herstellen van de dijk en de bekleding moet de oorzaak van de schade weggenomen worden, zoals een te steile taludhelling of wateroverspanning.

In de volgende paragrafen worden per materiaalsoort reparatiemethoden aangegeven. Onderscheid wordt gemaakt tussen reparatie boven en onder water. In het algemeen is reparatie boven water gemakkelijker en nauwkeuriger uitvoerbaar; onder water is het lastiger, daar kunnen niet alle mengseltypen toegepast worden en wordt er veelal, gezien de nauwkeurigheid en de warmtehuishouding van het materiaal, met grotere hoeveelheden gewerkt. Indien mogelijk geniet het de voorkeur een onder water optredende schade in den droge te herstellen, bijvoorbeeld door het verlagen van de waterstand of door toepassing van een bouwdok.

Het gebruik van warm asfalt wordt aanbevolen boven dat van koud asfalt. De randen van de schadeplek moeten, om een goede hechting met het reparatiemateriaal te verkrijgen, schoon zijn, en bij ondervulde en juist gevulde mengsels voorzien worden van een kleeflaag.

Belangrijk is verder dat een eventueel aanwezige filterconstructie op beschadigingen wordt gecontroleerd en eventueel hersteld. Onder water kan controle door duikers geschieden.

33.1 Asfaltbeton

Boven water

- Scheuren, openstaande lassen en aansluitingen.

Bij scheurbreedtes kleiner dan ongeveer 2 cm moeten de randen gereinigd worden met een hogedrukluftpuit, liefst met warme lucht. Indien niet met warme lucht is gewerkt moeten de randen worden gedroogd met een vlam; let op oververhitting. Vervolgens wordt de scheur volgegoten met een voegvullingsmateriaal op rubberbasis.

Bij zeer kleine scheuren, kleiner dan 1 cm, is ingieten met emulsie of viskeuze teerbitumen mogelijk, waarna afgestrooid wordt met zand of fijne steenslag, bijvoor-

beeld steenslag 2/6. Bij deze reparatiemethode dient het bindmiddel zorgvuldig in de schoongemaakte scheuren te worden gegoten; uitlopen van het materiaal moet worden vermeden. Aangezien over het algemeen op taluds gewerkt wordt, verdient het aanbeveling bindmiddelen met een relatief hoge viscositeit te gebruiken.

Bij grote scheurbreedten tussen 2 en 10 cm worden de randen gereinigd met een hogedrukluftpuit en, indien niet met warme lucht is gewerkt, gedroogd met een vlam; oververhitting moet worden voorkomen.

Vervolgens worden de randen voorzien van een asfaltkleefmiddel en gevuld met mastiek. De temperatuur van de mastiek mag niet lager zijn dan 130 °C.

- Zeer brede scheuren van meer dan 10 cm en uitgebroken stukken.

Afhankelijk van de omvang van de schade en de plaatselijke aanwezigheid van materiaal, wordt de bekleding over de volle dikte verwijderd. De randen worden uitgehakt in de vorm van een liplas (fig. 33.1), gereinigd met een stalen bezem en voorzien van een asfaltkleefmiddel. Het gat wordt gevuld met asfaltbeton warmer dan 130 °C, en verdicht met een tandemtrilwals.

Indien het een schade betreft ter plaatse van een constructie-overgang verdient het aanbeveling de aansluiting met mastiek, waarin eventueel grind is toegevoegd, uit te voeren.

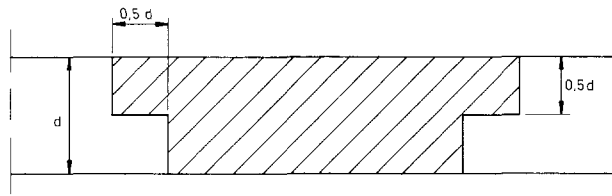


Fig. 33.1. Reparatiemethode van een gat in een asfaltbetonbekleding.

- Aantasting van het oppervlak.

Oppervlakkige rafeling en/of open oppervlakttextuur.

De bekleding ter plaatse van het aangetaste oppervlak moet grondig gereinigd worden met een stalen bezem; daarna wordt een oppervlakbehandeling aangebracht.

Ernstig materiaalverlies.

Het beschadigde oppervlak wordt machinaal uitgefreesd (fig. 33.2), los materiaal verwijderd en een kleeflaag aangebracht. Daarna wordt asfaltbeton aangebracht en verdicht met een tandemtrilwals (foto 19, 20 21). Kleine freesmachines, zoals in de wegebouw in gebruik zijn, zijn voor deze werkzaamheden geschikt.

- Deels afgeschoven bekleding.

Onderzoek naar de oorzaak is nodig en eventueel wijziging van het ontwerp. Daarna wordt de oude bekleding verwijderd, en een nieuwe aangebracht.

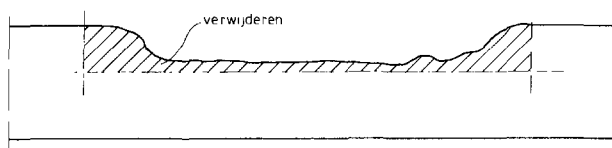


Fig. 33.2. Uitfrezen van een ernstig aangetast oppervlak van een asfaltbetonbekleding.

Onder water

Alle reparaties.

De schadeplek moet ontzand worden met een waterjet, al dan niet met lucht. Er dient op gelet te worden dat het gat niet groter wordt gemaakt en dat de grond onder de bekleding niet weggespoten wordt.

De plek wordt vervolgens opgevuld of bedekt met:

- mastiek (niet op een helling);
- gepenetreerde steen (indien gewicht nodig is);
- dicht steenasfalt.

Tijdens en na de reparatie is controle door duikers nodig. De methode en de afmetingen van de reparaties zijn onder meer afhankelijk van lokale omstandigheden zoals stroming, en de werknauwkeurigheid.

33.2 Mastiek

Boven water

- Scheuren.

Scheuren zullen alleen ontstaan als de optredende vervormingen zo groot zijn dat ze niet meer gevolgd kunnen worden. Indien de oorzaak van deze vervormingen niet vlug kan worden weggenomen zal de mastieklaag verder bezwijken. Als noodmaatregel kan dan over de scheuren, na reiniging met stalen bezems en/of hogedruk-luchtsputten, een ruime hoeveelheid mastiek worden aangebracht, om een goede hechting door warmte-overdracht te bewerkstelligen. Bij vermindering van de vervormingssnelheid, en dus stabilisatie van de omstandigheden, zal het materiaal voldoende gelegenheid krijgen om na te vloeien waardoor, indien er geen zand ingesloten wordt, niet doorgaande scheuren gedicht worden.

- Verminderde laagdikte.

Na reparatie of bij veranderende omstandigheden - bijvoorbeeld wanneer de slab gaat afhangen na een ontgronding - dient gecontroleerd te worden of er geen verlies aan laagdikte heeft plaatsgevonden. Ten gevolge van vervormingen kan ook bij aansluitingen en knikken de laagdikte verminderen.

Is dit het geval, dan moet aldaar het oppervlak met stalen bezems of een hogedruk-luchtpuit gereinigd worden en vervolgens van een extra laag van minimaal 10 cm mastiek worden voorzien. Eventueel moeten de randen vanwege een te grote warme vloeï tijdelijk worden opgesloten.

- Niet goed aansluitende charges of banen.

De randen moeten met stalen bezems of een hogedruk-luchtpuit gereinigd worden en vervolgens de schadeplek gevuld met voldoende mastiek. Indien de aan te brengen hoeveelheid mastiek te klein is, dienen de randen te worden opgewarmd om een goede hechting te verkrijgen.

- Uitgebroken stukken, omgeklapte of afgebroken randen.

Ter plaatse van de schade moet het oppervlak worden gereinigd met stalen bezems of hogedruk-luchtpuiten en vervolgens gevuld met mastiek. Afgebroken randen worden hersteld met een overlap (fig. 33.3). Moet de reparatie, bijvoorbeeld ten gevolge van een ontgronding, uitgevoerd worden op een helling dan is het beter dit met dicht steenasfalt te doen en eventueel de slab te verlengen (fig. 33.4).

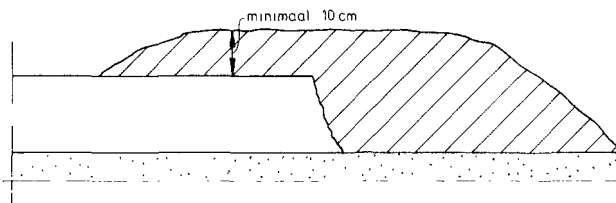


Fig. 33.3. Reparatie van een afgebroken mastiekrand met een overlap.

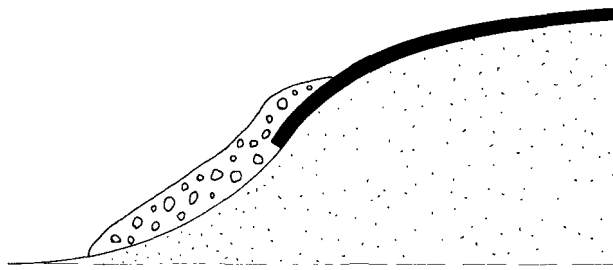


Fig. 33.4. Herstellen van een afgebroken mastiekslab met dicht steenasfalt.

- Deels afgeschoven bekleding.

Onderzoek dient te geschieden naar de oorzaak; indien nodig wordt het ontwerp aangepast. Vervolgens wordt een nieuwe bekleding aangelegd.

Onder water

Alle reparaties.

Het oppervlak van de schade wordt ontzand met een waterjet, al dan niet met lucht; let op dat het gat niet groter wordt. Vervolgens wordt de schade met een overlap afgedekt door een nieuwe laag van voldoende dikte: minimaal 10 cm in verband met hechting door warmte-overdracht en de vereiste algehele stabiliteit (fig. 33.5).

Op hellingen moet dicht steenasfalt of gepenetreerde steen toegepast worden.

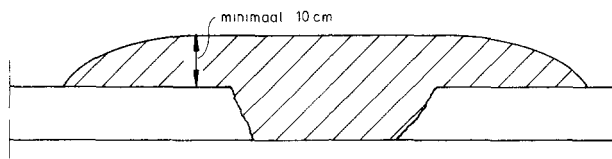


Fig. 33.5. Reparatie van een schade aan een mastiekslab onder water.

33.3 Penetratiemortels

33.3.1 Gedeeltelijk gepenetreerde stortsteen

Indien de schade wijst op onvoldoende dimensionering kan mogelijk de vullingsgraad van het steenskelet opgevoerd worden.

Boven water

- Weggeslagen en uitgebroken steen, bezweken verbindingen tussen de stenen, weggeslagen steenhoppen en voren.
De schadeplek wordt gereinigd van riet, vuil of zand, zonodig aangevuld met steen; penetratiemortel wordt aangebracht.
- Niet volledig uitgevoerde penetratie.
De bekleding wordt alsnog gepenetreerd met extra mortel.
- Deels afgeschoven bekleding.
De oorzaak van de schade wordt onderzocht en het ontwerp eventueel gewijzigd. Vervolgens wordt een nieuwe bekleding aangebracht.

Onder water

Alle reparaties.

1. De schadeplek wordt schoongemaakt en ontzand.
2. Er wordt duikeronderzoek verricht naar het filter.
3. Stenen worden geplaatst en gepenetreerd of dicht steenasfalt aangebracht.

33.3.2 'Vol en zat' gepenetreerde breuksteen

Boven water

- Scheuren.

De scheur dient te worden gereinigd met een hogedrukluftpuit en vervolgens volgegoten met mastiek of penetratiemortel, afhankelijk van de scheurbreedte.

- Stukken uit de bekleding, gaten, voren.

De schadeplek wordt gereinigd; vervolgens worden stenen geplaatst en gepenetreerd.

- Deels afgeschoven bekleding.

De oorzaak van de schade wordt opgespoord en het ontwerp eventueel gewijzigd. Vervolgens wordt een nieuwe bekleding aangebracht.

- Niet volledige penetratie.

De steen moet met extra, eventueel anders samengestelde, mortel worden gepenetreerd. Indien de oorspronkelijke mortel bovenin is blijven hangen, wordt hij eerst losgehakt.

Onder water

Alle reparaties.

1. De schadeplek wordt gereinigd en ontzand.
2. Duikercontrole wordt uitgevoerd naar het filter.
3. Steen wordt geplaatst en gepenetreerd met een overlap bij de randen (fig. 33.6). Een alternatief materiaal is dicht steenasfalt.

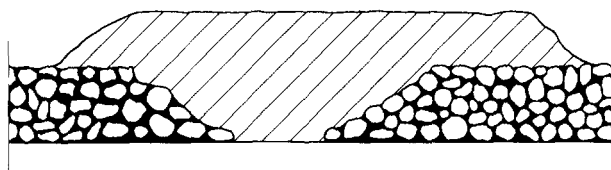


Fig. 33.6. Reparatie van een 'vol en zat' gepenetreerde breuksteenlaag onder water.

33.4 Dicht steenasfalt

Boven water

- Scheurvorming en openstaande lassen en aansluitingen.

Afhankelijk van de steen/mastiekverhouding kan dicht steenasfalt als een 'vloeibaar' of als een 'stabiel' mengsel beschouwd worden. Het omslagpunt ligt ongeveer bij een mastiek/steenverhouding van 30/70. In het eerste geval kan reparatie plaatsvinden zoals aangegeven onder mastiek, in het tweede geval zoals aangegeven onder asfaltbeton.

- Uitgebroken stukken, gaten, voren, afgebroken stukken aan de rand.
De laag wordt ter plaatse van de schade over de volle dikte verwijderd en de rand uitgehakt en gereinigd (fig. 33.1). In voldoende mate, voor hechting door warmte-overdracht, wordt daarna steenasfalt aangebracht. Bij afgebroken randen kan de constructie wellicht verbeterd worden door het aanbrengen van een verzwaring.
- Deels afgeschoven bekleding.
Een onderzoek wordt ingesteld naar de oorzaak van de schade; eventueel volgt wijziging van het ontwerp. Vervolgens wordt een nieuwe bekleding aangelegd.

Onder water

Alle reparaties.

1. De schadeplek wordt ontzand.
2. Er geschiedt duikeronderzoek naar het filter.
3. De schade wordt, in verband met de warmtehuishouding en werknauwkeurigheid, met grote charges afgedekt met een overlap langs de randen.

33.5 Open steenasfalt

Controle en reparatie van het filter is bij dit open materiaal zeer belangrijk.

Er dient op gelet te worden, dat de bekleding bij reparatie met een dicht materiaal zijn mogelijk vereiste waterdoorlatende functie niet verliest: er moet een zeker oppervlak open blijven.

Indien het filter beschadigd is en niet wordt hersteld, kan er door de oorspronkelijke bekleding heen zand uit de ondergrond verdwijnen (fig. 33.7).

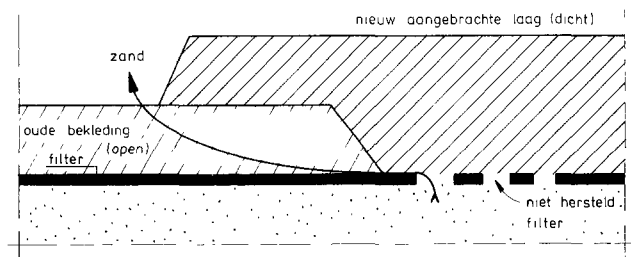


Fig. 33.7. Verdwijnen van zand onder een niet goed gerepareerde steenasfaltbekleding.

Boven water

- Scheuren, slecht aansluitende lassen en overgangsconstructies, voren.
De reparatie verloopt zoals aangegeven onder asfaltbeton. Bij brede openingen kan in plaats van mastiek open of dicht steenasfalt worden toegepast.
- Uitgebroken stukken, gaten, omgeklapte en/of afgebroken randen.
De schadeplek wordt over de volle dikte recht afgehakt. De rand wordt gereinigd, van

een kleeflaag voorzien en opgewarmd. Vervolgens wordt de plek aangevuld met open steenasfalt. Bij omgeklapte of afgebroken randen kan een randverzwaring van dicht steenasfalt worden aangebracht.

- Aantasting van het oppervlak.

Een lichte plaatselijke aantasting kan gestopt worden door het aanbrengen van giet-asfalt; vooraf is de schadeplek gereinigd. Bij ernstige plaatselijke aantasting moet de plek over de volle dikte uitgehakt worden en van een nieuwe laag van minimaal 12 cm dikte, worden voorzien.

- Deels afgeschoven bekleding.

Onderzoek is allereerst nodig naar de oorzaak van de schade; eventueel wordt het ontwerp aangepast. Vervolgens wordt een nieuwe bekleding aangebracht.

- Dichtgeslagen bekleding.

De bekleding wordt hersteld met open steenasfalt van een goede samenstelling. Vooraf is de oude dichtgeslagen bekleding verwijderd. Een bekleding slaat dicht doordat de mastiek van de kalksteen vloeit en onderin een gesloten laag vormt.

Onder water

Alle reparaties.

1. De schadeplek wordt ontzand.

2. Duikeronderzoek wordt ingesteld naar het filter.

3. De schade wordt gerepareerd met:

a. mastiek (niet op een helling);

b. gepenetreerde steen (indien gewicht nodig is);

c. dicht steenasfalt.

Bij de randen zal steeds overlapt moeten worden.

33.6 Gebitumineerd zand

33.6.1 Filterlagen van gebitumineerd zand

Een filterlaag is een essentieel onderdeel van een dijk; hij moet daarom altijd zanddicht hersteld worden. Aangezien deze laag meestal bedekt is, zal een schade pas zichtbaar worden als de beschermlaag gedeeltelijk verdwenen is.

Boven water

- Scheuren, gaten, uitgebroken stukken, voren, openstaande lassen en aansluitingen. De bekleding wordt ter plekke van de schade over de volle dikte uitgehakt. De randen worden gereinigd, van een kleeflaag voorzien en opgewarmd.

Reparatie geschiedt met:

1. mastiek (kleinere schaden);

2. gebitumineerd zand (grotere schaden);

3. kleine beschadigingen kunnen ook wel met een stuk filterdoek gerepareerd worden.

- Gedeeltelijk afgeschoven laag.

De oorzaak van de schade wordt opgespoord; het ontwerp eventueel herzien. Vervolgens wordt een nieuwe bekleding aangebracht.

Onder water

Alle reparaties.

De schadeplek wordt ontzand en vervolgens wordt gebitumineerd zand aangebracht in voldoende grote charges van ongeveer 1 ton, met ruime overlappen aan de randen. De minimaal aan te brengen laagdikte is 0,7 m. In verband met 'stripping' mag de verwerkingstemperatuur niet hoger zijn dan 100°C.

Duikerinspectie is nodig ter controle van de reparatie.

33.6.2 *Kaden van gebitumineerd zand*

Gezien de tijdelijke functie van een kade is enige schade in de bouwfase over het algemeen acceptabel.

Boven water

Indien de afdekking in de definitieve fase is beschadigd, kan het noodzakelijk zijn tevens de kade te herstellen.

Dit kan gebeuren op de volgende wijze:

1. kleinere schaden worden gerepareerd met mastiek. Vooraf dient het oppervlak te worden schoongemaakt en van een kleeflaag voorzien;
2. grotere schaden met gebitumineerd zand. Het oppervlak moet vooraf worden schoongemaakt, van een kleeflaag voorzien en opgewarmd. De minimale laagdikte bedraagt 15 cm.

Onder water

Reparaties die noodzakelijk zijn in verband met gevaar voor de stabiliteit worden met grote hoeveelheden van minstens 1 ton - in verband met niet te snelle afkoeling en het gedrag van het materiaal onder water - in laagdikten van minimaal 0,7 m uitgevoerd bij een maximale verwerkingstemperatuur van 100°C.

De schadeplek wordt vooraf ontzand.

33.7 **Membranen**

Boven water

Beschadigingen in welke vorm dan ook:

1. na het verwijderen van een eventuele beschermingslaag wordt het membraan gereinigd;

2. bij in situ membranen moet een nieuwe laag worden gesproeid;
 bij geprefabriceerde membranen moet een pleister worden opgekleefd, dat is een stuk membraan waarvan de afmetingen afhankelijk zijn van de grootte van de beschadiging.

Niet goed aansluitende naden bij geprefabriceerde membranen worden hersteld met een pleister.

Openstaande aansluitingen worden afgedekt met mastiek of op een helling met dicht steenasfalt (fig. 33.8).

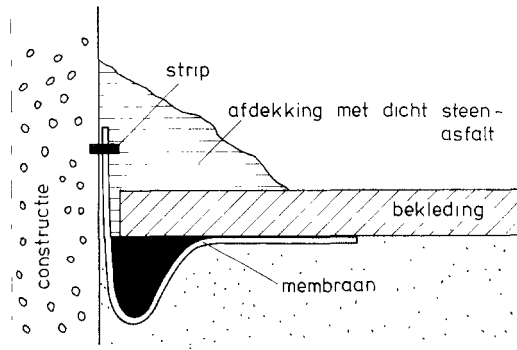


Fig. 33.8. Afdekken van een openstaande membraanaansluiting.

Onder water

Alle beschadigingen worden ontzand en gereinigd. Reparatie gebeurt met:

- mastiek (geen bitumen);
- dicht steenasfalt.

Openstaande naden worden ontzand en hersteld met mastiek of dicht steenasfalt (fig. 33.9). De lengte van de overlap is afhankelijk van de uitvoeringsnauwkeurigheid; hij ligt tussen 0,5 en 2 m.

Openstaande aansluitingen kunnen gerepareerd worden zoals aangegeven in fig. 33.8.

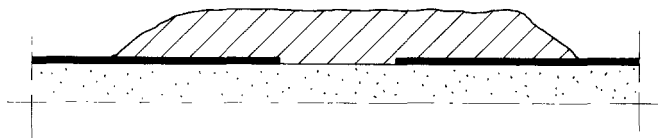


Fig. 33.9. Reparatie van openstaande membraannaden onder water.

LITERATUUR

1. VELDE, P. A. VAN DE, Polders en Waterkeringen. Gedeelte Waterkeringen. Dictaat bij het college f3, Technische Hogeschool Delft, Afdeling der Civiele Techniek, 1978.
2. AGEMA, J. F., Dijken. Dictaat bij het college f11, Technische Hogeschool Delft, Afdeling der Civiele Techniek, november 1979.
3. VISSER, J. C., Asfalt in de Waterbouwkunde. Stam's Bouwtechnische Serie no. 7, Uitgeverij H. Stam, Haarlem, 1955.
4. WOESTENENK, A. J., Ontwerp en uitvoering van bitumineuze oeverbeschermingen. Cursus Oeverbescherming 1976-1977, Stichting Postdoctoraal Onderwijs in de Civiele Techniek, Technische Hogeschool Delft.
5. Vereniging voor Bitumineuze Werken, Asfalt in Wegen- en Waterbouw. Breukelen, maart 1980.
6. Rijkswaterstaat, Eisen 1978 voor Bouwstoffen in de Wegenbouw. Staatsuitgeverij, Den Haag.
7. BATS, F. TH., A. I. M. CLAESSEN, E. BRAUN en P. METELMANN, Bitumen-Möglichkeiten für Berechnungen in der Praxis. Deutschen Shell A.G. - Abteilung Bitumen, Hamburg, August 1975.
8. LOSCHACOFF, M. J., Bekleding van zeedijken. Cursus asfalt in de waterbouw 1969-1970, Stichting Postdoctoraal Onderwijs in de Civiele Techniek, Technische Hogeschool Delft.
9. MULDER, G. L. M., Onderzoek en Ontwikkeling van Asfaltprodukten in de Waterbouwkunde. Symposium recente evolutie in de oeverbescherming van de waterwegen, Technologisch Instituut K.VIV, Gent, 27-28 januari 1981.
10. BOWLES, J. E., Foundation Analysis and Design. McGraw-Hill Book Co., New York, 1977.
11. HILLS, J. F. and W. HEUKELOM, The Modulus and Poisson's Ratio of Asphalt Mixes. Journal of the Institute of Petroleum, Vol. 55, no. 541, January 1969.
12. NIJBOER, L. W., Enige beschouwingen over de eigenschappen van bitumineuze mineraal-aggregaatmengsels in verband met toepassing van deze in de waterbouw. De Ingenieur, no. 29, 18 juli 1952.
13. Werkgroep Gesloten Dijkbekledingen, Voorlopig Rapport 1961. Staatsuitgeverij, Den Haag.
14. HOGERVORST, D., Gapgraded asfaltmengsels. Cursus Asfalt in de Waterbouw 1969-1970, Stichting Postdoctoraal Onderwijs in de Civiele Techniek, Technische Hogeschool Delft.
15. RUIJGROK, P., Drukstootbelastingen door golfklappen op de asfaltbekleding van dijktaaluds. Rapport CO-210065/10, Laboratorium voor Grondmechanica, Delft, april 1981.
16. Commissie Verdichting Asfaltdijktaaluds, Asfaltbekleding van Dijktaaluds. Eindverslag, maart 1975.
17. Archiv für Forschung und Technik an der Nord- und Ostsee, Die Küste. Kuratorium für Forschung im Küsteningenieurwesen, Heft 36, 1981.
18. Rijkswaterstaat, Voorschriften voor Uitvoering en Controle van Wegverhardingen 1978, (V.U.C.W. 1978). Staatsuitgeverij, Den Haag.
19. Rijkswaterstaat, Aanbevelingen voor Bedrijfscontrole in de Wegenbouw, A.B.C.W. 1975. Staatsuitgeverij, Den Haag.
20. KUIPERS, M. A. J., Kwaliteitscontrole Bitumineuze Bouwstoffen. Notitie U.R.V.-M-79046, Deltadienst, Rijkswaterstaat, 15 mei 1979.
21. Nederlandse Norm, Bitumen- en teerprodukten. NEN 3901 t/m 3970, Nederlands Normalisatie Instituut, Delft.
22. KERKHOVEN, R. E., Hydraulic Applications in the Netherlands. Report no. 110F, Koninklijke Shell Laboratorium, Amsterdam, november 1965.
23. KERKHOVEN, R. E., Bodembescherming onder water met warme asfaltmengsels, Koninklijke Shell Laboratorium, Amsterdam.

24. HOEK, K. A. VAN DEN, Vervorming steenasfalt c.q. asfaltmastieklaag op een hellend vlak. Proef 76.05, verslag 1, ONW-R-76014, Deltadienst, Rijkswaterstaat, Schelphoek, 25 januari 1977.
25. KAA, E. J. VAN DE, Waterloopkundige aantasting van oeververdedigingen. Kust en Oeverwerken in praktijk en theorie - K&O 25, Vereniging Kust en Oeverwerken.
26. BOODT, C., Bescherming zinkers tegen ankers. Asfalt, tijdschrift van de Vereniging voor Bitumineuze werken, no. 2 en 3, 1981.
27. ANGREMONT, K. D', H. J. TH. SPAN, J. VAN DER WEIDE en A. J. WOESTENENK, Use of asphalt in breakwater construction. Coastal Engineering Conference, Washington D.C., 1970.
28. HETÉNYI, M., Beams on Elastic Foundation. University of Michigan Studies, Scientific Series, Vol. XVI, 1946.
29. BROUNS, P., Toepassing van asfaltmastiek, open steenasfalt, zandasfalt en bitumineuze waterdichte bekleding. Symposium recente evolutie in de oeverbescherming van de waterwegen, Technologisch Instituut - K.VIV, Gent, 27-28 januari 1981.
30. HOGERVORST, D. en R. C. REINTJES, Ontwikkeling van een open bitumineuze bekledingsconstructie van mastiekgrind of mastieksteenslag. Weg- en Waterbouw, no. 2, 1972.
31. CLAESSEN, A. J. M. and S. VOLP, Permeability of fixtone canal lining. Reprint from Memorandum BR/1107/75 of the Koninklijke Shell Laboratorium Amsterdam, 13 december 1975.
32. MULDER, G., R. TERMAAT, P. RUIJGROK en R. O. PETSCHL, Toepassing van zandasfalt ten behoeve van de bouw van de landhoofden van de SVKO. Voorlopige nota, 12 DALA-IPROBU N 844, Deltadienst, Rijkswaterstaat, augustus 1980.
33. SIPKEMA, J. S., Zandasfalt. Cursus asfalt in de waterbouw 1969-1970, Stichting Postdoctoraal Onderwijs in de Civiele Techniek, Technische Hogeschool Delft.
34. HOEK, K. A. VAN DEN, Duurzaamheidsonderzoek zandasfalt. Notitie ONW-M-81001, Deltadienst, Rijkswaterstaat, 5 januari 1981.
35. ASBECK, W. F. BARON VAN, Bitumen in Hydraulic Engineering. Shell Petroleum Co. Ltd., London, 1955.
36. HOEKSTRA, S. E., Hypofors: Reinforced Waterproof Bitumen Membranes. Enka Industrial Systems Information Special, Arnhem, January 1980.
37. Deutsche Gesellschaft für Erd- und Grundbau E.V., Empfehlungen für die Ausführung von Asphaltarbeiten im Wasserbau. 3, Ausgabe 1977. Sonderdruck aus die Bautechnik, 54. Jahrgang, Heft 11/1977, 55. Jahrgang, Hefte 1, 2 und 4/1978.
38. BOSSCHE, D. J. VAN DEN, Toepassing van zandasfalt en open steenasfalt in de werkhaven te Zeebrugge en extrapolatie naar taludbekledingen van vaarwegen. Symposium recente evolutie in de oeverbescherming van de waterwegen, Technologisch Instituut K.VIV, Gent, 27-28 januari 1981.
39. ASTM Standards on Bituminous Materials for Highway Construction, Waterproofing and Roofing, Test D 1075, American Society for Testing and Materials, Philadelphia, 1962.
40. BARENS, F. B. J., Dynamics of elastic plates on a flexible subsoil. LGM-Mededelingen, deel 12, no. 2, juni 1980, Laboratorium voor Grondmechanica, Delft.
41. BARENS, F. B. J., Oplichten van een waterdichte bodembekleding. Notitie Laboratorium voor Grondmechanica, Delft, 1976.
42. VERRUIJT, A., Theory of groundwater flow. Macmillan, Londen, 1970.
43. POLUBARINOVA-KOCHJINA, P. YA., Theory of groundwater movement. Translation from the Russian, Princeton, 1962.
44. MASSIE, W. W. ed., Coastal Engineering Vol. III Breakwater Design. Coastal Engineering Group, Department of Civil Engineering, Delft University of Technology, Delft, december 1979.
45. Department of the environment transport and road research laboratory, Soil mechanics for road engineers. Londen, 1952.
46. CRAIGH, R. F., Soil Mechanics. Van Nostrand Reinhold Company Ltd., New York, 1978.
47. WINTERKORN, H. F. and HSAI-YANG-FANG, Foundation Engineering Handbook. Van Nostrand Reinhold Co., New York, 1975.

48. JOSSELIN DE JONG, G. DE, Aantekeningen behorende bij college b22. Afdeling der Civiele Techniek, Technische Hogeschool Delft, mei 1977.
49. LAAN, G. J., Kwaliteit en kwaliteitscontrole van breuksteen voor de waterbouw. Rapport nr. MAW-R-81054; WKE R-82002, Rapport uitgebracht door werkgroep 1 voor Keuring van Bouwstoffen voor de Waterbouw, Wegbouwkundige Dienst, Rijkswaterstaat, Delft, september 1982.
50. TIMOSHENKO, S., Theory of plates and shells. McGraw-Hill Book Co. Inc., New York, 1940.
51. VEER, P. VAN DER, Grondwaterbeweging onder oeverconstructies. Kust en Oeverwerken - in praktijk en theorie - K&O 25, Vereniging Kust en Oeverwerken.
52. KWAK, F. J., Dynamische en statische randvoorwaarden. Cursus asfalt in de waterbouw 1969-1970, Stichting Postdoctoraal Onderwijs in de Civiele Techniek, Technische Hogeschool Delft.
53. BISSCHOFF VAN HEEMSKERCK, W. C., Waterspanningen onder de asfaltbekledingen van dijken. Vereniging voor Bitumineuze Werken, Den Haag, 1965.
54. KONING, H. L., Spanningen in waterdichte dijkbekledingen ten gevolge van het eigen gewicht en de waterdrukken. Rapport CO-10771, Laboratorium voor Grondmechanica, Delft, maart 1960.
55. Mondelinge communicatie met ir. W. Meermans, Afdeling der Civiele Techniek, T.H. Delft en ir. H. L. Koning, Laboratorium voor Grondmechanica, Delft.
56. RICHART, F. E., J. R. HALL and R. D. WOODS, Vibrations of soils and foundations, 1970, Prentice-Hall, Englewood Cliffs, 1970.
57. ARPÁD KÉZDI, Handbook of soil mechanics. Vol I, Elseviers Scientific Publishing Company, Amsterdam, 1974.
58. CALLE, E. O. F., Gemodificeerde Bishop stabiliteitsanalyse voor zand-asfaltkaden. Rapport CO-406645/18, Laboratorium voor Grondmechanica, Delft, oktober 1980.
59. KOOLE, R. C. en F. TH. DE BATS, Onderzoek scheurvorming asfaltbekleding drinkwaterspaarbekken 'De Gijster'. OPB 85047, Pavement Consultancy Services BV, Rotterdam 14 maart 1979.
60. GRUIS, H., Notitie betreffende de mengselontwerpmethode van asfaltmestiek. M.A.W.-N-82031, Wegbouwkundige Dienst, Rijkswaterstaat, Delft.
61. CAMPEN, M. L. P. VAN, Slijtage-onderzoek steenasfalt. ONW-R-76015, Deltadienst, Rijkswaterstaat, Burghsluis, 15 december 1976.
62. Bundesanstalt für Wasserbau, Versuchsbericht über die Prüfung von Masticschotter auf Frost-, U.V.- und Wasserbeständigkeit. Karlsruhe, 27 November 1973.
63. KLOMP, A. J. G., De invloed van de vulstof. Stichting Studiecentrum Wegenbouw, Publikatie C, Arnhem, oktober 1969.
64. POEL, C. VAN DER, A general system describing the visco-elastic properties of bitumens and its relation to routine test data. Journal of Applied Chemistry, Volume 4, part 5, May 1954.
65. BONNAURE, F., G. GEST, A. GRAVOIS and P. UGÈ, A new method of predicting the stiffness of asphalt paving mixtures. Association of Asphalt Paving Technologists, San Antonio, February 1977.
66. HEUKELOM, W. and A. J. G. KLOMP, Road design and dynamic loading. Proceedings Association of Asphalt Paving Technologists 33, Dallas, 1964.
67. DIJK, W. VAN, en W. VISSER, The Energy Approach to Fatigue for Pavement Design, Proceedings Association of Asphalt Paving Technologists, San Antonio, 1977.
68. BONNAURE, F., A. GRAVOIS and J. UDRON, A new method for predicting the fatigue life of bituminous mixes. Proceedings Association of Asphalt Paving Technologists, Louisville, 1980.
69. ASBECK, W. T. BARON VAN, Bitumen in Hydraulic Engineering. Volume 2, Elsevier Publishing Co., Amsterdam, 1964.
70. FÜHRBÖTER, A., Der Druckschlag durch Brecher auf Deichböschungen. Mitteilungen des Franzius Institute für Grund- und Wasserbau der Technischen Hochschule Hannover, 1966, Heft 28.

71. VISSER, W., Toepassing van Mastiek - Mogelijkheden en onmogelijkheden. Voordracht jaarvergadering van de Stichting Materiaalonderzoek in de Zee, Technische Hogeschool Delft, 9 december 1980.
72. BUNSCHOTEN, C. J. en P. H. HIDDINGA, Onderzoek naar de mechanische eigenschappen van een open steenasfaltmengsel. Vakgroep Wegbouwkunde, Afdeling der Civiele Techniek, Technische Hogeschool Delft, juni 1982.
73. HETEREN, J. VAN en J. BRUINSMA, A method to calculate the probability of exceedance of the design wave height. Elsevier Scientific Publishing Co., Amsterdam, maart 1981.
74. BRUINSMA, J. en J. v. D. GRAAFF, Golfhoogte - waterstandsrelatie ter plaatse van de N.A.P. -20 m lijn nabij Hoek van Holland ten behoeve van de leidraad Duinafslag. Notitie WWKZ-826.259, 18 juni 1982, District Kust en Zee, Directie Waterhuishouding en Waterbeweging, Rijkswaterstaat.
75. VROUWENVELDER, A. C. W. M. en J. K. VRIJLING, Probabilistisch Ontwerpen. Conceptdictaat bij het college b3, Afdeling der Civiele Techniek, Technische Hogeschool te Delft, 18 juni 1982.
76. MEERMANS, W., Stabiliteit van stortstenen dammen bij lage benedenwaterstand, deel II, Vakgroep Waterbouwkunde, Afdeling der Civiele Techniek, Technische Hogeschool Delft, Rapp. nr. 13780508, 1983.
77. MEERMANS, W., Probabilistische niveau II berekeningen toegelicht aan de hand van voorbeelden met twee stochasten. Vakgroep Waterbouwkunde, Afdeling der Civiele Techniek, Technische Hogeschool Delft, Rapp. nr. 13780506, april 1982.
78. ROOS, H. en H. G. TUKKER, Bitumineuze bescherming van zinkers. Uit: Asphalt, 9e jaargang, nr. 4, december 1982.
79. BARENDS, F. B. J., Advanced methods in groundwater flow computation. LGM-Mededelingen, deel XIX, 1978, Laboratorium voor Grondmechanica, Delft.
80. VRIES, J. T. DE, Beschouwing van een aantal berekeningsmethoden voor het dimensioneren van gesloten dijkbekledingen op wateroverdruk. Notitie S-83.003, Centrum voor Onderzoek Waterkeringen, Rijkswaterstaat, Den Haag, maart 1983.
81. BURG, J. A., A. F. DE GRAAUW en M. B. DE GROOT, Bed protection adjacent to the barrier. Hydraulic Aspects of Coastal Structures, Part 2, Delft University Press, 1980.
82. MONTAUBAN, C. C., Milieu-aspecten van waterbouwasfalt. Notitie: M.A.W.-N-82085, Wegbouwkundige Dienst, Rijkswaterstaat, Delft, augustus 1982.
83. Deltacommissie, Rapport Deltacommissie - deel I: Eindverslag en Interimadviezen, Staatsuitgeverij, 1960.
84. Commissie Rivierdijken, Rapport Commissie Rivierdijken. Druk: Hoofddirectie Rijkswaterstaat, Afdeling Reprografie, maart 1977.
85. BLANKWAARDT, B., J. C. v. D. BURG e.a., Electrisch Netwerkanalogon voor Grondwaterproblemen. ELNAG-rapport, Deltadienst, Rijkswaterstaat, november 1979.
86. U.S. Army Coastal Engineering Research Center, Shore Protection Manual. U.S. Government Printing Office, Washington D.C., 1975.
87. NIJBOER, M., Literature and model study of the stability of rubble mound breakwaters. Student Thesis, Coastal Engineering Group, Department of Civil Engineering, Delft University of Technology, 1972.
88. Verzwaring van asfaltmastiek bodembescherming met behulp van stortsteen. Rapport: Bit. 780912, Bitumarin, Zaltbommel.
89. GRUIS, H. J. A. J., Inventarisatie scheurvorming in asfaltdijkbekledingen. Notitie: M.A.W.-N-82086, Wegbouwkundige Dienst, Rijkswaterstaat, Delft, 29 juli 1982.
90. MAZIK, A. VAN, Voorbereiding discussiedagen teenconstructies in de kustwaterbouwkunde, uitgevoerd in bitumineuze produkten. Notitie: ONW-M-80031, Deltadienst, Rijkswaterstaat. 4 februari 1980.
91. NABIT, Gezond werken met bitumen. Nederlands Adviesbureau voor Bitumentoeepassingen, brochure, Gouda, april 1983.
92. DORRESTEIN, R., Wind and wave data of Netherlands Lightvessels since 1949. Mededelingen

en verhandelingen no. 90, Koninklijk Nederlands Meteorologisch Instituut.

93. STIVE, R., Golfklappen op een taludbekleding. Waterloopkundig Laboratorium Delft, 19 juli 1983.
94. Shell Pavement Design Manual - Asphalt pavements and overlays for road traffic. Shell International Petroleum Co. Ltd., London, 1978.

FOTOBIIJLAGE



1
Aantasting van een asfaltbetonbekleding
door algengroei

2
Aantasting van een asfaltbetonbekleding
door plantengroei



3 Verdichting van het zandbed met een trilrol



4 Vervorming van een asfaltbetonbekleding door een onregelmatige zetting van het dijklichaam



5 De oorzaak van de zetting



6
Detail van de schade ter plaatse van de zetting

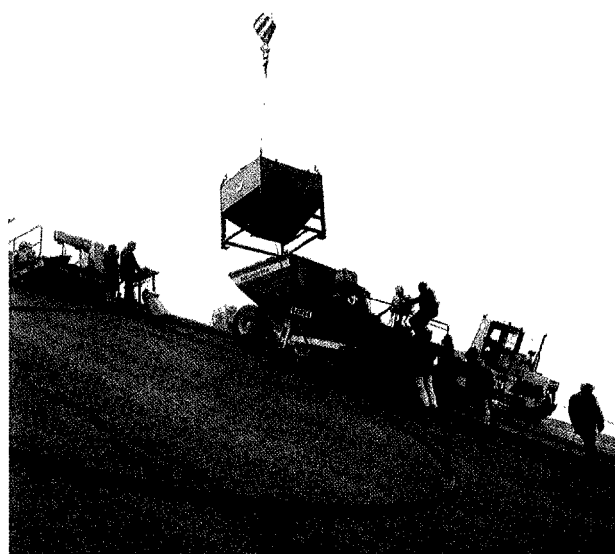


7 Een door een mastiekslab gevolgde ontgraving



8 Aanbrengen van een asfaltbetonbekleding:
de draadkraan deponeert het asfalt op het talud;
de hydraulische kraan verspreidt het verder

9
Aanbrengen van een asfaltbetonbekleding
met een voor het talud
aangepaste spreidmachine





10
Verdichten
van een asfaltbetonbekleding
met de tandemtrilwals



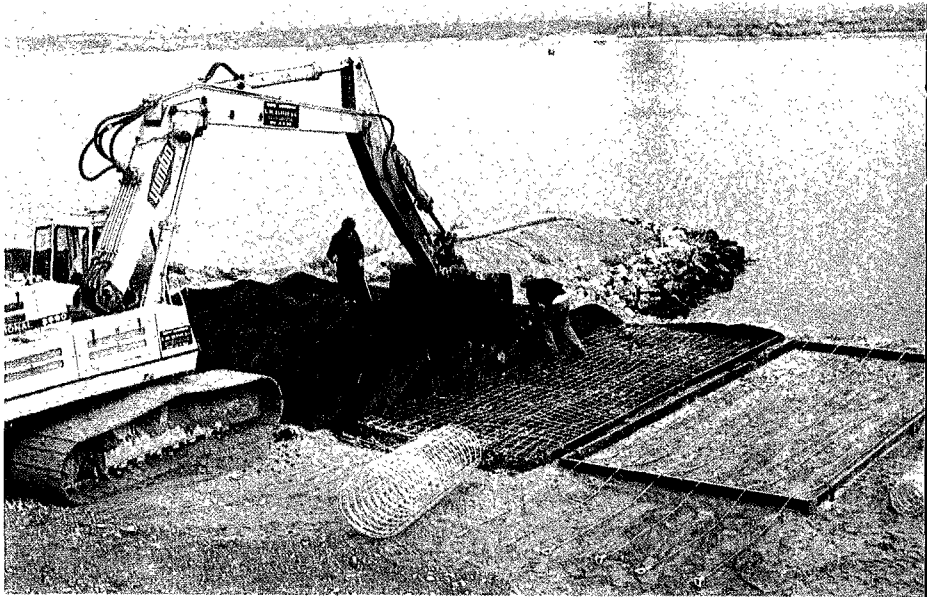
11
Penetrenen
van een breuksteenlaag
rechtstreeks uit het middel
van vervoer



12
Penetrenen van een breuksteenlaag
met een kubel



13
Aanbrengen
van open steenasfalt
op een filterdoek
met een hydraulische kraan



14
Vervaardigen van
een open steenasfaltmat.
Duidelijk zijn
de verschillende fasen
van het proces te zien



15
Aanbrengen
van een open steenasfaltmat

Door een niet goed
aansluitende dagtas
is ondergrondmateriaal
uitgespoeld
en is de bekleding
gaan vervormen

18



Aanbrengen
van een geprepareerd
membran (Hypofors)

17



Aanleg
van een kade
van gebituineerd
zand

16



19
Reparatie van een
ernstig aangetast oppervlak
van een asfaltbetonbekleding
de schadeplek is uitgefreesd



20
Reparatie
van een ernstig
aangetast oppervlak
van een
asfaltbetonbekleding:
het uitgefreesde deel
wordt opgevuld
met asfaltbeton

21
Reparatie van een
ernstig aangetast oppervlak
van een asfaltbetonbekleding:
het opgevulde deel
wordt met een tandemtrilwals
verdicht



APPENDICES

APPENDIX I

DIMENSIONERING VAN EEN PLAATVORMIGE ASFALTBEKLEDING OP GOLFKLAPPEN

I.1 Dimensionering van een plaatvormige bekleding op een lijnbelasting

I.1.1 Model voor een plaatvormige bekleding met een enkelvoudige lijnbelasting

Een brekende golf zal een kortdurende stootbelasting uitoefenen op een plaatvormige asfaltbekleding.

In de hieronder volgende berekeningen wordt de golfklap - omdat de lengte zeer groot is ten opzichte van de breedte - geschematiseerd als een lijnbelasting die blokvormig in de tijd is (fig. 1). De ondergrond wordt voorgesteld door een smoorpot-veer model (fig. 2). De massa van de ondergrond wordt bij de massa van de plaat gevoegd.

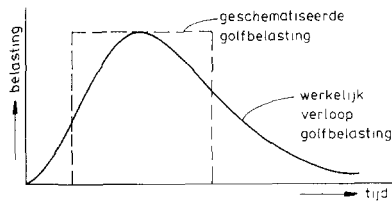


Fig. 1. Schematisering van een golfklap in de tijd.

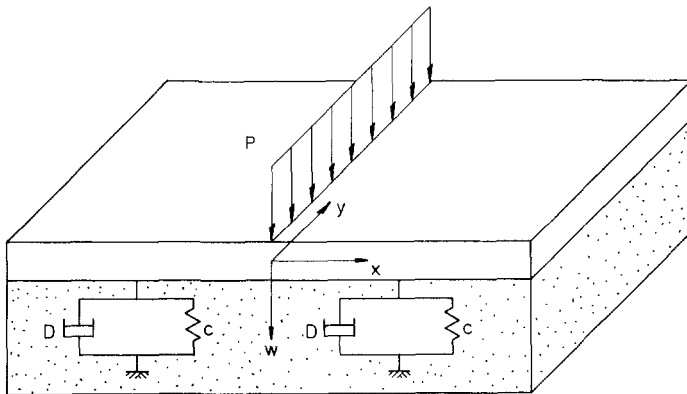


Fig. 2. Schematisering van het systeem.

De doorbuiging van de plaat ten gevolge van een op $t = 0$ aangrijpende lijnbelasting P (N/m^1) kan beschreven worden met de differentiaalvergelijking:

$$K \frac{\partial^4 w}{\partial x^4} + M \frac{\partial^2 w}{\partial t^2} + D \frac{\partial w}{\partial t} + cw = 0$$

waarin:

$K = \frac{E \cdot h^3}{12(1 - \nu^2)}$ is de buigstijfheid van de plaat

E = stijfheidsmodulus van het asfalt (N/m^2)

h = dikte van de plaat (m)

ν = constante van Poisson van het asfalt

M = massa van de plaat + een meewerkende grondmassa (kg/m^2)

D = demping van de ondergrond (Ns/m^3)

c = veerconstante van de ondergrond (N/m^3)

w = doorbuiging van de plaat (m)

t = tijd (s)

x = horizontale as (m)

De berekening heeft betrekking op een in y -richting oneindig lang veronderstelde plaat; dat wil zeggen alle afgeleiden naar y zijn nul.

Met behulp van de Laplace transformatie [40].

$$\bar{w} = \int_0^{\infty} w e^{-st} dt$$

volgt:

$$K \frac{\partial^4 \bar{w}}{\partial x^4} + Ms^2 \bar{w} + Ds \bar{w} + c \bar{w} = 0$$

De oplossing hiervan is:

$$\bar{w} = \frac{P}{8K\lambda^3 s} e^{-\lambda x} (\cos \lambda x + \sin \lambda x)$$

met:
$$\lambda = \beta \sqrt[4]{\left(\frac{s}{\gamma}\right)^2 + \frac{s}{\delta} + 1}$$

$$\beta = \sqrt[4]{\frac{c}{4K}}$$

$$\gamma = \sqrt{\frac{c}{M}}$$

$$\delta = \frac{c}{D}$$

Door de Laplace-inverse hiervan te bepalen wordt de vergelijking voor de zakkingslijn w verkregen.

De termen $\partial w / \partial t$ en $\partial^2 w / \partial t^2$ uit de algemene differentiaalvergelijking worden na ver-

loop van tijd nul, en het systeem dempt uit. Met andere woorden de zakkingslijn nadert naar een eindwaarde w_∞ .

Hoe het systeem de eindwaarde zal bereiken is afhankelijk van de grootte van de demping. De demping wordt gewoonlijk uitgedrukt in verhouding met de zogenaamde kritische demping [56]:

$$D = aD_{kr}$$

De kritische demping:

$$D_{kr} = 2\sqrt{Mc}$$

Er kunnen nu drie basisgevallen onderscheiden worden, namelijk:

$D > D_{kr}$ superkritisch gedempt systeem

$D = D_{kr}$ kritisch gedempt systeem

$D < D_{kr}$ subkritisch gedempt systeem

Figuur 3 geeft schematisch weer hoe het systeem verloopt bij bovengenoemde drie gevallen onder een plotseling aangrijpende lijnbelasting.

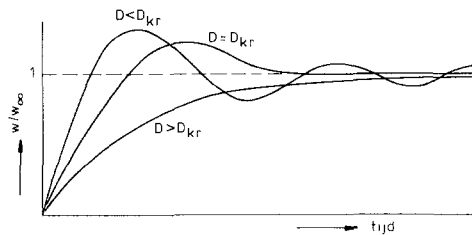


Fig. 3. Zakkingsverloop van een smoorpot-veer systeem onder een plotseling aangrijpende belasting.

Vervolgens wordt de inverse van de Laplace transformatie bepaald voor het geval dat er geen demping is ($D = 0$).

Voor $D = 0$ is $\delta = 0$ en dus:

$$\lambda = \beta \sqrt{\left(\frac{s}{\gamma}\right)^2 + 1}$$

Indien $t \rightarrow \infty$:

$$w_{x,\infty} = \lim_{s \rightarrow 0} s\bar{w} = \frac{P}{8K} \lim_{s \rightarrow 0} \frac{e^{-\lambda x} (\cos \lambda x + \sin \lambda x)}{\lambda^3} = \frac{P}{8K\beta^3} e^{-\beta x} (\cos \beta x + \sin \beta x)$$

voor $x = 0$:

$$w_{0,\infty} = \frac{P}{8K\beta^3}$$

voor $x = 0$ is nu:

$$\bar{w} = w_{\infty} \frac{1}{s \left[\left(\frac{s}{\gamma} \right)^2 + 1 \right]^{3/4}}$$

$$w = w_{\infty} L^{-1} \left[\frac{1}{\left[\left(\frac{s}{\gamma} \right)^2 + 1 \right]^{3/4}} \right]$$

na enige bewerkingen volgt hieruit (met $\tau = \gamma \cdot t$):

$$w = w_{\infty} \frac{\sqrt{\pi}}{2^{1/4} \Gamma(\frac{3}{4})} \frac{1}{2^{1/4} \Gamma(\frac{3}{4})} \left[\frac{\tau^{3/2}}{3/2} - \frac{\tau^{7/2}}{7/2 \cdot 1 \cdot 5} + \frac{\tau^{11/2}}{11/2 \cdot 1 \cdot 2 \cdot 9 \cdot 5} - \frac{\tau^{15/2}}{15/2 \cdot 1 \cdot 2 \cdot 3 \cdot 13 \cdot 9 \cdot 5} + \dots \right]$$

In figuur 4 is w/w_{∞} uitgezet tegen γt .

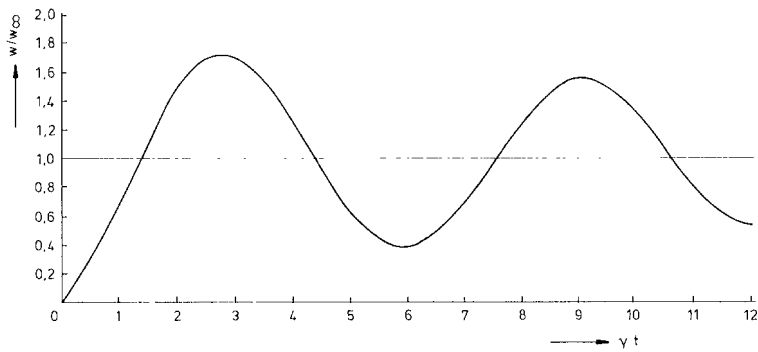


Fig. 4. w/w_{∞} uitgezet tegen γt .

Voor de berekening van de laagdikte van de bekleding is het nodig dat de optredende buigspanningen bekend zijn.

Als dimensioneringscriterium wordt dan aangehouden dat de bezwijkspanning van het asfalt niet mag worden overschreden.

N.B.: Een tweede criterium kan zijn dat de vervorming van het zandbed, in verband met de stabiliteit, een bepaalde waarde niet mag overschrijden.

Voor de bepaling van de buigspanningen is het nodig dat de optredende momenten m bekend zijn.

$$m = -K \frac{\partial^2 w}{\partial x^2}$$

$$\bar{w} = \frac{P}{8K\lambda^3 s} e^{-\lambda x} (\sin \lambda x - \cos \lambda x)$$

$$\frac{\partial^2 \bar{w}}{\partial x^2} = -\frac{P}{4K\lambda s} e^{-\lambda x} (\sin \lambda x - \cos \lambda x)$$

$$\bar{m} = \frac{P}{4s\lambda} e^{-\lambda x} (\sin \lambda x - \cos \lambda x)$$

Wederom wordt het geval van geen demping ($D=0$) beschouwd.

Indien $t \rightarrow \infty$:

$$m_{x,\infty} = \lim_{s \rightarrow 0} s\bar{m} = \frac{P}{4} \lim_{s \rightarrow 0} \frac{e^{-\lambda x} (\sin \lambda x - \cos \lambda x)}{\lambda} = \frac{P}{4} \frac{e^{-\beta x} (\sin \beta x - \cos \beta x)}{\beta}$$

het moment is maximaal op $x=0$:

$$m_{0,\infty} = \frac{P}{4\beta}$$

Op $x=0$

$$\bar{m} = m_\infty \cdot \frac{1}{s \left[\left(\frac{s}{\gamma} \right)^2 + 1 \right]^{1/4}}$$

$$m = L^{-1} \left[m_\infty \frac{1}{s \left[\left(\frac{s}{\gamma} \right)^2 + 1 \right]^{1/4}} \right]$$

Na enige bewerkingen wordt verkregen:

$$m = m_\infty \frac{2^{1/4} \sqrt{\pi} 2^{1/4}}{\Gamma(\frac{1}{4}) \Gamma(\frac{3}{4})} \left[2\tau^{1/2} - \frac{\tau^{5/2}}{5/2 \cdot 1 \cdot 3} + \frac{\tau^{9/2}}{9/2 \cdot 1 \cdot 2 \cdot 7 \cdot 3} - \frac{\tau^{13/2}}{13/2 \cdot 1 \cdot 2 \cdot 3 \cdot 11 \cdot 7 \cdot 3} + \dots \right]$$

met $\tau = \gamma t$.

In figuur 5 is m/m_∞ uitgezet tegen γt .

Zoals te zien is bedraagt het maximale moment ongeveer $1,22m_\infty$.

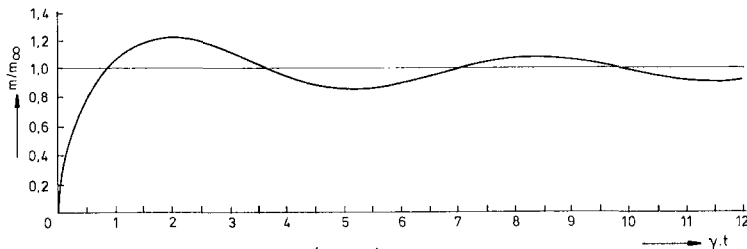


Fig. 5. m/m_∞ uitgezet tegen γt .

In onderstaande bewerkingen wordt uitgegaan van een moment met grootte m_{∞} . De factor 1,22 wordt om de volgende redenen gelijk aan 1 gesteld:

- De demping van de ondergrond, die deze factor verder zal reduceren, is in de afleiding niet meegenomen.
- In de verdere afleiding is te zien dat de factor 1,22 nauwelijks van invloed is op de te berekenen laagdikte.
- In analoge situaties in de wegebouw is gevonden dat de statisch lineair elastische oplossing (ofwel $m = m_{\infty}$) voldoet.

Dus:

$$m = \frac{P}{4\beta} = \frac{P}{4 \sqrt[4]{\frac{c}{4K}}}$$

met:

$$\sigma = m/W$$

waarin:

σ = de optredende buigspanning (N/m^2)

W = het weerstandsmoment = $1/6h^2$

h = de laagdikte (m)

volgt voor de laagdikte:

$$h^2 = \frac{6m}{\sigma_b}$$

waarin:

σ_b = de bezwijkspanning van het asfalt (N/m^2)

ofwel:

$$h = \sqrt[5]{\frac{P^4}{\sigma_b^4} A} \quad \text{met} \quad A = \frac{27S}{16(1-\nu^2)c}$$

hierin is E vervangen door S , die de stijfheidsmodulus van asfalt voorstelt.

Hiermee is een formule verkregen voor de dimensionering van een asfaltbekleding op een lijnlast - bijvoorbeeld een golfklap - van enkelvoudige grootte P . Het aantal malen dat de golfklap voorkomt kan verdisconteerd worden in σ_b die afhankelijk is van de belastingsfrequentie.

In werkelijkheid is de golfbelasting geen lijnbelasting maar een verdeelde belasting. Een reductie op de berekende laagdikte met een factor 0,75, bij gebruik van de formule voor Nederlandse omstandigheden, lijkt voorlopig aanvaardbaar.

Dus voor een golfklap:

$$h = 0,75 \sqrt[5]{\frac{P^4}{\sigma_b^4} A}$$

I.1.2 Berekening van de laagdikte onder invloed van meer dan één golfklap

De in Appendix I.1.1 afgeleide formule is alleen geschikt voor de berekening van de laagdikte onder een belasting van één bepaalde grootte. In werkelijkheid zal een dijk-bekleding echter worden aangevallen door een groot aantal verschillende golfbelastingen die elk een aantal malen kunnen voorkomen.

Indien een plaat een zekere dikte h bezit dan bedraagt de optredende maximale spanning in de plaat ten gevolge van een golfklap met een bepaalde grootte P :

$$\sigma = P \left(\frac{A}{h^5} \right)^{1/4}$$

(De reductiefactor 0,75 wordt voorlopig buiten beschouwing gelaten).

Aangenomen wordt nu dat alle golfklappen dezelfde duur hebben en dat de temperatuur constant is.

Voor een bepaald mengseltype is dan de factor:

$$\left(\frac{A}{h^5} \right)^{1/4} = \text{constant}$$

ofwel $\sigma = Pc$ waarin c een constante voorstelt.

Asfalt is een vermoeiingsgevoelig materiaal.

Een spanning σ kan een aantal malen N door de bekleding worden opgenomen voordat bezwijken door vermoeiing optreedt.

Als algemene vermoeiingsformule wordt vaak genomen:

$$N = k \sigma^{-a}$$

waarin:

k en a constanten zijn voor een bepaald mengseltype met een bepaalde stijfheidsmodulus

N is het aantal belastingen met grootte σ dat de bekleding kan hebben

In het nu volgende wordt aangenomen dat de regel van Miner geldt. Deze stelt, dat elke belastingswisseling met een zekere waarde aan het materiaal, waarvoor de levensduur bij voortgezette herhaling N is, een schade toebrengt ter grootte van n/N bij n belastingsherhalingen.

Breuk of vermoeiheid treedt dan op als de som van al die schades de waarde 1 bereikt. Bij combinatie van telkens n_i belastingswisselingen met een amplitude σ_i wordt de breukgrens bereikt wanneer voldaan is aan de voorwaarde:

$$\sum_{i=1}^j \frac{n_i}{N_i} = 1 \quad \text{ofwel:} \quad \frac{n_1}{N_1} + \frac{n_2}{N_2} + \frac{n_3}{N_3} + \dots + \frac{n_j}{N_j} = 1$$

Door in deze formule $N = k\sigma^{-a}$ te substituëren wordt verkregen:

$$\frac{n_1}{k\sigma_1^{-a}} + \frac{n_2}{k\sigma_2^{-a}} + \dots + \frac{n_j}{k\sigma_j^{-a}} = 1$$

ofwel:

$$n_1\sigma_1^a + n_2\sigma_2^a + \dots + n_j\sigma_j^a = k$$

met $\sigma_i = cP_i$ volgt:

$$n_1(P_1c)^a + n_2(P_2c)^a + \dots + n_j(P_jc)^a = k$$

$$c = \left(\frac{A}{h^5} \right)^{1/4}$$

dus

$$n_1P_1^a + n_2P_2^a + \dots + n_jP_j^a = \frac{kh^{\frac{5a}{4}}}{A^{a/4}}$$

ofwel:

$$h = \sqrt[5]{\frac{[n_1P_1^a + n_2P_2^a + \dots + n_jP_j^a]^{4/a}}{k^{4/a}}} A$$

$$h = \sqrt[5]{\left[\frac{\sum_{i=1}^j n_i P_i^a}{k} \right]^{4/a}} A$$

Hiermee is een formule verkregen voor de berekening van de laagdikte van een asfalt-bekleding onder een variabel aantal golfklappen met verschillende grootte en aantallen van voorkomen.

De factor a is ongeveer 3 voor mengsels met een lage PI en 7 voor mengsels met een hoge PI. Voor normale, iets vette mengsels, bedraagt a gewoonlijk 5.

I.2 Toepassing van de golfklapformule voor situaties met variërende golven en waterstanden

I.2.1 Algemeen

In de in Appendix I.1.2 afgeleide formule stelt P_i een golfklap voor die n_i maal voorkomt

tijdens de levensduur van de bekleding. Om deze grootheden te kunnen bepalen dient het golfbeeld voor de dijk bekend te zijn.

Tevens is het zinvol de plaats te weten waar de golfklappen het talud treffen, zodat niet het gehele golfgebied in rekening hoeft te worden gebracht. Verder moet er rekening mee worden gehouden dat niet alle golven een klap veroorzaken.

Het golfbeeld voor een dijk kan in een aantal klassen naar golfhoogte en waterstand onderverdeeld worden. Per klasse wordt het aantal golven weergegeven. Door het talud onder te verdelen in een aantal stroken kan een onderverdeling gemaakt worden naar de plaats waar de golfklappen op het talud neerkomen. De klappen die binnen een bepaalde strook vallen, worden meegenomen in de dimensionering.

Een en ander wordt verduidelijkt in onderstaand schema (fig. 6):

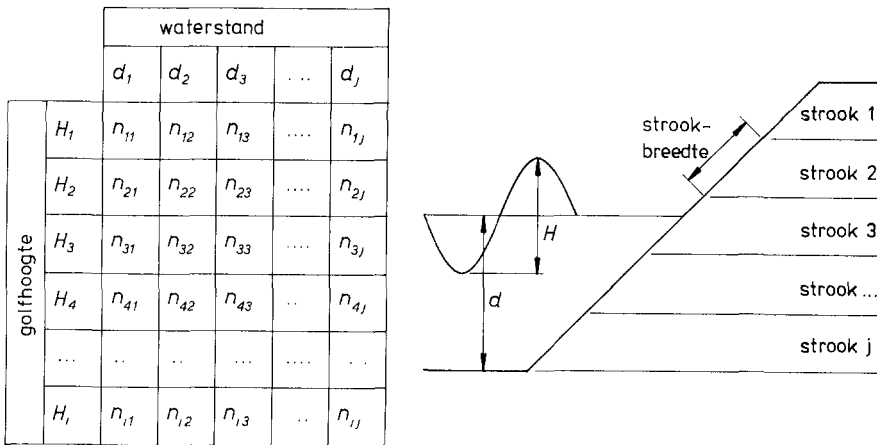


Fig. 6. Onderverdeling van het golfbeeld voor een dijk in een aantal klassen, waarin vermeld het aantal golven naar golfhoogte en waterstand en van het talud in een aantal stroken.

Uit het schema volgen de golfhoogten voor de dijk (H), de bijbehorende waterstand (d) en de frequentie van voorkomen (n).

Met de formules van 20.2.1 worden vervolgens de grootte van de golfklap (P), de plaats van neerkomen en de strook waarbinnen de klap valt bepaald. Dit wordt schematisch weergegeven in tabel 1.

Tabel 1. Onderverdeling van grootte en aantallen van de golfklappen op verschillende stroken van het talud.

strook 1		strook 2		strook 3		strook n		niet op de bekleding	
P	n	P	n	P	n	P	n	P	n
ΣnP^a		ΣnP^a		ΣnP^a		ΣnP^a			

Met deze gegevens kan vervolgens de laagdikte bepaald worden voor een bepaalde strook, door de betreffende waarde van ΣnP^a in de golfklapformule in te vullen.

1.2.2 *Praktische methode voor de dimensionering van de bekleding op ontwerpomstandigheden*

Gebruikelijk is het een dijk te dimensioneren op ontwerpomstandigheden. Zo wordt de kruinhoogte mede bepaald aan de hand van de zogenaamde ontwerpwaterstand. Dit is een waterstand met een zeer kleine kans van overschrijding. Het ligt voor de hand de bekleding eveneens te dimensioneren op een ontwerpomstandigheid. In het nu volgende wordt een procedure ontwikkeld op welke wijze de dimensionering plaats kan vinden. Hiervoor was het nodig diverse schematiseringen en aannamen in te voeren. Als ontwerpomstandigheid kan gekozen worden voor een 'superstorm'. De dijkbekleding moet die superstorm kunnen weerstaan. Asphalt is vermoeiingsgevoelig: de golfklappen en -klapjes die de bekleding gedurende zijn leven ondervindt verzwakken het materiaal.

De exceptionele superstormomstandigheid moet nog kunnen worden opgenomen aan het einde van de verwachte levensduur van de bekleding door een in de loop van de tijd, door het voorafgaande golfbeeld, verzwakt materiaal.

Met de regel van Miner kan dit worden weergegeven als:

$$n_1(P_1c)^a + n_2(P_2c)^a + n_3(P_3c)^a + \dots + n_j(P_jc)^a + n_s(P_sc)^a = k$$

P_1 t/m P_j stellen de golfklappen voor met resp. n_1 t/m n_j als aantallen van voorkomen, die gedurende het leven van de bekleding, bij een bepaalde waterstand, erop hebben gewerkt. P_s stelt de golfklap voor die de superstorm bij een bepaalde waterstand representeert, en n_s het aantal malen dat deze klap voor moet komen.

Ofwel:

$$(P_sc)^a \left[n_1 \left(\frac{P_1}{P_s} \right)^a + n_2 \left(\frac{P_2}{P_s} \right)^a + \dots + n_j \left(\frac{P_j}{P_s} \right)^a + n_s \right] = k$$

met $c = \left(\frac{A}{h^5} \right)^{1/4}$ volgt:

$$h = \sqrt[5]{\frac{P_s n_s^{4/a}}{k^{4/a}} A \left[\Sigma \frac{n_i}{n_s} \left(\frac{P_i}{P_s} \right)^a + 1 \right]^{4/a}}$$

Dit wordt geschreven als:

$$h = f \sqrt[5]{\frac{P_s^4 n_s^{4/a}}{k^{4/a}} A}$$

De formule is nu onderverdeeld in:

- een factor f die als het ware de vermoeiing van het asfalt karakteriseert, veroorzaakt door de vóór de superstorm voorafgaande belastingen. Dit wordt in het nu volgende vermoeiingsfactor genoemd;
- de term $[P_s^4 n_s^{4/a} A / k^{4/a}]^{0,2}$ waarmee de dimensionering van de laagdikte onder ontwerpomstandigheden kan plaats vinden. Dit wordt in het nu volgende dimensioneringsgedeelte van de golfklapformule genoemd.

De procedure is als volgt: met de ontwerpgolfklap P_s met een maatgevend aantal belastingsherhalingen n_s wordt een bekledingsdikte berekend, die in geval van vermoeiing, veroorzaakt door een voorafgaande belasting, gecorrigeerd wordt met de factor f .

ad a. *Bepaling van het dimensioneringsgedeelte van de golfklapformule*

Het dimensioneringsgedeelte van de golfklapformule luidt:

$$h = \sqrt[5]{\frac{P_s^4 n_s^{4/a}}{k^{4/a}} A}$$

Dimensionering gebeurt op een ontwerpomstandigheid, in casu een superstorm. De superstorm wordt geacht gekarakteriseerd te zijn door een golfveld met een constante significante golfhoogte H_s . De golfklap P_s is nu direct af te leiden uit H_s . Tevens wordt aangenomen dat de golven in het betreffende golfveld gekarakteriseerd door H_s , een Rayleigh-verdeling hebben.

De kans dat een golf met hoogte H in het golfveld wordt overschreden is dan [73]:

$$P(H) = \exp \left\{ -2 \left(\frac{H}{H_s} \right)^2 \right\}$$

De kansdichtheidsfunctie hiervan is:

$$p(H) = \frac{4H}{H_s^2} \exp \left\{ -2 \left(\frac{H}{H_s} \right)^2 \right\}$$

De kans dat een golf met hoogte H in een interval met breedte ΔH voorkomt bedraagt:

$$P(H - \Delta H/2) - P(H + \Delta H/2) = p(H) \Delta H$$

Het betreffende golfveld wordt onderverdeeld in een aantal golven met hoogte H_i die allemaal een aantal malen n_i voorkomen. Wordt het golfveld gekarakteriseerd door een significante golf H_s dan moet deze H_s een aantal malen n_s voorkomen om dezelfde vermoeiingsbelasting te geven als alle golven in het golfveld.

Dit is zo indien:

$$\sum_{i=1}^j n_i P_i^a = n_s P_s^a \quad \text{ofwel} \quad n_s = \sum_{i=1}^j n_i \left(\frac{P_i}{P_s} \right)^a$$

De golfklap P bedraagt:

$$P = \rho_w g t H b$$

waarin:

ρ_w = dichtheid van het water (kg/m^3)

g = versnelling van de zwaartekracht (m/s^2)

t = een bepaalde waarde, afhankelijk van de taludhelling

H = golfhoogte (m)

b = breedte waarover de golfklap werkt ($b = H/q$) (m)

q = een bepaalde factor

dus:

$$P = \rho_w g \frac{t}{q} H^2$$

dan wordt:

$$n_s = \sum_{i=1}^j n_i \left(\frac{H_i^2}{H_s^2} \right)^a$$

Er wordt nu aangenomen dat, indien m het totale aantal golven voorstelt dat in het golfveld tijdens de duur van de storm voorkomt, het aantal malen dat een golf met hoogte H_i voorkomt $p(H_i) \cdot \Delta H \cdot m$ bedraagt.

Nu is:

$$n_s = \sum_{i=1}^j p(H_i) \Delta H m \left(\frac{H_i^2}{H_s^2} \right)^a$$

ofwel:

$$n_s = \sum_{i=1}^j \frac{4H_i}{H_s} \exp \left\{ -2(H/H_s)^2 \right\} \frac{\Delta H}{H_s} m \left(\frac{H_i^2}{H_s^2} \right)^a$$

Voor $a = 5$, een gebruikelijke waarde, wordt dit:

$$n_s = 3,75m$$

Het totale aantal golven in een golfveld of in dit geval de storm, kan bepaald worden met:

$$m = \frac{T}{\bar{T}}$$

Hierin is:

T = duur van het golfveld of in dit geval de storm

\bar{T} = gemiddelde periode van de golven in het golfveld. Dit kan onder meer bepaald worden met empirische relaties in de vorm $H_s = A\bar{T}^B$, waarin A en B constanten zijn

De waterstand tijdens een storm varieert (fig. 7). Om hiermee rekening te houden kan het talud in een aantal stroken verdeeld worden waarbij per strook het maatgevende aantal golven wordt bepaald. Omdat dit nogal tot omslachtige berekeningen voert en omdat er nog weinig bekend is over de variatie van golfhoogte en waterstand tijdens de storm is hiervan afgezien. Voor meer informatie kan onder meer verwezen worden naar [74].

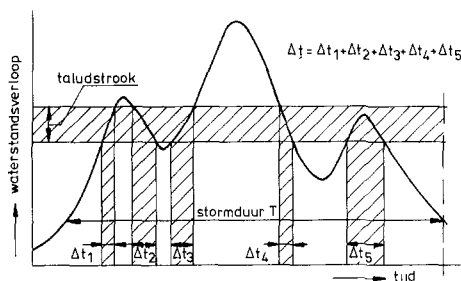


Fig. 7. Voorbeeld van waterstandsverloop tijdens een superstorm.

In het nu volgende zal een praktisch toepasbare vorm voor het dimensioneringsgedeelte van de golfklapformule ontwikkeld worden.

De eerder afgeleide factor $n_s = 3,75 T/\bar{T}$ wordt gecorrigeerd met een factor 0,1 om de volgende redenen:

- De waterstand tijdens de superstorm, waaraan een duur van 36 uur (3 getijcycli) toegekend is, is constant verondersteld.
- Slechts een klein percentage van de golven geeft een klap, en niet alle klappen komen op dezelfde plaats neer.

Voor nadere bepaling van n_s kan verder gebruik worden gemaakt van empirische relaties tussen de significante golfhoogte H_s en de golfperiode T :

voor de Noordzee: $\bar{T} = 3,94 H_s^{0,376}$

voor de monding van de Oosterschelde: $\bar{T} = 3,55 H_s^{0,45}$

$\bar{T} = 3,36 H_s^{0,48}$

Genomen wordt nu de relatie:

$$\bar{T} = 3,5 H_s^{0,5}$$

dan wordt:

$$n_s = 0,1 \cdot 3,75 \cdot \frac{36 \cdot 3600}{3,5 \cdot H_s^{0,5}} = \frac{13885,7}{H_s^{0,5}}$$

In tabel 2 is voor een aantal waarden van H_s de mate van voorkomen n_s vermeld.

Tabel 2. Waarden voor n_s bij verschillende H_s .

H_s (m)	n_s	H_s (m)	n_s
2	9819	8	4909
3	8017	9	4628
4	6943	10	4391
5	6210	12	4008
6	5669	14	3711
7	5248	16	3471

Het 'dimensioneringsgedeelte' van de golfklapformule luidt:

$$h = \sqrt[5]{\frac{P_s^4 n_s^{4/a}}{k^{4/a}} \frac{27S}{16(1-v^2)c}}$$

met $n = k\sigma_b^{-a}$ (zie Appendix I.1.2) kan dit geschreven worden als:

$$h = \sqrt[5]{\frac{P_s^4}{\sigma_b^4} \frac{27S}{16(1-v^2)c}}$$

Met deze laatste formule kan desgewenst de breuksterkte σ_b als invoerparameter gebruikt worden. In dat geval dient σ_b als functie van het aantal belastingsherhalingen bekend te zijn.

De grootte van de golfklap P_s kan afgeleid worden uit 20.2.1.

ad b. *Bepaling van de vermoeiingsfactor uit de golfklapformule*

De vermoeiingsfactor wordt voorgesteld door de parameter f .

Er wordt het volgende gesteld:

1. Bevindt de bekleding, of een gedeelte ervan, zich in een gebied dat onder normale omstandigheden niet of slechts zelden wordt belast (maar waarop wel de superstorm omstandigheid van toepassing is), dan wordt voor de factor $f=1$ genomen. Dit is bijvoorbeeld het gebied boven de (spring)tijzone van een dijk.
2. Bevindt de bekleding, of een gedeelte ervan, zich in een gebied dat onder normale omstandigheden wel aan golfbelastingen is blootgesteld, dan speelt vermoeiing een rol en wordt voor de factor f een waarde genomen die ongelijk is aan 1. Dit geldt bijvoorbeeld voor het gebied in de springtijzone van een dijk.

Wordt dit 'vermoeiingsgebied' onder extreme omstandigheden óók door de ontwerpbelasting aangevallen - dit is bijvoorbeeld mogelijk bij een dijk met een diep voorland - dan is de vermoeiingsfactor:

$$f = \left[\sum \frac{n_i}{n_s} \left(\frac{P_i}{P_s} \right)^5 + 1 \right]^{4/25}$$

Wordt het 'vermoeiingsgebied' onder extreme omstandigheden niet door de ontwerpbelasting aangevallen - bijvoorbeeld bij een dijk met een relatief hoog voorland

zal de ontwerpstormvloed in het bovenste deel optreden en in mindere mate of niet in het normale tijgebied - dan is:

$$f = \left[\sum \frac{n_i}{n_s} \left(\frac{P_i}{P_s} \right)^5 \right]^{4/25}$$

Met andere woorden: in het eerste geval kan de ontwerp-significante golf wel op het betreffende deel van de bekleding slaan; in het tweede geval niet.

In het onderstaande zal getracht worden de somterm uit de factor f te ontwikkelen voor de gebieden bedoeld onder 2. Dit wordt gedaan voor zeedijken maar in principe kan de methode ook gevolgd worden voor andere omstandigheden.

$$F = \sum \frac{n_i}{n_s} \left(\frac{P_i}{P_s} \right)^5 \quad \text{voor } a = 5$$

Onder b is reeds afgeleid:

$$n_s = 3,75 \frac{T}{\bar{T}}$$

waarin:

T = duur van de storm (s)

\bar{T} = gemiddelde periode van de golven in de ontwerpstorm (s)

Nu wordt meestal het normale golfbeeld voor een dijk eveneens gegeven in significante golfhoogten die elk een bepaald golfveld karakteriseren.

Indien weer uitgegaan wordt van een Rayleigh-verdeling van de golven in het golfveld is:

$$n_i^* = 3,75 \frac{T_i^*}{\bar{T}_i^*} \quad (\text{zie I.5.1})$$

hierin is:

n_i^* = aantal malen dat een significante golfhoogte H_i moet optreden in het golfveld

T_i^* = duur van het golfveld (s)

\bar{T}_i^* = gemiddelde periode van de golven in het golfveld (s)

Tevens moet bepaald worden hoe vaak het golfveld voorkomt tijdens het leven van de bekleding, n_i^{**} .

$$n_i^{**} = p(H_i) \Delta H_i \frac{1 \cdot 365 \cdot 24 \cdot 3600}{T_i^*}$$

hierin is:

$$p(H_i) \Delta H_i = \text{kans dat een golf met significante golfhoogte } H_i \text{ (in een interval } \Delta H_i) \text{ voorkomt}$$

$$l = \text{levensduur van de dijk (jaar)}$$

Nu is:

$$n_i = n_i^* \cdot n_i^{**}$$

Hiermee wordt:

$$\frac{n_i}{n_s} = \frac{3,75 \frac{T_i^*}{\bar{T}_i^*} p(H_i) \Delta H_i l \cdot 365 \cdot 24 \cdot 3600}{3,75 \frac{T}{\bar{T}}}$$

met:

$$T = 36 \cdot 3600$$

wordt dit:

$$\frac{n_i}{n_s} = \frac{730 p(H_i) \Delta H_i l \bar{T}}{3 \bar{T}_i^*}$$

Er wordt vervolgens weer uitgegaan van een relatie tussen de significante golfhoogte en de gemiddelde periode in de vorm van

$$\bar{T} = A H_{\text{sig}}^B$$

Door dit in bovenstaande vergelijking te substitueren wordt:

$$\frac{n_i}{n_s} = \frac{730 p(H_i) \Delta H_i l H_s^B}{3 H_i^B}$$

De grootte van een golfklap is:

$$P = \rho_w g \frac{t}{b} H^2 \quad (\text{zie Appendix I.2.2b})$$

Dan wordt:

$$\sum_{i=1}^j \frac{n_i}{n_s} \left(\frac{P_i}{P_s} \right)^5 = \sum_{i=1}^j 243,3 p(H_i) \Delta H_i l \frac{H_i^{10-B}}{H_s^{10-B}}$$

met $B = 0,5$ wordt dit:

$$\sum_{i=1}^j \frac{n_i}{n_s} \left(\frac{P_i}{P_s} \right)^5 = \sum_{i=1}^j 243,3 p(H_i) \Delta H_i l \left(\frac{H_i}{H_s} \right)^{9,5}$$

Bij de ontwerpomstandigheid is gewoonlijk, en zeker bij zeedijken, de waterstand hoger dan onder normale omstandigheden. Dit betekent dat, aangezien de golfhoogte be-

grensd wordt door de waterdiepte, de maximale significante golf H_i , voorkomende bij normale omstandigheden, niet groter is dan de ontwerp golfhoogte H_s .

Voor de bepaling van de factor F zijn de golfgegevens nodig ter plaatse waar de bekleding wordt toegepast, bijvoorbeeld nabij de teen van de dijk. Veelal ontbreken deze waarden.

Om toch een indruk te krijgen wordt de berekening uitgevoerd met behulp van golfgegevens welke afkomstig zijn van enkele lichtscheepen op verschillende plaatsen langs de Nederlandse kust (zie tabel 3). (N.B.: Er is alleen gebruik gemaakt van die golfsectoren die ter plaatse ook de kust bestrijken).

Tabel 3. Kansen van voorkomen van golfhoogten $p(H_i)\Delta H_i$ op enkele plaatsen voor de Nederlandse kust [92].

H_i	lichtschip		
	Terschellingerbank	Texel	Goeree
0	0,034	0,043	0,061
0,5	0,167	0,229	0,175
1	0,164	0,220	0,225
1,5	0,104	0,165	0,180
2	0,06	0,0879	0,1116
2,5	0,029	0,0379	0,0491
3	0,011	0,0135	0,0236
3,5	0,004	0,0049	0,0079
4	0,0019	0,002	0,003
4,5	0,0007	0,0006	0,0011
5	0,0004	0,0008	0,0004
5,5	0,0005	0,0004	0,0003
6	0,0003	0,0003	0,0002
6,5	0,001	0,0003	0,0005

Verdere berekening wordt nu uitgevoerd onder de volgende aannamen:

- Bovenstaande golven worden, hoewel zij gemeten zijn op enige afstand van de kust, verondersteld te werken ter plaatse van de dijk zelf. Er wordt wel een restrictie opgelegd aan de, door de waterdiepte bij de dijk beperkte, maximale golfhoogte. Hogere golven uit de tabel worden verondersteld reeds gebroken te zijn en de maximale golfhoogte te hebben aangenomen.
- Omdat niet exact aan te geven is waar de golfklappen op het talud terecht komen wordt aangenomen dat de waterstand niet varieert. Om deze ongunstige aanname te compenseren én omdat niet iedere golf ook een klap geeft wordt het aantal golven gereduceerd met een factor 0,1.
- De golfhoogte van klasse 0 uit tabel 3 wordt 0,1 m gesteld.

De berekening is gedaan voor een ontwerp golf van $H_s = 2, 4, 6$ en 8 m en voor een maximale significante golfhoogte (t.g.v. de beperkende werking van de waterdiepte) onder normale omstandigheden $H_{i\max}$ van $0,5H_s$, $0,75H_s$ en H_s .

$$\sum_{i=1}^j \frac{n_i}{n_s} \left(\frac{P_i}{P_s} \right)^5 = 243,3 \text{ l} \frac{1}{H_s^{9,5}} \sum_{i=1}^j p(H_i) \Delta H_i H_i^{9,5}$$

Een voorbeeld van de berekening voor $H_s = 4$ m, locatie Terschellingerbank, wordt in tabel 4 gegeven.

Tabel 4. Voorbeeld van de bepaling van $\Sigma p(H_i) \Delta H_i H_i^{9,5}$ voor $H_s = 4$ m, ter plaatse van het lichtschip Terschellingerbank.

$H_s = 4$ m, lichtschip Terschellingerbank								
$H_{i \max} = H_s$			$H_{i \max} = 0,75H_s$			$H_{i \max} = 0,5H_s$		
H_i	$p(H_i) \Delta H_i$	$p(H_i) \Delta H_i H_i^{9,5}$	H_i	$p(H_i) \Delta H_i$	$p(H_i) \Delta H_i H_i^{9,5}$	H_i	$p(H_i) \Delta H_i$	$p(H_i) \Delta H_i H_i^{9,5}$
0	0,034	-	0	0,034	-	0	0,034	-
0,5	0,167	-	0,5	0,167	-	0,5	0,167	-
1	0,164	0,164	1	0,164	0,164	1	0,164	0,164
1,5	0,104	4,9	1,5	0,104	4,9	1,5	0,104	4,9
2	0,06	43,4	2	0,06	43,4	≥ 2	0,108	78,2
2,5	0,029	175	2,5	0,029	175			
3	0,001	375	≥ 3	0,019	648			
3,5	0,004	590						
≥ 4	0,004	2097						
totaal		3286	totaal		871	totaal		83

In tabel 5 wordt een overzicht gegeven van de berekende waarden.

Tabel 5. Berekende waarden van $\Sigma n_i/n_s (P_i/P_s)^5$ voor enkele H_s en $H_{i \max}/H_s$ bij enkele plaatsen voor de Nederlandse kust $l =$ levensduur in jaren.

H_s [m]	$\Sigma \frac{n_i}{n_s} \left(\frac{P_i}{P_s} \right)^5$		
	$H_{i \max} = H_s$	$H_{i \max} = 0,75H_s$	$H_{i \max} = 0,5H_s$
H_s [m]	Terschellingerbank		
2	28,2 l	3,4 l	0,13 l
4	1,72 l	0,42 l	0,039 l
6	0,42 l	0,067 l	0,007 l
8	0,045 l	0,017 l	0,002 l
H_s [m]	Texel		
2	39 l	5,0 l	0,18 l
4	1,76 l	0,50 l	0,05 l
6	0,026 l	0,063 l	0,011 l
8	0,022 l	0,017 l	0,002 l
H_s [m]	Goeree		
2	51 l	6,0 l	0,20 l
4	2,43 l	0,76 l	0,07 l
6	0,28 l	0,08 l	0,016 l
8	0,10 l	0,018 l	0,003 l

Hiermee kan de vermoeiingsfactor f bepaald worden voor enkele plaatsen langs de Nederlandse kust bij een geschatte levensduur voor de dijk l in jaren.

I.3 Dimensionering op golfklappen van een 'vol en zat' gepenetreerde breuksteenlaag

Een 'vol en zat' gepenetreerde breuksteenbekleding is een laag breuksteen waarvan de holle ruimte gevuld is met mastiek.

De steen is volledig omhuld met mastiek, waarbij geen rekening wordt gehouden met aanhechting van steen en mastiek. De gepenetreerde breuksteenlaag wordt als een plaat beschouwd. Indien de plaat doorbuigt dan worden de drukspanningen opgenomen door zowel de breuksteen als de mastiek; de trekspanningen alleen door de mastiek. (Er wordt vanuit gegaan dat schuifspanningen in de trekzone tussen mastiek en breuksteen overgedragen worden).

De verschillende materialen worden verondersteld te reageren als gegeven in figuur 8.

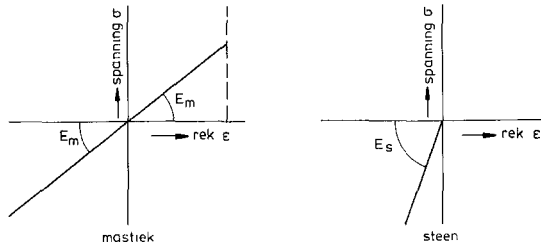


Fig. 8. Geschematiseerd spannings-tek-diagram voor mastiek en stortsteen.

Tevens wordt in de berekeningen aangenomen dat vlakke doorsneden vlak blijven (fig. 9).

Algemeen geldt:

$$\begin{bmatrix} \sum_{i=1}^n E_i A_i & \sum_{i=1}^n E_i S_i \\ \sum_{i=1}^n E_i S_i & \sum_{i=1}^n E_i I_i \end{bmatrix} \begin{bmatrix} \epsilon \\ \kappa \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} F \\ M \end{bmatrix}$$

waarin: $\sum_{i=1}^n E_i A_i$ = de som van de gewogen oppervlakten van de doorsnede

$\sum_{i=1}^n E_i S_i$ = de som van de gewogen statische momenten ten opzichte van de neutrale lijn

$\sum_{i=1}^n E_i I_i$ = de som van de gewogen traagheidsmomenten ten opzichte van de neutrale lijn

ϵ = rek

- κ = de kromming van de doorsnede
 F = normaalkracht
 M = het moment in de doorsnede

In geval van zuivere buiging geldt ten opzichte van de neutrale lijn: $F=0$ en $\varepsilon=0$

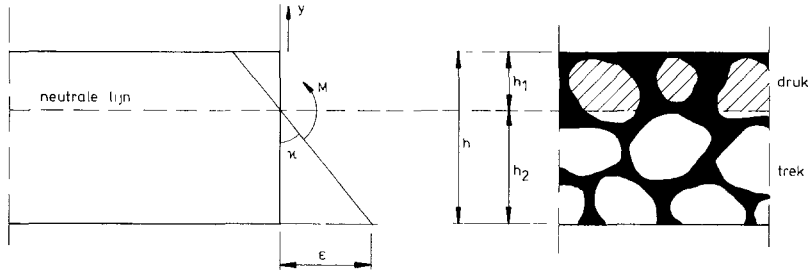


Fig. 9. Schematisering van het probleem.

Broeksteen bestaat voor ongeveer 40% uit holle ruimte. Aangenomen wordt dat het oppervlak van een doorsnede uit 60% stortsteen en 40% mastiek bestaat, gelijkmatig verdeeld.

drukzone	trekzone
$\Sigma E_i A_i = 0,4 \frac{E_m}{(1 - \nu_m^2)} h_1 + 0,6 \frac{E_s}{(1 - \nu_s^2)} h_1$	$+ 0,4 \frac{E_m}{(1 - \nu_m^2)} h_2$
$\Sigma E_i S_i = \frac{E_m}{(1 - \nu_m^2)} \int_0^{h_1} y 0,4 dy + \frac{E_s}{(1 - \nu_s^2)} \int_0^{h_1} y 0,6 dy$ $= \frac{E_m}{(1 - \nu_m^2)} 0,2 h_1^2 + \frac{E_s}{(1 - \nu_s^2)} 0,3 h_1^2$	$+ \frac{E_m}{(1 - \nu_m^2)} \int_{-h_2}^0 y 0,4 dy$ $- \frac{E_m}{(1 - \nu_m^2)} 0,2 h_2^2$
$\Sigma E_i I_i = \frac{E_m}{(1 - \nu_m^2)} \int_0^{h_1} y^2 0,4 dy + \frac{E_s}{(1 - \nu_s^2)} \int_0^{h_1} y^2 0,6 dy$ $= \frac{E_m}{(1 - \nu_m^2)} 0,4 \cdot 1/3 h_1^3 + \frac{E_s}{(1 - \nu_s^2)} 0,6 \cdot 1/3 h_1^3$	$+ \frac{E_m}{(1 - \nu_m^2)} \int_{-h_2}^0 y^2 0,4 dy$ $+ \frac{E_m}{(1 - \nu_m^2)} \cdot 0,4 \cdot 1/3 h_2^3$

waarin:

- E_m = stijfheidsmodulus mastiek
 ν_m = constante van Poisson van mastiek
 E_s = elasticiteitsmodulus van steen
 ν_s = constante van Poisson van steen
 h_1 = hoogte van de drukzone
 h_2 = hoogte van de trekzone

Uit de matrix volgen twee vergelijkingen:

1. $\Sigma E_i S_i = 0$ ten opzichte van de neutrale lijn
2. $(\Sigma E_i I_i) \kappa = M$ ten opzichte van de neutrale lijn

met behulp van 1:

$$\frac{1}{2} h_1^2 \left(\frac{0,4E_m}{(1-\nu_m^2)} + \frac{0,6E_s}{(1-\nu_s^2)} \right) = \frac{1}{2} h_2^2 \frac{0,4E_m}{(1-\nu_m^2)}$$

$$h_2 = h_1 \sqrt{1 + \frac{0,6E_s}{0,4E_m} \frac{(1-\nu_m^2)}{(1-\nu_s^2)}}$$

met $h_1 + h_2 = h$ volgt

$$h = h_1 + h_1 \sqrt{1 + \frac{0,6E_s}{0,4E_m} \frac{(1-\nu_m^2)}{(1-\nu_s^2)}}$$

ofwel

$$h_1 = \frac{h}{1 + \sqrt{1 + \frac{0,6E_s}{0,4E_m} \frac{(1-\nu_m^2)}{(1-\nu_s^2)}}$$

en

$$h_2 = \frac{h \cdot \sqrt{1 + \frac{0,6E_s}{0,4E_m} \frac{(1-\nu_m^2)}{(1-\nu_s^2)}}}{1 + \sqrt{1 + \frac{0,6E_s}{0,4E_m} \frac{(1-\nu_m^2)}{(1-\nu_s^2)}}}$$

waarmee de neutrale lijn vastligt.

Met behulp van 2:

$$M = \kappa \Sigma EI$$

tevens is:

$$\kappa = \frac{-\partial^2 w}{\partial x^2}$$

Nu is:

$$M = -\Sigma EI \frac{\partial^2 w}{\partial x^2}$$

De algemene doorbuigingsvergelijking voor een plaat liggende op een ondergrond die weergegeven wordt door een smoorpot-veermodel en belast door een belasting $q(x)$ is te bepalen uit een verticale evenwichtsvergelijking (fig. 10).

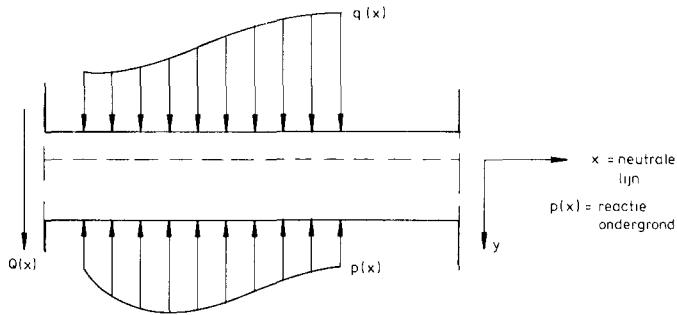


Fig. 10. Plaat belast door $q(x)$ en de ondergrondreactie $p(x)$.

De evenwichtsvergelijking is:

$$\frac{\partial Q}{\partial x} + q(x) - p(x) = F$$

Q = de dwarskracht

$$\frac{\partial Q}{\partial x} = \frac{\partial^2 M}{\partial x^2} = -\Sigma EI \frac{\partial^4 w}{\partial x^4}$$

$p(x)$ = de reactie van de ondergrond

$$p(x) = cw + D \frac{\partial w}{\partial t}$$

D = de demping van de ondergrond

c = de beddingsconstante van de ondergrond

$$F = M \frac{\partial^2 w}{\partial t^2}$$

M = massa plaat + meewerkende massa ondergrond

De evenwichtsvergelijking wordt dus:

$$-\Sigma EI \frac{\partial^4 w}{\partial x^4} + q(x) - cw - D \frac{\partial w}{\partial t} = M \frac{\partial^2 w}{\partial t^2}$$

voor een lijnbelasting P geldt voor het onbelaste deel $q(x) = 0$ zodat

$$\Sigma EI \frac{\partial^4 w}{\partial x^4} + M \frac{\partial^2 w}{\partial t^2} + cw + D \frac{\partial w}{\partial t} = 0$$

De oplossing van deze differentiaalvergelijking werd gegeven in I.1.1.

Voor de statische oplossing geldt op $x = 0$ voor de term:

$$\frac{\partial^2 w}{\partial x^2} = - \frac{P}{4\Sigma EI \sqrt[4]{\frac{c}{4\Sigma EI}}}$$

met

$$\kappa = - \frac{\partial^2 w}{\partial x^2}$$

wordt dit:

$$\kappa = \frac{P}{4\Sigma EI \sqrt[4]{\frac{c}{4\Sigma EI}}}$$

Als dimensioneringscriterium wordt genomen dat de breukspanning van het mastiek σ_m niet mag worden overschreden.

$$\sigma_m = \frac{E_m}{(1 - \nu_m^2)} \kappa h_2$$

met

$$h_2 = \frac{h \cdot \sqrt{1 + \frac{0,6E_s}{0,4E_m} \frac{(1 - \nu_m^2)}{(1 - \nu_s^2)}}}{1 + \sqrt{1 + \frac{0,6E_s}{0,4E_m} \frac{(1 - \nu_m^2)}{(1 - \nu_s^2)}}}$$

ofwel:

$$h = \sqrt[5]{\frac{P_m^4}{\sigma_m^4} \frac{3375E^*}{512c}}$$

en

$$E^* = \frac{E_m}{(1 - \nu_m^2)} \left(\sqrt{1 + \frac{0,6E_s}{0,4E_m} \frac{(1 - \nu_m^2)}{(1 - \nu_s^2)}} + 1 \right)^2$$

De oorspronkelijke formule luidt:

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

Door deze formule toe te passen, waarbij voor de asfaltparameters die van de mastiek worden gebruikt, moet de berekende waarde van h nog vermenigvuldigd worden met een correctiefactor z om de werkelijke laagdikte te verkrijgen.

$$z = \sqrt[3]{\frac{125}{32} \left(\frac{1}{\sqrt{1 + \frac{0,6E_s}{0,4E_m} \frac{(1-\nu_m^2)}{(1-\nu_s^2)}}} + 1 \right)^2}$$

Deze parameter z is globaal in figuur 11 voor enige waarden van E_s/E_m gegeven. Bij gebruik van de gegeven waarde van z wordt uitgegaan van de premisse dat de bij de plaatwerking optredende schuifspanningen tussen mastiek en breuksteen kunnen worden overgedragen. Nader onderzoek naar de geldigheid van deze aanname is gewenst.

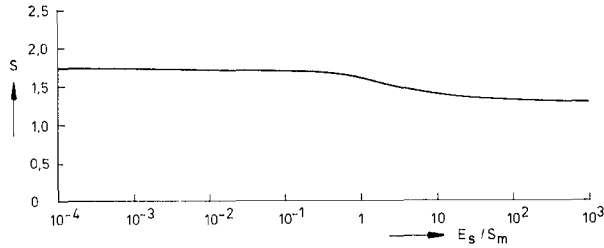


Fig. 11. Waarden voor z uitgezet tegen E_s/E_m .

APPENDIX II

HET OPTILLEN VAN EEN WATERDICHTE BODEMBEKLEDING DOOR EEN GOLFBEWEGING

Een ondoorlatende plaat, bijvoorbeeld een mastiekslab ligt op een zandige bodem onder water. Er boven is een staande of lopende golfbeweging aanwezig. De plaat mag door de golfbeweging niet opgelicht worden. Een tweetal gevallen wordt onderscheiden:

- de golflengte is groter dan de lengte van de bodembescherming;
- de golflengte is kleiner dan de lengte van de bodembescherming.

II.1 De golflengte is groter dan de lengte van de bodembescherming

Het systeem wordt tweedimensionaal geschematiseerd. De lengte van de bodembescherming in de richting loodrecht op het papier wordt verondersteld oneindig te zijn, en stijf. De lengte van de plaat is l , de dikte h . De dikte van de watervoerende zandlaag is B . De golfhoogte is H en de golflengte L (fig. 1).

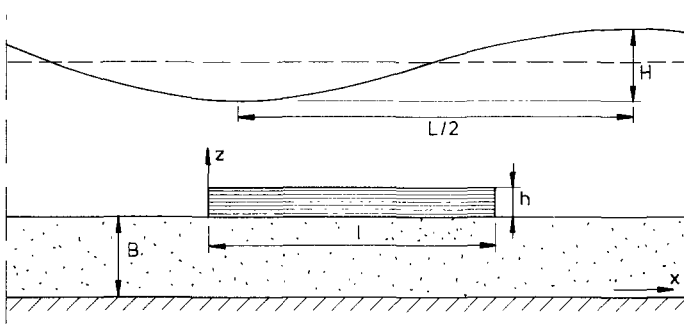


Fig. 1. Waterdichte bekleding onder water.

De grondwaterdrukken onder de plaat zullen anders variëren dan de waterdrukken veroorzaakt door de golfbeweging boven de plaat. Een extra opwaartse kracht kan het resultaat zijn.

Barends [79] geeft een oplossing voor dit probleem.

De grondwaterstroming wordt beschreven met een lineaire bergingsvergelijking:

$$(K/\gamma_w)\nabla^2 p = n\beta' \cdot \partial p/\partial t + \partial \varepsilon/\partial t$$

Tevens is er nog een evenwichtsvergelijking:

$$(K_s + G/3)\nabla(\nabla u) + G\nabla^2 u = \nabla p.$$

hierin is:

- K = hydraulische doorlatendheid (m/s)
- γ_w = volumegewicht water (N/m³)
- p = poriewaterdruk (H/m²)
- n = porositeit
- β' = vloeistof/gas compressibiliteit (m²/N)
- K_s = compressiemodulus van de grond (N/m²)
- G = glijdingsmodulus van de grond (N/m²)
- u = verplaatsingsvector (m)
- t = tijd (s)
- ε = rek

Voor de verdere uitwerking van dit probleem wordt verwezen naar [79].

Er is een uitdrukking gevonden voor de maximale overdruk p_m .

Voor $\nu = 1/3$ (ν = de constante van Poisson) is deze uitgezet tegen $2\pi l^2/(c_v T)$ in figuur 2.

- T = golfperiode (s)
- c_v = consolidatiecoëfficiënt (m²/s)

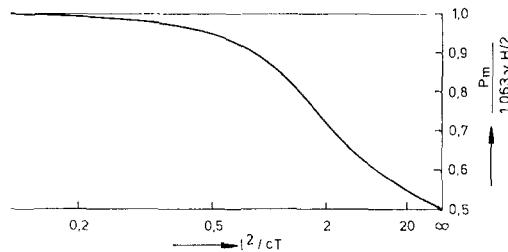


Fig. 2. Maximale overdruk onder de bodembescherming [79].

De overdruk moet, om optillen te voorkomen, in evenwicht zijn met het gewicht van de plaat:

$$p_m = h\gamma_a$$

hierin is:

$$\gamma_a = \text{volumegewicht plaatmateriaal (N/m}^2\text{)}$$

p_m bedraagt maximaal:

$$p_m = 1,063\gamma_w \frac{H}{2} \frac{1}{\cosh(\lambda d)}$$

waarin:

d = waterdiepte (m)

$\lambda = 2\pi/L$

L = golflengte (m)

H = golfhoogte (m)

Dus indien:

$$h > 1,063 \frac{\gamma_w}{\gamma_a} \frac{H}{2} \frac{1}{\cosh(\lambda d)}$$

zal de plaat niet opgelicht worden.

II.2 De golflengte is veel kleiner dan de lengte van de bodembescherming

De bekleding ligt onder water op een ondergrond van zand en wordt belast door een er boven lopende of staande golfbeweging (fig. 5).

De algemene bewegingsvergelijking voor de plaat luidt [41]:

$$K_p \frac{\partial^4 w}{\partial x^4} + qh \frac{\partial^2 w}{\partial t^2} + 2D \frac{\partial w}{\partial t} + cw = q(x, t) + qhg$$

waarin:

K_p = buigstijfheid van de plaat (Nm)

q = soortelijke dichtheid van de plaat (kg/m^3)

h = dikte van de plaat (m)

$2D$ = demping van de ondergrond (Ns/m^3)

c = veerconstante van de ondergrond (N/m^3)

t = tijd (s)

x = plaatsvector

q = belasting ten gevolge van de golfbeweging (N/m^2)

g = versnelling van de zwaartekracht (m/s^2)

w = doorbuiging van de plaat (m)

De grond is geschematiseerd als een smoorpot-veermodel (fig. 3). Hierin representeert de veer de elastische indrukking van de bodem en de smoorpot het gedempte gedrag ten gevolge van poriewaterbewegingen.

Aangenomen wordt dat buiging van de plaat verwaarloosbaar is. Deze aanname is geldig als de plaat zeer stijf is (K zeer groot) of zeer slap ($K \rightarrow 0$).

De differentiaalvergelijking wordt dan:

$$qh \frac{\partial^2 w}{\partial t^2} + 2D \frac{\partial w}{\partial t} + cw = q(x, t) + qgh$$

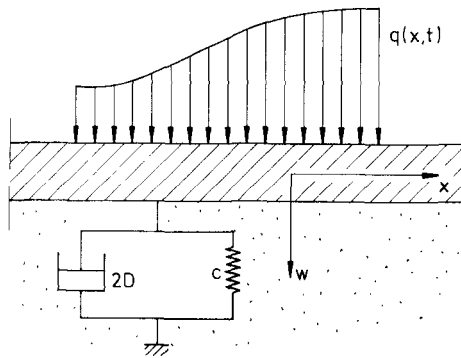


Fig. 3. Schematisering van de ondergrond.

De golfbeweging wordt aangenomen als een cyclische belasting:

$$q(x, t) = q_0 \sin(\alpha t) \quad (t \geq 0)$$

q_0 = amplitude van de belasting

α = hoeksnelheid van de belasting

De oplossing van de differentiaalvergelijking luidt:

$$w = A \exp \left[\frac{-D + \sqrt{D^2 - \rho h c}}{\rho h} t \right] + B \exp \left[\frac{-D - \sqrt{D^2 - \rho h c}}{\rho h} t \right] + \frac{\rho h g}{c} + \frac{(c - \rho h \alpha^2) q_0 \sin(\alpha t) - 2D \alpha q_0 \cos(\alpha t)}{(c - \rho h \alpha^2)^2 + 4D^2 \alpha^2}$$

(A en B zijn constanten).

Randvoorwaarden: de belasting $q(x, t)$ vangt op $t = 0$ aan, dus

$$t = 0: \quad w = \frac{\rho h g}{c}$$

$$\frac{\partial w}{\partial t} = 0$$

Met behulp van de randvoorwaarden kunnen de integratieconstanten A en B bepaald worden.

De volledige oplossing van de differentiaalvergelijking luidt nu:

$$w = \frac{2\alpha q_0 e^{-\frac{D}{\rho h} t} [(2D^2 - (c - \rho h \alpha^2) \rho h) \sinh u + (2D \sqrt{D^2 - \rho h c}) \cosh u]}{2\sqrt{D^2 - \rho h c} [(c - \rho h \alpha^2)^2 + (2D\alpha)^2]} + \frac{\rho h g}{c} - \frac{2D\alpha q_0 \cos(\alpha t) - (c - \rho h \alpha^2) q_0 \sin(\alpha t)}{(c - \rho h \alpha^2)^2 + 4D^2 \alpha^2}$$

$$\text{met: } u = \frac{\sqrt{D^2 - \rho h c}}{\rho h} t$$

Door nu te stellen:

$$\operatorname{tg} \phi = \frac{c - \rho h \alpha^2}{2D\alpha}$$

kan de vergelijking ook geschreven worden als:

$$w = \frac{2\alpha q_0 e^{-\frac{D}{\rho h} t} [(2D^2 - (c - \rho h \alpha^2) \rho h) \sinh u + (2D\sqrt{D^2 - \rho h c}) \cosh u]}{2\sqrt{D^2 - \rho h c} [(c - \rho h \alpha^2)^2 + (2D\alpha)^2]} +$$

$$+ \frac{\rho h g}{c} - \frac{q_0 \cos(\alpha t + \phi)}{\sqrt{(c - \rho h \alpha^2)^2 + 4D^2 \alpha^2}}$$

De eerste term van de vergelijking is een inschakelterm; na verloop van tijd dempt die uit. Stel dat deze term verwaarloosd mag worden indien ze nog slechts 1% van de beginwaarde bedraagt. Dat wil zeggen:

$$e^{-\frac{D}{\rho h} t_1} < 0,01 e^{-\frac{D}{\rho h} t_0} = 0,01 \quad (t_0 = 0)$$

$$t_1 > \frac{4,61 \rho h}{D}$$

Aangezien in veel gevallen $D \gg \rho h$ zal t_1 zeer klein zijn en is de term snel uitgedempt. Als dimensioneringscriterium wordt gesteld dat de plaat niet mag worden opgetild ($w < 0$). Aangezien $D^2 > \rho h c$ zal de eerste term een positieve bijdrage leveren aan de zakking. Om deze redenen wordt de inschakelterm verwaarloosd.

Dus:

$$w = \frac{\rho h g}{c} - \frac{q_0 \cos(\alpha t + \phi)}{\sqrt{(c - \rho h \alpha^2)^2 + 4D^2 \alpha^2}}$$

Met het dimensioneringscriterium $w \geq 0$ volgt:

$$\frac{\rho h g}{c} \geq \frac{q_0 \cos(\alpha t + \phi)}{\sqrt{(c - \rho h \alpha^2)^2 + 4D^2 \alpha^2}}$$

ofwel:

$$\frac{\rho h g}{c} \geq \frac{q_0}{\sqrt{(c - \rho h \alpha^2)^2 + 4D^2 \alpha^2}}$$

De term $\rho h \alpha^2$ zal veelal te verwaarlozen zijn ten opzichte van c waardoor:

$$h \geq \frac{q_0}{\rho g \sqrt{1 + \left(\frac{2D\alpha}{c}\right)^2}}$$

q_0 is de belasting veroorzaakt door de golfbeweging op de plaat

$$q_0 = \frac{\rho_w g H}{2} \frac{1}{\cosh(\lambda d)}$$

waarin:

d = waterdiepte (m)

$\lambda = 2\pi/L$

L = golflengte (m)

H = golfhoogte (m)

Hieruit volgt:

$$h \geq \frac{H \rho_w}{2 \rho_a} \frac{1}{\sqrt{1 + \left(\frac{2D\alpha}{c}\right)^2} \cosh(\lambda d)}$$

Zoals gezegd wordt de demping teweeg gebracht door de weerstand bij de poriewaterbeweging. De asfaltplaat kan over een afstand Δw worden verplaatst indien er een hoeveelheid V water is toe- of afgestroomd (fig. 4).

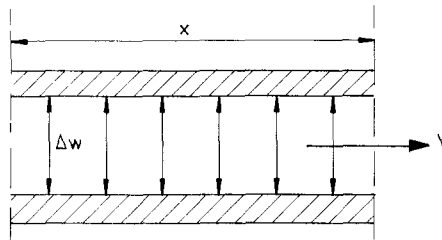


Fig. 4. Verplaatsing van de plaat ten gevolge van uit- of toestromen van een hoeveelheid water.

$$V = Q \Delta t$$

waarin:

Q = debiet van het toe- of afstromende water (m^3/s)

Δt = tijdsperiode waarover de plaat zich over een afstand Δw verplaatst (s)

$V = \Delta w x$ (m^3)

x = lengte waarover de plaat wordt opgetild (m)

of:

$$Q\Delta t = \Delta w x$$

$$Q = x \frac{\Delta w}{\Delta t}$$

De rand van de plaat zal over een bepaalde lengte R op de ondergrond aangedrukt blijven liggen (fig. 5). Deze afstand R kan gerelateerd worden aan de indringingsdiepte van de poriewaterbeweging ten gevolge van de golfdrukken onder de plaat [79].

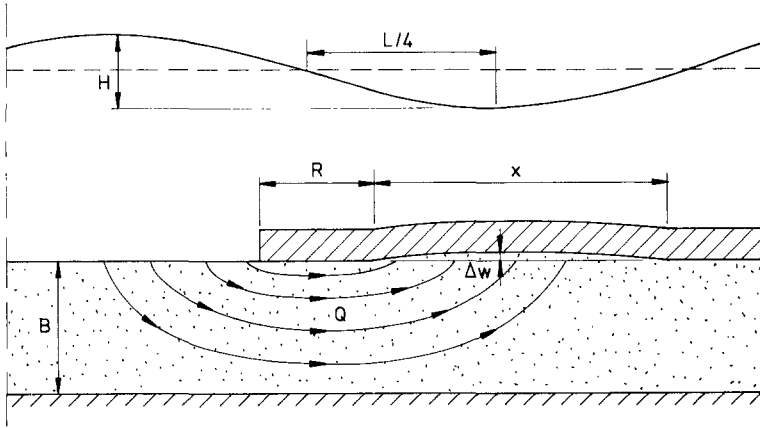


Fig. 5. Optillen van een bodembescherming.

Wordt de bekleding omhoog verplaatst over een lengte x , dan moet water toestromen. De grondwaterstroming kan benaderd worden met [42, 43]:

$$\frac{Q}{kH'} = \frac{K'(b)}{2K(b)}$$

$$K(b) = \int_0^{n/2} \frac{d\theta}{\sqrt{1 - b^2 \sin^2 \theta}}$$

$$K'(b) = \int_0^{n/2} \frac{d\theta}{\sqrt{1 - (1 - b^2) \sin^2 \theta}}$$

$$b = \operatorname{tgh} \left(\frac{\pi R}{4B} \right)$$

waarin:

B = dikte watervoerende laag (m)

k = doorlatendheid grond (m/s)

H' = golfdrukverschil over het beschouwde gedeelte van de plaat (m);

$H' = H / \cosh(\lambda d)$

Door:

$$Q = kH' \frac{K'(b)}{2K(b)}$$

te substitueren in:

$$Q = x \frac{\Delta w}{\Delta t}$$

wordt verkregen:

$$H' = \frac{2K}{K'} \frac{x}{k} \frac{\Delta w}{\Delta t}$$

De grootheid $\gamma_w H'$ is de aandrijvende kracht voor de grondwaterstroming en dus eveneens die voor de verplaatsing Δw :

$$\gamma_w H' = \frac{2K}{K'} \frac{x}{k} \gamma_w \frac{\Delta w}{\Delta t}$$

De factor:

$$\frac{2K}{K'} \frac{x}{k} \gamma_w$$

representeert dus als het ware de dempingsconstante ten gevolge van poriewaterbewegingen.

Dus:

$$2D = \frac{2K}{K'} \frac{\gamma_w}{k} x$$

Hierin is x de lengte waarover de opwaartse beweging plaatsvindt. Is de plaat stijf dan is deze groot; is de plaat slapper dan zal deze de golfbeweging in meer of mindere mate volgen en zal x tot $L/2$ naderen (L = golflengte).

De afstand R kan bepaald worden met behulp van:

$$R = -L \ln f / 2\pi \left(\frac{1}{2} + \frac{1}{2} \sqrt{1 + a^2}\right)^{-1/2}; \quad a = L^2 / (2\pi c_v T) \quad [79]$$

waarin:

f = fractie van de golfdoordringing welke op een afstand l van de rand van de plaat nog merkbaar is

T = golfperiode (s)

c_v = consolidatiecoëfficiënt van de grond (m^2/s)

Praktisch: Indien $f=0,1$ en $a \gg 1$: $R = 1,3 \sqrt{c_v T}$; voor $a \ll 1$: $R = 0,366 \cdot L$

De berekening wordt nu voor enkele globale waarden uitgevoerd.

Aannamen:

Golfvariabelen: $T = 6, 8, 10$ en 12 s

Waterdiepten: $d = 2, 5, 10, 20$ en 40 m

Ondergrond: $k = 10^{-4}, 10^{-5}$ en 10^{-6} m/s

	compressiemodulus K_s (N/m ²)	glijdingsmodulus G (N/m ²)
los zand	$8,5 \cdot 10^6$	$3,5 \cdot 10^6$
middelmatig gepakt zand	$25 \cdot 10^6$	$11 \cdot 10^6$
dichtgepakt zand	$50 \cdot 10^6$	$24 \cdot 10^6$

Uit de golfperiodes en waterdiepten volgen de golflengten:

golflengten L (m)	waterdiepte d (m)				
	2	5	10	20	40
$T = 6$ s	27	38	48	56	56
$T = 8$ s	36	53	71	89	100
$T = 10$ s	45	71	96	120	156
$T = 12$ s	54	85	120	152	192

Voor de bepaling van R moet de consolidatiecoëfficiënt van de ondergrond c_v bekend zijn.

$$c_v = \frac{k}{m_v \gamma_w}$$

hierin is:

m_v = de samendrukkingscoëfficiënt

$$m_v = \frac{1}{(K_s + \frac{4}{3}G)}$$

Dus:

consolidatiecoëfficiënt c_v (m ² /s)	doorlatendheid k (m/s)		
	10^{-4}	10^{-5}	10^{-6}
los zand	0,13	0,013	0,0013
middelmatig zand	0,40	0,040	0,0040
dicht zand	0,82	0,082	0,0082

met: $\gamma_w = 10^4$ N/m³

Vervolgens kunnen voor al deze combinaties a en R berekend worden ($f=0,1$). Aangezien dit zeer omslachtig is worden slechts enkele extremen bepaald.

doorlatendheid k (m/s) periode T (s)		los zand				dicht zand			
		waterdiepte (m)							
		2		40		2		40	
		a	R	a	R	a	R	a	R
$k=10^{-4}$	$T=6$	149	1,15	640	1,15	24	2,9	100	2,9
	$T=12$	297	1,62	$3,8 \cdot 10^3$	1,62	47	4,1	595	4,1
$k=10^{-6}$	$T=6$	$1,49 \cdot 10^4$	0,11	$6,4 \cdot 10^4$	0,11	$2,4 \cdot 10^3$	0,29	$1,01 \cdot 10^4$	0,29
	$T=12$	$2,97 \cdot 10^4$	0,16	$3,8 \cdot 10^5$	0,16	$4,7 \cdot 10^3$	0,41	$5,96 \cdot 10^4$	0,41

In figuur 6 is R/B uitgezet tegen K/K' .

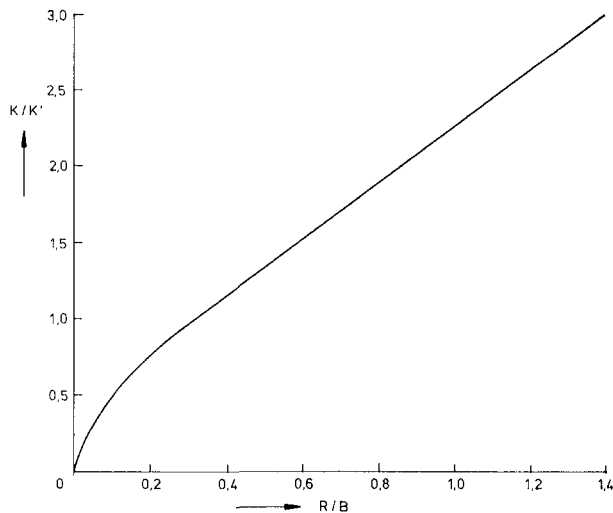


Fig. 6. Waarden voor K/K' uitgezet tegen R/B (afgeleid uit fig. 11h [79]).

De demping $2D$ wordt vervolgens berekend voor de in de bovenstaande tabel genoemde variabelen bij een waarde voor B van respectievelijk 10 en 100 m. Voor de lengte x wordt $L/2$ aangehouden.

$$2D = \frac{2K}{K'} \frac{\gamma_w}{k} \frac{L}{2}$$

De maximale golfhoogte bij een waterdiepte van 2 m bedraagt ca. 1,60 m; bij een waterdiepte van 40 m is dit 31 m (brekerindex = 0,78).

demping $2D$ (Ns/m ³)	los zand				dichtgepakt zand				
	waterdiepte (m)								
	2		40		2		40		
	breedte belaste oppervlak (m)								
B (m) →	10	100	10	100	10	100	10	100	
$k = 10^{-4}$ (m/s)	$T = 6$ s $T = 12$ s	$1,6 \cdot 10^9$ $3,5 \cdot 10^9$	$2,7 \cdot 10^8$ $4,5 \cdot 10^8$	$3,4 \cdot 10^9$ $1,2 \cdot 10^{10}$	$5,6 \cdot 10^8$ $1,5 \cdot 10^9$	$3,1 \cdot 10^9$ $6,2 \cdot 10^{11}$	$5,4 \cdot 10^8$ $1,4 \cdot 10^{11}$	$6,4 \cdot 10^9$ $2,2 \cdot 10^{12}$	$1,1 \cdot 10^9$ $4,8 \cdot 10^{11}$
$k = 10^{-6}$ (m/s)	$T = 6$ s $T = 12$ s	$1,3 \cdot 10^8$ $2,7 \cdot 10^8$	$1,1 \cdot 10^7$ $2,7 \cdot 10^7$	$2,8 \cdot 10^8$ $9,6 \cdot 10^8$	$2,2 \cdot 10^7$ $9,6 \cdot 10^7$	$3,2 \cdot 10^{10}$ $1,4 \cdot 10^{11}$	$2,2 \cdot 10^9$ $1,4 \cdot 10^{10}$	$6,7 \cdot 10^{10}$ $4,8 \cdot 10^{11}$	$4,5 \cdot 10^9$ $4,8 \cdot 10^{10}$

De beddingsconstante c wordt zeer globaal afgeschat met behulp van:

$$c = \frac{E}{I_s B (1 - \nu^2)} \quad (\text{zie Appendix V})$$

hierin is:

E = de elasticiteitsmodulus van de ondergrond = $3K_s(1 - 2\nu)$

B = breedte van het belaste oppervlak

I_s = een vormfactor

Voor B wordt genomen $L/2$, $I_s = 2,5$ en $\nu = 0,33$.

Voor de verschillende variabelen wordt de beddingsconstante dus:

beddings- constante c (N/m ³)	los zand		dicht zand	
	waterdiepte (m)			
	2	40	2	40
$T = 6$ s	$2,9 \cdot 10^5$	$1,4 \cdot 10^5$	$1,7 \cdot 10^6$	$8,2 \cdot 10^5$
$T = 12$ s	$1,4 \cdot 10^5$	$4,1 \cdot 10^4$	$8,5 \cdot 10^5$	$2,4 \cdot 10^5$

Door deze waarden in te vullen in de formule ter bepaling van de laagdikte h worden extreem lage waarden verkregen. De verhouding van de demping ten opzichte van de beddingsconstante is zeer groot.

Het criterium van optillen zal dus in de meeste gevallen niet maatgevend zijn.

Opmerkingen

1. Bij afleiding van de formule tegen optillen is buiging van de plaat verwaarloosd. Buiging zal de verplaatsing tegenwerken.
2. Het toetreden van water aan de randen van de bodembescherming als deze wordt opgetild kan tot grotere verplaatsingen aanleiding geven. Er is echter geen aanleiding voor de rand om te worden opgetild, omdat daar de drukverschillen vrijwel nihil zijn door de golfindringing in de bodem.

3. Ten gevolge van ontgroningen aan de randen kan lokaal instabiel gedrag worden opgewekt door golfbeweging.

Het verdient aanbeveling om waterdichte bodembekledingen onder water aan de rand te laten overgaan in zanddichte bekledingen, indien het zand daar niet stabiel is onder golfbeweging.

Dit is niet van toepassing op een mastiekslab voor de teen van een dijk, aangezien deze juist toegepast wordt om ontgroningen aan de rand op te vangen.

APPENDIX III

DIMENSIONERING VAN EEN GESLOTEN ASFALTDIJKBEKLEDING OP WATEROVERDRUKKEN

III.1 Dimensionering van een gesloten asfaltdijkbekleding op wateroverdrukken

De grootste waarde van de overdruk σ_{w0} , die ter plaatse van de buitenwaterstand optreedt, is als variabele aangenomen en dient door de ontwerper zelf bepaald te worden.

In figuur 1 wordt het op de bekleding werkende krachtsysteem gegeven [53, 54]. Algemeen evenwicht:

$$N_2 - W - K - F = 0$$

1. Indien de wrijvingsweerstand W gelijk is aan de component van het eigen gewicht langs het talud N_2 , is de evenwichtsvergelijking:

$$N_2 = W \text{ en } K = 0; F = 0$$

2. Wordt N_2 groter dan W dan zal de bekleding gaan hangen aan het bovenliggende deel en rusten op het benedenliggende, waar $W \geq N_2$. Hierdoor zal er een inwendige trekkracht K in de bekleding ontstaan.

G = eigen gewicht van de bekleding (N/m)

N_1 = component eigen gewicht van de bekleding loodrecht op het talud (N/m)

N_2 = component eigen gewicht evenwijdig aan het talud (N/m)

W = wrijvingskracht (N/m)

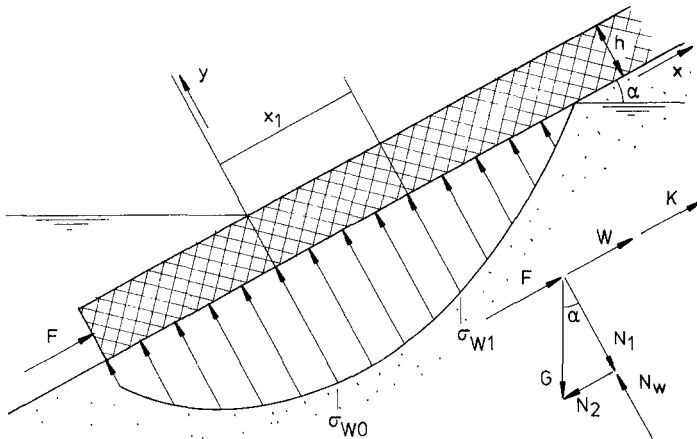


Fig. 1. Krachtsysteem werkend op de bekleding.

N_w = opwaartse kracht van de wateroverdruk (N/m)

K = inwendige trekkracht in de bekleding (N/m)

h = dikte van de bekleding (m)

α = hellingshoek van het talud

F = kracht geleverd door een eventueel aanwezige ondersteuning, zoals een teenconstructie, of waterdruk (N/m)

III.1.1 Het afschuifcriterium

Dit criterium beoogt het tegengaan van trek- en drukspanningen in de bekleding. (De constructie buigt niet; er zullen geen momenten en dwarskrachten optreden).

Op geen enkele plaats onder de bekleding mag de wrijving overschreden worden.

Evenwichtsvergelijking:

$$N_2 = W$$

$$W = f N_k$$

f = wrijvingscoëfficiënt

$f = \text{tg } \theta$ indien $\theta < \phi$

$f = \text{tg } \phi$ indien $\theta \geq \phi$

θ = wrijvingshoek tussen bekleding en ondergrond

ϕ = hoek van inwendige wrijving van de ondergrond

N_k = kracht door de ondergrondkorrels uitgeoefend op de bekleding (N/m)

Neem een elementje Δx uit de plaat (fig. 2).

$$N_k = N_1 - N_w = \rho_a g h \cos \alpha \Delta x - \sigma_{w1} \Delta x$$

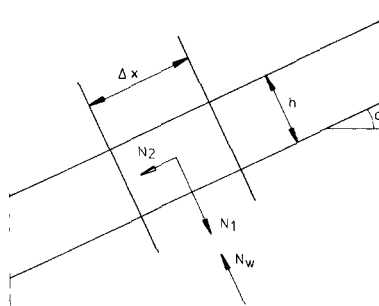


Fig. 2. Krachten op een elementje uit de bekleding.

hierin is:

$$\begin{aligned} \rho_a &= \text{dichtheid van de bekleding (kg/m}^3\text{)} \\ g &= \text{versnelling van de zwaartekracht (m/s}^2\text{)} \\ h &= \text{dikte van de bekleding (m)} \\ \sigma_{w1} &= \text{wateroverdruk ter plaatse van } x = x_1 \text{ (N/m}^2\text{)} \\ N_2 &= \rho_a gh \sin \alpha \Delta x \text{ (N/m)} \end{aligned}$$

Het elementje zal niet gaan schuiven indien:

$$N_2 \leq W$$

ofwel:

$$\begin{aligned} \rho_a gh \sin \alpha \Delta x &\leq f(\rho_a gh \cos \alpha \Delta x - \Delta x \sigma_{w1}) \\ h &\geq \frac{\sigma_{w1} f}{\rho_a g (f \cos \alpha - \sin \alpha)} \end{aligned}$$

en ter plaatse van de grootste wateroverdruk ($x=0$)

$$h \geq \frac{\sigma_{w0} f}{\rho_a g (f \cos \alpha - \sin \alpha)}$$

Uit de formule volgt tevens dat, om de algehele stabiliteit van de constructie te waarborgen, het gedeelte van de bekleding waaronder zich grondwater bevindt, ook al is er geen waterstandsverschil, op een talud moet liggen waarvan de hellingshoek kleiner is dan een bepaalde (kritieke) waarde. Zie III.3.

III.1.2 *Het opdrijfcriterium*

Het opdrijfcriterium beoogt optillen van de bekleding te voorkomen. Met andere woorden er mogen geen spanningen optreden die de bekleding omhoog kunnen drukken. Dit is alleen te bereiken indien de maximale waterspanning de component van het eigen gewicht loodrecht op het talud niet overschrijdt:

ofwel:

$$\begin{aligned} \rho_a gh \cos \alpha &\geq \sigma_{w0} \\ h &\geq \frac{\sigma_{w0}}{\rho_a g \cos \alpha} \quad (\text{ter plaatse van } x=0) \end{aligned}$$

Aangezien hier niet meer voldaan wordt aan het afschuifcriterium kunnen er trek- en drukspanningen in het materiaal optreden. Indien de bekleding niet wordt ondersteund, bijvoorbeeld door een teenconstructie, zal hij gaan hangen aan het bovenliggende deel waar $W \geq N_2$.

Er treden dan trekspanningen in het materiaal op, die de maximaal toelaatbare niet mogen overschrijden.

De optredende trekkracht $K = N_2 - W - F$.

$$F = \rho_w g h \cos \alpha \quad (\text{ondersteuning door het water})$$

Indien aangenomen wordt dat de trekspanning σ_t gelijkmatig over de doorsnede van de plaat is verdeeld:

$$\sigma_t = \frac{F}{h} \leq \sigma_{t \max}$$

met $\sigma_{t \max}$ = toelaatbare spanning

III.2 Toepassing van het elektrisch analogon

Met behulp van een elektrisch analogon kan het verloop van de waterspanningen onder een relatief dichte bekleding bepaald worden.

Met het analogon worden geen drukverschillen (overdrukken σ_w) bepaald, doch stijghoogteverschillen (potentiaalverschillen) tussen binnenwater en buitenwater of binnenwater en bovenkant bekleding; dit wordt uitgedrukt in p meters waterkolom ten opzichte van de bovenkant van de bekleding (fig. 3).

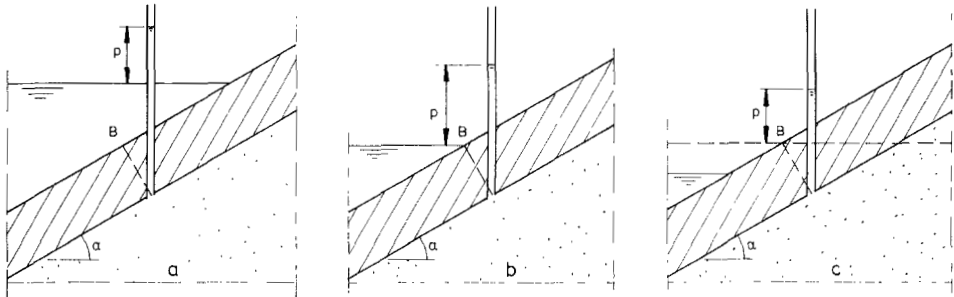


Fig. 3. Potentiaalverschillen voor verschillende buitenwaterstanden [52].

Nu geldt de betrekking:

$$\sigma_w = \rho_w g (p + h \cos \alpha)$$

De benodigde bekledingsdikte in een punt van het talud moet worden bepaald uit het maximale potentiaalverschil dat in elk punt kan optreden. Omdat het maximale potentiaalverschil in elk punt van het talud op een ander tijdstip optreedt, wordt steeds de omhullende van de maximale potentiaalverschillen uitgezet (fig. 4).

Zie verder [52, 53, 85].

III.3 Stabiliteit van het talud

Door de gesloten bekleding kan het grondwater in het dijklichaam bij het zakken niet

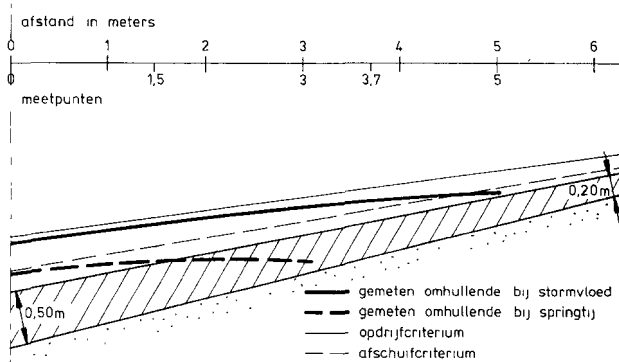


Fig. 4. Omhullenden van de maximale potentiaalverschillen voor verschillende omstandigheden [52].

uit het talud treden. Aangenomen wordt dat het gedwongen wordt evenwijdig aan het talud af te stromen (fig. 5) [55].

Evenwichtsvergelijkingen voor een elementje dx :

- Loodrecht talud:

$$\gamma_a h dx \cos \alpha + \gamma_n y dx \cos \alpha = N_k dx + N_w dx$$

- evenwijdig aan het talud:

$$\gamma_a h dx \sin \alpha + \gamma_n y dx \sin \alpha + \gamma_w i y dx = W dx + H_w dx$$

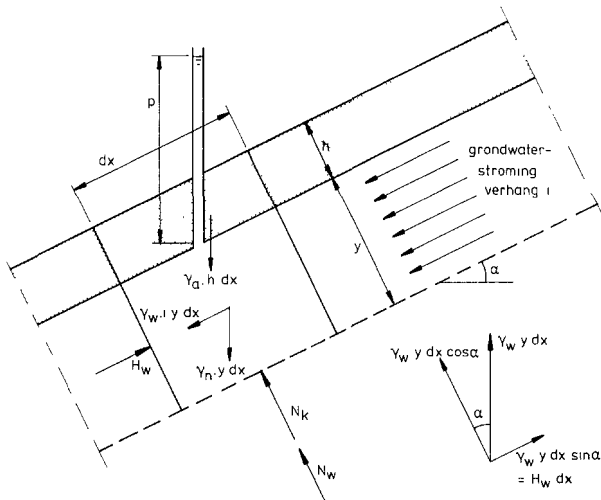


Fig. 5. Grondwaterstroming evenwijdig aan het talud.

hierin is:

γ_a = soortelijke massa van de bekleding (N/m^3)

h = dikte van de bekleding (m)

dx = breedte van het elementje (m)

α = helling van het talud

γ_n = soortelijke massa van de natte grond (N/m^3)

y = hoogte van het beschouwde grondelementje (m)

N_k = korrelspanning (N/m^2)

N_w = resultante van de opwaartse waterdruk loodrecht op het talud (N/m^2)

H_w = resultante van de opwaartse waterdruk evenwijdig aan het talud (N/m^2)

i = verhang

W = afschuifkracht (N/m^2)

Om afschuiven langs de lijn y te voorkomen moet:

$$W \leq N_k \operatorname{tg} \phi$$

ϕ = de hoek van inwendige wrijving van de ondergrond

Tevens is:

$$N_w = (p + y \cos \alpha) \gamma_w$$

p = stijghoogte in punt $y=0$ ten opzichte van de onderkant van de bekleding. Dit is dus niet dezelfde als bedoeld in III.2, waar p ten opzichte van de bovenkant van de bekleding geldt

Dus:

$$\gamma_a h dx \cos \alpha + \gamma_n y dx \cos \alpha = N_k dx + (p\gamma_w + \gamma_w y \cos \alpha) dx$$

$$N_k = (\gamma_a h + \gamma_n y - \gamma_w y) \cos \alpha - p\gamma_w$$

Daarnaast is:

$$(\gamma_a h + \gamma_n y - \gamma_w y) \sin \alpha + \gamma_w i y = W \leq N_k \operatorname{tg} \phi$$

dus:

$$(\gamma_a h + \gamma_n y - \gamma_w y) \sin \alpha + \gamma_w i y \leq \{(\gamma_a h + \gamma_n y - \gamma_w y) \cos \alpha - p\gamma_w\} \operatorname{tg} \phi$$

$$\operatorname{tg} \phi \geq \frac{(\gamma_a h + \gamma_n y - \gamma_w y) \sin \alpha + \gamma_w i y}{(\gamma_a h + \gamma_n y - \gamma_w y) \cos \alpha - p\gamma_w}$$

noem $\gamma_n - \gamma_w = \gamma_0$

$$\operatorname{tg} \phi \geq \frac{(\gamma_a h + \gamma_0 y) \operatorname{tg} \alpha + \gamma_w y \frac{i}{\cos \alpha}}{\gamma_a h + \gamma_0 y - \frac{p\gamma_w}{\cos \alpha}}$$

voor $y=0$:

$$\operatorname{tg} \phi \geq \frac{\gamma_a h \operatorname{tg} \alpha}{\gamma_a h - \frac{p\gamma_w}{\cos \alpha}} = \operatorname{tg} \alpha \left[1 + \frac{\frac{p\gamma_w}{\gamma_a h \cos \alpha}}{1 - \frac{p\gamma_w}{\gamma_a h \cos \alpha}} \right]$$

voor $y \rightarrow \infty$:

$$\operatorname{tg} \phi \geq \frac{\gamma_0 \operatorname{tg} \alpha + \gamma_w \frac{i}{\cos \alpha}}{\gamma_0} = \operatorname{tg} \alpha \left[1 + \frac{\gamma_w}{\gamma_0} \frac{i}{\sin \alpha} \right]$$

Welke eis is nu maatgevend?

$$\frac{\frac{p\gamma_w}{\gamma_a h \cos \alpha}}{1 - \frac{p\gamma_w}{\gamma_a h \cos \alpha}} \stackrel{?}{>} < \frac{\gamma_w}{\gamma_0} \frac{i}{\sin \alpha}$$

$$\frac{p\gamma_w}{\gamma_a h \cos \alpha} \stackrel{?}{>} < \frac{\gamma_w}{\gamma_0} \frac{i}{\sin \alpha} \left[1 - \frac{p\gamma_w}{\gamma_a h \cos \alpha} \right]$$

$$\frac{p\gamma_w}{\gamma_a h \cos \alpha} \left[1 + \frac{\gamma_w}{\gamma_0} \frac{i}{\sin \alpha} \right] \stackrel{?}{>} < \frac{\gamma_w i}{\gamma_0 \sin \alpha}$$

De meest strenge eis is:

$$\operatorname{tg} \phi \geq \operatorname{tg} \alpha \left[1 + \frac{\gamma_w}{\gamma_0} \frac{i}{\sin \alpha} \right]$$

indien:

$$\frac{p\gamma_w}{\gamma_a h \cos \alpha} \left[1 + \frac{\gamma_w}{\gamma_0} \frac{i}{\sin \alpha} \right] < \frac{\gamma_w}{\gamma_0} \frac{i}{\sin \alpha}$$

ofwel:

$$p < \frac{\frac{\gamma_a}{\gamma_0} h i \frac{\cos \alpha}{\sin \alpha}}{1 + \frac{\gamma_w}{\gamma_0} \frac{i}{\sin \alpha}}$$

De grootte van het verhang i (zie ook fig. 6).

$$i = \sin \alpha - \frac{p \cos \alpha}{l}$$

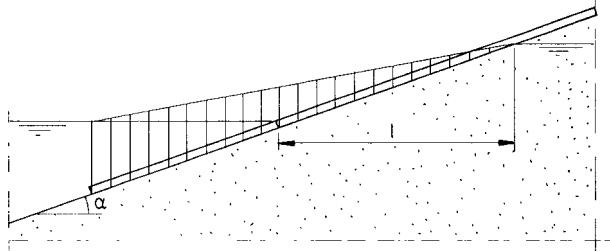


Fig. 6. Waterdrukken onder een dichte asfaltbekleding.

Door dit te substitueren in:

$$\operatorname{tg} \phi \geq \operatorname{tg} \alpha \left[1 + \frac{\gamma_w}{\gamma_0} \frac{i}{\sin \alpha} \right]$$

volgt:

$$\operatorname{tg} \phi \geq \operatorname{tg} \alpha \left[1 + \frac{\gamma_w}{\gamma_0} \frac{\sin \alpha - \frac{p \cos \alpha}{l}}{\sin \alpha} \right]$$

De meest ongunstige situatie treedt op wanneer $p/l=0$ of $p=0$; $l \neq 0$ dan is $i = \sin \alpha$.

Dus:

$$\operatorname{tg} \phi \geq \operatorname{tg} \alpha \left[1 + \frac{\gamma_w}{\gamma_0} \right]$$

ofwel:

$$\operatorname{tg} \alpha \leq \operatorname{tg} \phi \left[1 - \frac{\gamma_w}{\gamma_n} \right]$$

III.4 De plaatwerking van de bekleding

Een ander criterium zou kunnen zijn dat de bekleding ten gevolge van slechts zelden voorkomende wateroverdrukken iets mag worden opgetild. Door het optillen ontstaan er naast trekkrachten ook momenten en dwarskrachten in de bekleding, die de bekleding door zijn buigstijfheid moet opnemen.

Figuur 7 geeft de op de bekleding werkende wateroverdrukken.

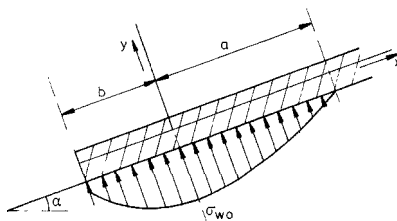


Fig. 7. Wateroverdrukken onder een dichte asfaltbekleding.

Aangenomen wordt dat verplaatsingen zo klein zijn dat trekspanningen ten gevolge van momenten verwaarloosd kunnen worden.

Figuur 8 geeft de geschematiseerde belastingssituatie weer.

Doordat de bekleding plaatselijk omhoog komt, zal hij op sommige gedeelten wel of niet elastisch ondersteund zijn. (Aangenomen dat de belasting zo lang duurt dat tijds-effecten vervallen). Bij optillen wordt verondersteld dat het elastisch korrelgedrag van de grond niet aanwezig is.

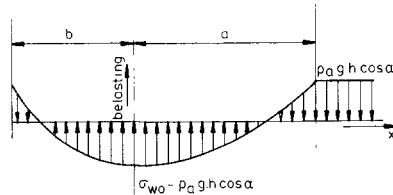


Fig. 8. Geschematiseerde belastingssituatie van de bekleding.

Voor een elastisch ondersteunde plaat geldt:

$$K \frac{\partial^4 w}{\partial x^4} + cw = q(x) \quad (\text{fig. 9})$$

waarin:

K = buigstijfheid van de plaat (N/m^2)

w = grootte van de doorbuiging (m)

x = horizontale plaatsvector (m)

c = beddingsconstante van de ondergrond (N/m^3)

q = op de plaat werkende belasting (N/m^2)

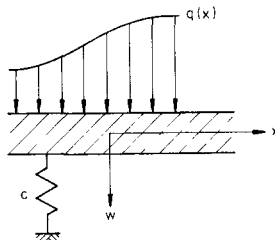


Fig. 9. Een elastisch ondersteunde plaat.

Voor $w > 0$ geldt $c = \text{constant}$

Voor $w < 0$ geldt $c = 0$ zodat

$$K \frac{\partial^4 w}{\partial x^4} = q(x)$$

Om de doorbuiging van de bekleding te kunnen bepalen dienen bovenstaande differentiaalvergelijkingen opgelost te worden.

Tevens geldt:

- hoekverdraaiing $\phi = \frac{\partial w}{\partial x}$

- momenten $M = -K \frac{\partial^2 w}{\partial x^2}$

- dwarskrachten $D = -K \frac{\partial^3 w}{\partial x^3}$

De randvoorwaarden zijn:

1. $x = -b: M = 0; D = 0$
2. indien de bekleding een lengte l heeft op $x = l - b: M = 0; D = 0$
indien de bekleding 'oneindig' lang is op $x \rightarrow \infty: w = 0; \phi = 0$

Op plaatsen waar $w = 0$ moeten de vergelijkingen op elkaar aangesloten worden. Hierbij geldt:

$$w_1 = w_2; \phi_1 = \phi_2; M_1 = M_2; D_1 = D_2$$

Het oplossen van de vergelijkingen is vrij omslachtig. Een numerieke procedure is hiervoor het best geschikt.

Onderzoek naar de toepasbaarheid (de wenselijkheid van opbollen) is gewenst.

APPENDIX IV

HET VOLGEN VAN ZETTINGEN EN ONTGRONDINGEN

IV.1 Zettingen

Indien onder een asfaltbekleding een onregelmatige zetting optreedt zal de bekleding die, door zijn viskeus gedrag, trachten te volgen.

In het volgende wordt een sterk geschematiseerde benadering gegeven om de toelaatbaarheid van onregelmatige zettingen te bepalen. Dit moet niet absoluut gezien worden maar meer als een rekenvoorbeeld.

Stel de zetting onder de asfaltplaat is cirkelvormig. De verticale uitbreiding geschiedt met een constante snelheid v m/s en de horizontale uitbreiding met u m/s (fig. 1).

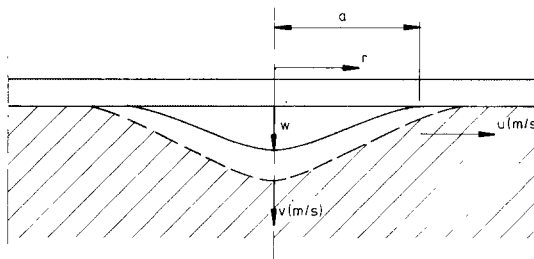


Fig. 1. Zetting onder een asfaltplaat.

De bekleding zal ten gevolge van zijn eigen gewicht gaan doorbuigen. De doorbuiging van een cirkelvormige, aan de rand ingeklemde plaat, belast door eigen gewicht bedraagt:

$$w = \frac{q}{64K} (r^2 - a^2)^2$$

$$K = \frac{Eh^3}{12(1 - \nu^2)}$$

hierin is:

q = gelijkmatig verdeelde belasting ten gevolge van het eigen gewicht (N/m^2)

$q = q_a g h$

w = doorbuiging (m)

r = zie figuur 1 (m)

a = zie figuur 1 (m)

E = stijfheidsmodulus van de plaat (N/m^2)
 h = dikte van de plaat (m)
 ν = constante van Poisson van de plaat
 ρ_a = soortelijke dichtheid van het asfalt (kg/m^3)
 g = versnelling van de zwaartekracht (m/s^2)

op $r = 0$:

$$w = \frac{12q(1 - \nu^2)a^4}{64Eh^3}$$

De plaat zal de zetting trachten te volgen en, indien de zetting niet te snel verloopt of de plaat niet voordien bezwijkt, na enige tijd aan gaan liggen.

Stel de grootte van de zetting op $r = 0$ is z .

De plaat zal op de ondergrond aanliggen indien:

$$w \geq z$$

ofwel

$$\frac{3}{16} \frac{\rho_a g (1 - \nu^2) a^4}{Eh^2} \geq z$$

met $a = ut$ en $z = vt$ (t = tijd; het tijdstip waarop de zetting is aangevangen is $t = 0$) volgt:

$$\frac{3}{16} \frac{\rho_a g (1 - \nu^2) u^4 t^4}{Eh^2} \geq vt$$

Dit kan ook geschreven worden als

$$\frac{S(t, T)}{t^3} \leq \frac{3\rho_a g (1 - \nu^2) u^4}{16\nu h^2}$$

$S(t, T) = E$ = de stijfheidsmodulus van het asfalt, die tijd- en temperatuurafhankelijk is. Voor de bijbehorende tijd kan bijvoorbeeld ongeveer de helft van de duur van de totale zetting genomen worden.

Met de formule

$$\frac{S(t, T)}{t^3} = \frac{3\rho_a g (1 - \nu^2) u^4}{16\nu h^2}$$

kan het tijdstip van aanliggen bepaald worden.

Voordat de plaat aan gaat liggen hangt hij 'vrij' en kunnen er buigspanningen optreden. Deze spanningen mogen de toelaatbare niet overschrijden.

Op de x -as bedraagt het moment in een vrijhangende plaat.

$$M_{xx} = -\frac{Q_a g h}{16} \{(3 + \nu)x^2 - (1 + \nu)a^2\}$$

$$M_{xy} = 0$$

$$M_{yy} = -\frac{Q_a g h}{16} \{(1 + 3\nu)x^2 - (1 + \nu)a^2\}$$

op $x = 0$:

$$M_{xx} = \frac{Q_a g h}{16} (1 + \nu)a^2$$

$$M_{yy} = \frac{Q_a g h}{16} (1 + \nu)a^2$$

op $x = a$:

$$M_{xx} = -\frac{Q_a g h}{8} a^2$$

$$M_{yy} = -\frac{Q_a g h}{8} \nu a^2$$

Het grootste moment is

$$M = \frac{Q_a g h}{8} a^2$$

met $a = ut$ wordt dit:

$$M_{\max} = \frac{Q_a g h}{8} u^2 t^2$$

Het maximale moment bij vrijhangen treedt op bij de grootste t : het tijdstip net voor aanliggen.

De maximale buigspanning in de plaat bedraagt:

$$\sigma_b = \frac{6M}{h^2} = \frac{3Q_a g u^2 t^2}{4h} \leq \sigma_b \text{ toelaatbaar}$$

Een golfklap kan ook een zetting veroorzaken. Door het elastische gedrag van de bekleding zal deze in eerste instantie terugveren in zijn oorspronkelijke toestand; de ondergrond zal niet of slechts gedeeltelijk terugveren.

De doorbuiging ten gevolge van een golfklap kan bepaald worden met behulp van Appendix I.

De bekleding moet bij voorkeur in de tijd tussen twee golfklappen kunnen nazakken op de ondergrond.

De doorbuiging van een vrijhangende plaat aan de randen ingeklemd en belast door het eigen gewicht is:

$$w_{x=0} = \frac{1}{384} \frac{ql^4}{EI} = \frac{1}{32} \frac{ql^4}{Eh^3}$$

Om tijdig te kunnen nazakken, moet dus:

$$S(t, T) < \frac{1}{32} \frac{ql^4}{h^3 w} = \frac{Q_a g l^4}{h^2 w}$$

waarin:

- $S = E$ is de stijfheidsmodulus van het asfalt
- w = doorbuiging ten gevolge van de golfklap
- l = lengte van de doorbuiging (Appendix I)

Zakt de bekleding niet op tijd na dan wordt ze vrijhangend belast door de volgende golfklap.

De buigspanningen worden dan:

$$M_{\text{rand}} = \frac{1}{8} Pl + \frac{1}{12} Q_a g h l^2$$

$$\sigma_b = \frac{6}{h^2} \left(\frac{1}{8} Pl + \frac{1}{12} Q_a g h l^2 \right) \leq \sigma_b \text{ toelaatbaar}$$

IV.2 Ontgrondingen

De doorzakking van het einde van een vrij uitkragende plaat is:

$$w = \frac{Q_a g h l^4 12(1 - \nu^2)}{8 E h^3}$$

Stel de ontgroning plant zich voort met een horizontale snelheid v m/s (fig. 2):

$$l(t) = vt$$

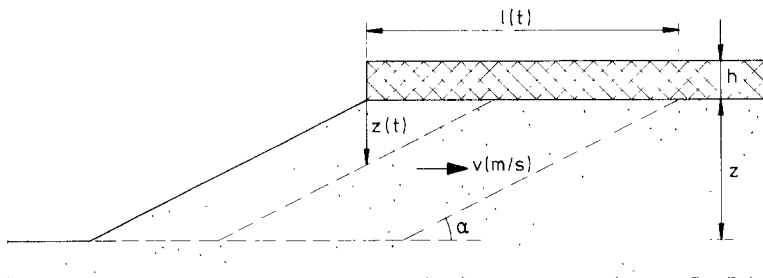


Fig. 2. Ontgroning onder een asfaltplaat.

De plaat zal de ontgronding trachten te volgen en, indien de snelheid van de ontgronding niet te groot is of de plaat niet reeds bezweken is, na enige tijd gaan aanliggen. Hiertoe moet:

$$w \geq z(t)$$

ofwel:
$$\frac{\rho_a g t^4 12(1-v^2)}{8Eh^2} \geq z(t)$$

De horizontale ontgrondingssnelheid is v m/s; de verticale ontgrondingssnelheid $v \operatorname{tg} \alpha$ m/s (α = de hellingshoek van de ontgronding).

Nu is $z(t) = vt \operatorname{tg} \alpha$ totdat $z(t) = z$.

Dus voor:

$$t \leq \frac{z}{v \operatorname{tg} \alpha} : \frac{S(t, T)}{t^3} \leq \frac{3\rho_a g(1-v^2)v^3}{2h^2 \operatorname{tg} \alpha}$$

$$t > \frac{z}{v \operatorname{tg} \alpha} : \frac{S(t, T)}{t^4} \leq \frac{3\rho_a g(1-v)^2 v^4}{2h^2 z}$$

Met behulp van bovenstaande formules kan het tijdstip van aanliggen bepaald worden.

Voordien treden er in de vrijhangende plaat buigspanningen op, die de maximaal toelaatbare niet mogen overschrijden.

Het maximale moment bedraagt:

$$M_{\max} = \frac{1}{2} \rho_a g h l^2 = \frac{1}{2} \rho_a g h v^2 t_1^2$$

(t_1 = het tijdstip van aanliggen)

De optredende maximale buigspanning is:

$$\sigma_b = \frac{3\rho_a g v^2 t_1^2}{h} \leq \sigma_{b \text{ toelaatbaar}}$$

Voor mastiek gaat voor langere belastingstijden de viskeuze component de boventoon voeren. Hierdoor kan de stijfheidsmodulus wel gesteld worden op $S = 3\eta/t$ waarin η de viscositeit in Pa · s voorstelt [5].

APPENDIX V

BOUSSINESQ MODEL VOOR MONOLITISCHE CONSTRUCTIES

Door Boussinesq is voor het eerst de verdeling van spanningen in een elastisch, homogeen, isotroop halfoneindig massief, veroorzaakt door een op het oppervlak werkende last, geanalyseerd [45, 46, 47, 57].

V.1 Een-laag systemen

Ten behoeve van de bepaling van de spanningen in een dijklichaam (grond, gebitumeerd zand) kunnen de volgende situaties van toepassing zijn:

- De spanningsverdeling onder een lijnbelasting P per eenheid van lengte (fig. 1) is:

$$\sigma_z = \frac{2P}{\pi} \frac{z^3}{(x^2 + z^2)^2}$$

$$\sigma_x = \frac{2P}{\pi} \frac{x^2 z}{(x^2 + z^2)^2}$$

$$\tau_{xz} = \frac{2P}{\pi} \frac{xz^2}{(x^2 + z^2)^2}$$

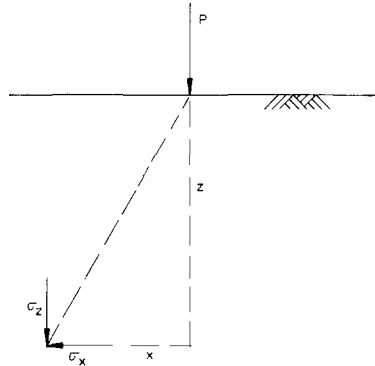


Fig. 1. Spanningsverdeling onder een lijnbelasting.

- De spanningsverdeling onder een strip met uniforme belasting (fig. 2) is:

$$\sigma_z = \frac{q}{\pi} \{ \alpha + \sin \alpha \cos (\alpha + 2\beta) \}$$

$$\sigma_x = \frac{q}{\pi} \{ \alpha - \sin \alpha \cos (\alpha + 2\beta) \}$$

$$\tau_{xz} = \frac{q}{\pi} \{ \sin \alpha \sin (\alpha + 2\beta) \}$$

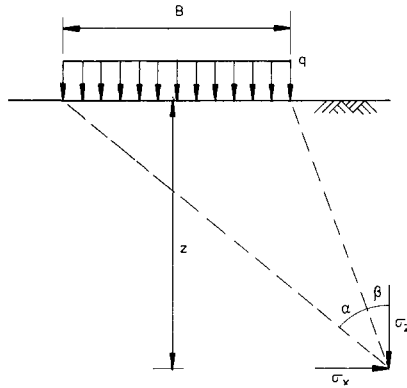


Fig. 2. Strip met uniforme belasting.

- De verticale spanning onder een rechthoekig gebied (lengte L , breedte B) met een uniforme belasting (fig. 3) bedraagt:

$$\sigma_z = \frac{q}{4\pi} \left[\frac{2mn(m^2 + n^2 + 1)^{1/2}}{m^2 + n^2 + m^2n^2 + 1} \frac{m^2 + n^2 + 2}{m^2 + n^2 + 1} + \operatorname{tg}^{-1} \left\{ \frac{2mn(m^2 + n^2 + 1)}{m^2 + n^2 - m^2n^2 + 1} \right\} \right] = qI_\sigma$$

$$m = \frac{B}{z}; \quad n = \frac{L}{z}$$

De waarde I_σ wordt voor verschillende waarden van m en n gegeven in figuur 4.

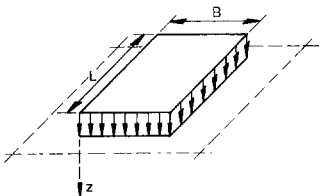


Fig. 3. Rechthoekig gebied met uniforme belasting.

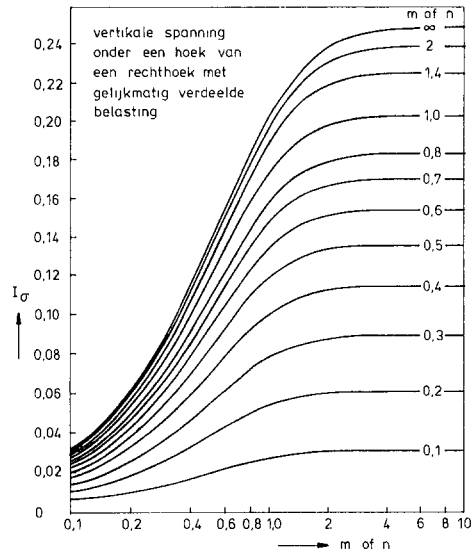


Fig. 4. Waarden voor I_σ bij verschillende m en n .

De volumerek van de grond kan bepaald worden met:

$$\frac{\Delta v}{v} = e = \frac{1-2\nu}{E} (\sigma_1 + \sigma_2 + \sigma_3)$$

Voor verschillende belastingsoppervlaktevormen kan de zakking aan het oppervlak berekend worden met de formule:

$$S_d = I_s q B \left(\frac{1-\nu^2}{E} \right)$$

Hierin is:

S_d = zakking van het oppervlak (m)

I_s = een coëfficiënt voor de vorm van het oppervlak

q = gelijkmatig verdeelde belasting (N/m²)

B = voor een rechthoekige belasting de breedte;
voor een cirkelvormige belasting de diameter (m)

ν = constante van Poisson van de grond

E = elasticiteitsmodulus van de grond (N/m²)

Verskillende waarden voor I_s worden gegeven in tabel 1.

Een grootheid voor de ondergrond die veel toegepast wordt in de dimensioneringsmodellen die in de andere appendices zijn afgeleid, is de zogenaamde beddingsconstante c .

Tabel 1. Vorm en stijfheidsfactor I_s voor de berekening van zettingen in punten onder belaste oppervlakken van een elastische halfruimte.

vorm	midden	hoek	midden korte kant	midden lange kant	gemiddelde
cirkel	1,00	0,64	0,64	0,64	0,85
cirkel (stijf)	0,79	0,79	0,79	0,79	0,79
vierkant	1,12	0,56	0,76	0,76	0,95
vierkant (stijf)	0,99	0,99	0,99	0,99	0,99
rechthoek L/B					
1,5	1,36	0,67	0,89	0,97	1,15
2	1,52	0,76	0,98	1,12	1,30
3	1,78	0,88	1,11	1,35	1,52
5	2,10	1,05	1,27	1,68	1,83
10	2,53	1,26	1,49	2,12	2,25
100	4,00	2,00	2,20	3,60	3,70
1000	5,47	2,75	2,94	5,03	5,15
10000	6,90	3,50	3,70	6,50	6,60

De beddingsconstante is in feite geen eigenschap van de ondergrond maar een parameter die van situatie tot situatie verschilt.

De beddingsconstante geeft de verhouding weer tussen de gelijkmatig verdeelde belasting q en de zakking van de grond s :

$$c = \frac{q}{s}$$

Met de op de vorige pagina's gegeven uitdrukkingen kan geschreven worden:

$$c = \frac{E}{I_s B (1 - \nu^2)} \text{ voor een gelijkmatig verdeelde belasting}$$

In tabel 2 zijn enkele richtwaarden voor ondergrondparameters gegeven.

De compressiemodulus $K = E/3(1 - 2\nu)$ en de glijdingsmodulus $G = E/2(1 + \nu)$.

De constante van Poisson ligt voor cohesieloze gronden ongeveer tussen 0,25 en 0,35; voor gronden met cohesie tussen 0,35 en 0,40.

Tabel 2. Enkele richtwaarden voor de elastische eigenschappen van grond.
Alle waarden in MN/m².

grondtype	compressiemodulus K	glijdingsmodulus G
los zand	8,5	3,5
middelmatig gepakt zand	25,0	11,0
dichtgepakt zand	50,0	24,0
slappe klei	0,8	0,25
middelmatig stevige klei	2,5	1,0
stevige klei	5,0	2,3
organische klei	1,0	0,2
slap veen	0,67	0,05
stevig veen	1,33	0,10

In de meeste gevallen echter is de belasting niet gelijkmatig verdeeld, zijn de eigenschappen van de ondergrond niet zoals gegeven in tabel 2, enzovoorts. Het is daarom beter de beddingsconstante te bepalen door middel van (dynamische) belastingsproeven, bijvoorbeeld een plaatsbelastingsproef of een C.B.R.-proef.

V.2 Meer-lagensystemen

Burmister ontwikkelde uitdrukkingen voor spanningen en zettingen van elastische twee-lagen systemen ten gevolge van een uniforme cirkelvormige belasting (fig. 5).

Voor de doorbuiging van de bovenlaag geeft hij de volgende formule:

$$s = \frac{1,5pa}{E_2} F_w$$

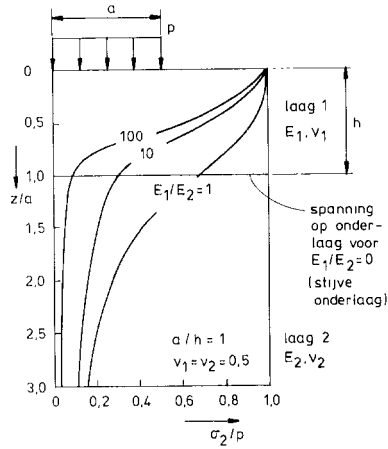


Fig. 5. Spanningsverloop in twee-lagen systeem (Burmister).

Figuur 6 geeft enkele waarden voor F_w .

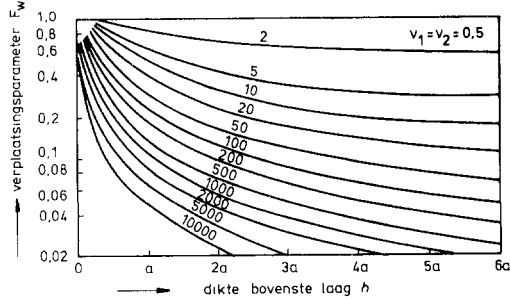


Fig. 6. Theoretische verplaatsingen in een elastisch twee-lagen systeem.

Palmer en Barber onderzochten eveneens de verplaatsingen in een twee-lagen systeem. Zij namen aan dat de relatieve stijfheid van de bovenlaag en de ondergrond is:

$$\left\{ \frac{E_1(1 - \nu_2^2)}{E_2(1 - \nu_1^2)} \right\}^{1/3}$$

Hierdoor mag de dikte van de bovenlaag h vervangen worden door een equivalente dikte van materiaal van de ondergrond h_e .

$$h_e = h \left[\frac{E_1(1 - \nu_2^2)}{E_2(1 - \nu_1^2)} \right]^{1/3}$$

De verticale verplaatsing Δz op een diepte z van een half-oneindige elastische grond is

$$\Delta z = \frac{1,5pa^2}{E(a^2 + z^2)^{1/2}} \quad \text{voor} \quad \nu = \frac{1}{2}$$

Door E te vervangen door E_2 en z door h_c wordt de verticale verplaatsing voor het oppervlak van de ondergrond:

$$\Delta s = \frac{1,5pa^2}{E_2 \left[a^2 + h^2 \left(\frac{E_1}{E_2} \right)^{2/3} \right]^{1/2}} \quad (v_1 = v_2 = 0,5)$$

De verplaatsing van de bovenlaag is

$$\Delta p = \frac{E_2}{E_1} \left\{ \frac{1,5pa}{E_2} - \Delta s \right\}$$

Waardoor de verplaatsing aan het oppervlak wordt:

$$\Delta = \Delta p + \Delta s = \frac{1,5pa}{E_2} \left[\frac{a}{\left(a^2 + h^2 \left(\frac{E_1}{E_2} \right)^{2/3} \right)^{1/2}} \left(1 - \frac{E_2}{E_1} \right) + \frac{E_2}{E_1} \right] = 1,5 \frac{pa}{E_2} F'_w$$

Tabel 3 geeft een enkele waarde voor F_w en F'_w

Tabel 3. Vergelijking tussen de coëfficiënten van Burmister en van Palmer/Barber.

E_1/E_2	a/h	F_w	F'_w
10000	10	0,40	0,42
10000	5	0,22	0,23
10000	1	0,05	0,05
100	10	0,91	0,91
100	5	0,76	0,74
100	1	0,23	0,22
2	1	0,80	0,81

N.B.: Benadrukt moet worden dat bovenstaande formules alleen geldig zijn voor statische belastingen.

Voor het berekenen van spanningen en rekken in twee- of meer-lagen systeem zijn eveneens uitgebreide rekenmodellen beschikbaar. Een van deze modellen is het Bisar-programma van Shell.

APPENDIX VI

GRONDMECHANISCH MODEL VOOR DE BEREKENING VAN EEN TALUD VAN GEBITUMINEERD ZAND

Een conventionele methode om de stabiliteit van een grondtalud te bepalen is de glijvlakberekening van Bishop. Hierbij treedt afschuiving op van het talud langs een cirkelvormig glijvlak indien de maximale schuifsterkte in dit vlak wordt overschreden door belastingen ten gevolge van het eigen gewicht en externe omstandigheden (fig. 1). In de methode Bishop wordt aangenomen dat de resultante van alle lamelkrachten bij elke lamel horizontaal is. Door het horizontale evenwicht buiten beschouwing te laten speelt deze resultante geen rol.

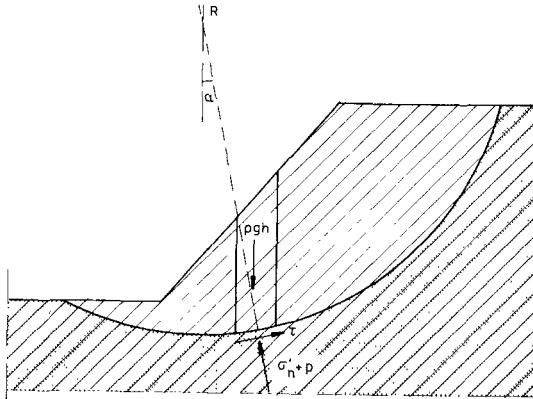


Fig. 1. Glijvlak volgens Bishop.

Beschouwd worden:

a. het momentenevenwicht

$$\Sigma qgh \sin \alpha = \Sigma \frac{\tau}{\cos \alpha}$$

b. het verticaal evenwicht

$$qgh = \sigma'_n + p + \tau \frac{\sin \alpha}{\cos \alpha}$$

waarin:

- ρ = dichtheid van de grond (kg/m^3)
- h = hoogte van de lamel (m)
- σ'_n = korrelspanning in de grond (N/m^2)
- p = waterspanning (N/m^2)
- τ = schuifweerstand (N/m^2)
- α = zie figuur 1
- g = versnelling van de zwaartekracht (m/s^2)

In tegenstelling tot grond neemt bij gebitumineerd zand door de viscositeit de sterkte toe wanneer afschuiving optreedt.

Door Calle [58] is een gemodificeerde stabiliteitsanalyse ontwikkeld voor kaden van gebitumineerd zand waarbij een verband tussen gemobiliseerde schuifsterkte en opgetreden schuifvervorming is ingevoerd.

Voor zand:

$$\tau_s = f_s(\gamma) \sigma' \operatorname{tg} \phi_s$$

Voor gebitumineerd zand:

$$\tau_a = f_a(\gamma) \sigma' \operatorname{tg} \phi_a + \eta \dot{\gamma}$$

hierin is:

- τ = ontwikkelde schuifspanning (N/m^2)
- σ' = normaalspanning op de doorsnede waar de schuifspanning werkt (N/m^2)
- ϕ = hoek van inwendige wrijving
- f = een mobilisatiefactor (fig. 2)
- η = viscositeit (N/m^2)
- γ = schuifrek
- $\dot{\gamma}$ = afgeleide van γ in de tijd (1/s)
- s = index van het zand
- a = index van het gebitumineerd zand

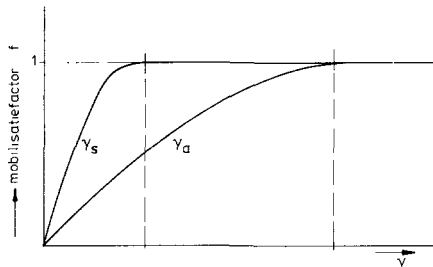


Fig. 2. Mobilisatiefactoren.

De evenwichtsbeschouwing volgens Bishop wordt uitgewerkt voor een kade van gebitu-
mineerd zand (fig. 3).

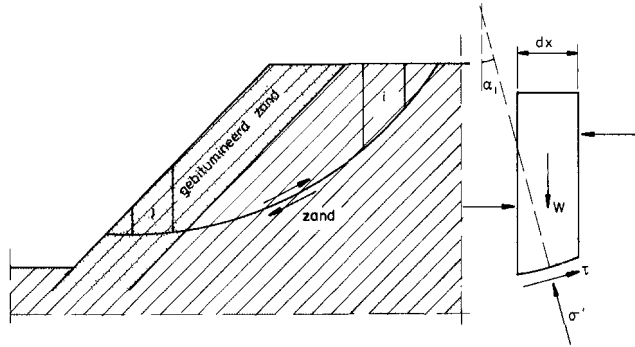


Fig. 3. Kade van gebitu-
mineerd zand.

Voor een zandlamel:

verticaal evenwicht

$$w_i = \sigma'_i f_s(\gamma) \operatorname{tg} \phi_s \sin \alpha \frac{dx_i}{\cos \alpha_i} + (\sigma'_i + p_i) dx_i$$

w_i = eigen gewicht van de lamel

dx_i = breedte van de lamel

De bijdrage van een lamel aan het tegenwerkend moment is:

$$M_i^R(\gamma) = R\tau \frac{dx_i}{\cos \alpha_i} = R \frac{(w_i - p_i dx_i)}{\cos \alpha_i + f_s \operatorname{tg} \phi_s \sin \alpha_i} f_s(\gamma) \operatorname{tg} \phi_s$$

R = straal van de glijcirkel

Voor een gebitu-
mineerd zandlamel:

verticaal evenwicht

$$w_j = \sigma'_j f_a(\gamma) \operatorname{tg} \phi_a \sin \alpha_j \frac{dx_j}{\cos \alpha_j} + \eta \dot{\gamma} \sin \alpha_j \frac{dx_j}{\cos \alpha_j} + (\sigma'_j + p_j) dx_j$$

Bijdrage aan het tegenwerkend moment

$$M_j^R(\gamma, \dot{\gamma}) = \frac{R(\eta \dot{\gamma} dx_j + (w_j - p_j dx_j) f_a(\gamma) \operatorname{tg} \phi_a}{\cos \alpha_j + f_a(\gamma) \operatorname{tg} \phi_a \sin \alpha_j}$$

ofwel

$$M_j^R(\gamma, \dot{\gamma}) = C_j(\gamma) + \dot{\gamma} D_j$$

Het momentenevenwicht levert op:

$$\sum_i M_i^R(\gamma) + \sum_j C_j(\gamma) + \dot{\gamma} \Sigma D_j = M^\circ$$

M° = aandrijvend moment (door eigen gewicht)

1. Indien $\dot{\gamma} \rightarrow 0$ als $t \rightarrow \infty$

$$\sum_i M_i^R(\gamma_{\text{eq}}) + \sum_j C_j(\gamma_{\text{eq}}) = M^\circ$$

γ_{eq} = eindwaarde voor vervorming

2. Indien voor alle waarden van γ geldt:

$$\sum_i M_i^R(\gamma) + \sum_j C_j(\gamma) \leq M^\circ$$

dan is de afschuifsnelheid voor grote waarden

$$\dot{\gamma} = (M^\circ - \sum_i M_i^R(\gamma_a) - \sum_j C_j(\gamma_a)) / \sum_j D_j$$

waarin γ_a is de waarde voor de schuifrek waarbij de schuifsterkte voor zowel zand als gebitumineerd zand volledig is gemobiliseerd ($f_s = 1$; $f_a = 1$).

APPENDIX VII

AFSCHUIVEN LANGS EEN MEMBRAAN

Een membraan wordt meestal afgedekt met een bekledingsmateriaal. De volgende mechanismen kunnen hierbij optreden:

1. Het gladde membraan veroorzaakt afschuiven van de bekleding.
2. De schuifspanningsoverdracht in het membraan leidt tot zulke grote vervormingen, dat er sprake is van een veranderende geometrie of schade aan de deklaag.

VII.1 Afschuiven van de deklaag

In geval van een bitumineuze bekleding die geen eigen stabiele opbouw kent moet de wrijvingscomponent langs het membraan groter zijn dan de component van het eigen gewicht langs het membraan, daar anders de bekleding kan afschuiven (fig. 1).

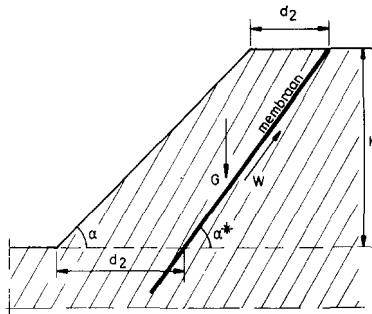


Fig. 1. Krachtenmechanisme bij afschuiven.

Het eigen gewicht van de deklaag is

$$G = \frac{\rho g}{2} (d_1 + d_2) h$$

De wrijvingskracht W langs het membraan bedraagt

$$W = fG \cos \alpha^*$$

hierin is:

- ρ = dichtheid van de bekleding (kg/m^3)
- g = versnelling van de zwaartekracht (m/s^2)

α en α^* zie figuur 1
 d_1 en d_2 zie figuur 1 (m)
 h = hoogte van het talud (m)
 f = $\text{tg } \phi$ indien $\phi < \theta$; anders $\text{tg } \theta$
 $\text{tg } \phi$ = hoek van inwendige wrijving van de ondergrond
 $\text{tg } \theta$ = wrijvingscoëfficiënt tussen membraan en ondergrond

Om afschuiven te voorkomen moet:

$$G \sin \alpha^* < fG \cos \alpha^*$$

ofwel

$$\text{tg } \alpha^* < f$$

In geval dat $W < G \sin \alpha^*$ zal de bekleding op de ondergrond gaan steunen (fig. 2).

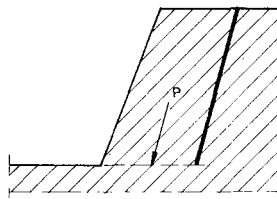


Fig. 2. Kracht door de bekleding op de ondergrond uitgeoefend.

$$P = G (\sin \alpha^* - f \cos \alpha^*)$$

- Indien het membraan bij de bodem ophoudt of onder een hoek α^* doorgetrokken is, mag P geen afschuiven van de ondergrond veroorzaken (fig. 3).

Met behulp van de wig van Prandtl (fig. 4) [48] is dit te onderzoeken:

Door de bijbehorende cirkels van Mohr te bepalen en te zorgen dat deze liggen binnen de omhullenden gegeven door de cohesie c en de hoek van inwendige wrijving ϕ

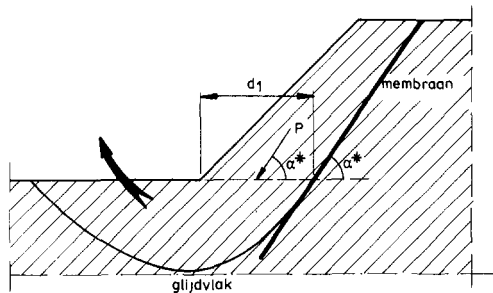


Fig. 3. Mogelijk afschuiven van de ondergrond door P .

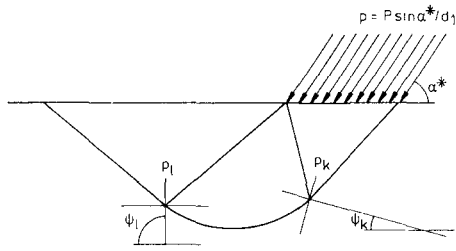


Fig. 4. Wig van Prandtl.

kan bekeken worden waaraan het systeem moet voldoen om het grondmassief niet te laten afschuiven (fig. 5).

De cirkel van Mohr met als middelpunt q_k en gaande door de vector \bar{p} moet, om afschuiven te voorkomen, binnen de omhullende liggen. Hiermee zijn q_k en Ψ_k te bepalen.

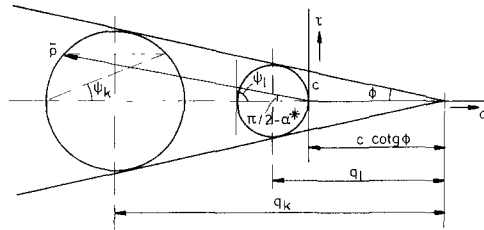


Fig. 5. Cirkels van Mohr behorende bij wig van Prandtl.

Het verband tussen q_1 en q_k wordt gegeven door

$$q_1 = q_k e^{[-2(\Psi_1 - \Psi_k) \operatorname{tg} \phi]}$$

waarin

$$\Psi_1 = \frac{\pi}{2}$$

De cirkel van Mohr met als middelpunt de met bovenstaande formule berekende waarde q_1 en als hoofdspansing $\sigma = 0$ moet binnen de omhullende liggen

$$\text{ofwel } q_1 \leq \frac{c \operatorname{cotg} \phi}{1 - \sin \phi}$$

- Indien het membraan langs de bodem doorgetrokken is (fig. 6) moet:

$$P \cos \alpha^* < fP \sin \alpha^*$$

ofwel

$$\frac{1}{f} < \operatorname{tg} \alpha^*$$

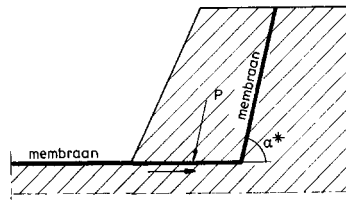


Fig. 6. Membraan doorgetrokken langs de bodem.

VII.2 Bezijken door schuifspanningen

Door het viskeuze gedrag van het asfaltmembraan kan ten gevolge van schuifspanningen kruip optreden.

In het geval weergegeven in figuur 7 is $G \sin \alpha^*$ de schuifkracht die op het membraan werkt.

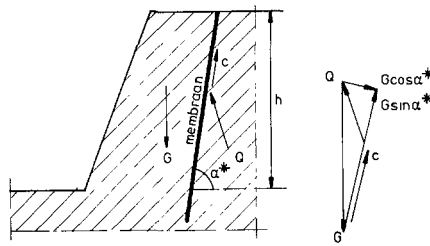


Fig. 7. Schuifkracht op een membraan.

De schuifspanning op het membraan bedraagt:

$$\tau = \frac{G \sin^2 \alpha^*}{h}$$

Indien het membraan horizontaal onder het talud ligt (fig. 8) bedraagt de schuifspanning

$$\tau = \frac{P \cos \delta}{h} \operatorname{tg} \alpha$$

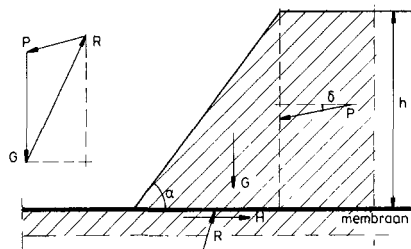


Fig. 8. Krachtenmechanisme bij een horizontaal membraan.

De grootte van P kan (met behulp van een recht glijvlak) bepaald worden:

$$P \cos \delta = \lambda_{aw} \frac{1}{2} \gamma h^2 \quad [48]$$

$$\lambda_{aw} = \frac{\cos \delta}{\cos^2(\phi + \delta)} (\cos \delta + \sin \phi \sin(\phi + \delta) - 2\sqrt{\sin \phi \sin(\phi + \delta) \cos \delta})$$

$$(c = 0)$$

waarin:

γ = volumegewicht van de grond (N/m^3)

h = hoogte van het talud(m)

δ = hoek die P maakt met normaal ($\delta = \frac{2}{3}\phi$)

ϕ = hoek van inwendige wrijving van de grond

λ_{aw} = actieve gronddrukcoëfficiënt

Door een schuifkracht zullen vervormingen optreden in het membraan. Zij mogen een bepaalde grens niet overschrijden.

Indien het membraan slechts uit één laag bitumen bestaat (fig. 9), is de vervorming (aangenomen dat bitumen zich als een Newtonse vloeistof gedraagt):

$$y(h) = \frac{\tau h}{\eta} t$$

en de vervormingssnelheid:

$$v(h) = \frac{\tau h}{\eta}$$

waarin:

τ = schuifspanning (N/m^2)

h = dikte van het bitumenlaagje (m)

t = tijd (s)

η = viscositeit (N/m^2)

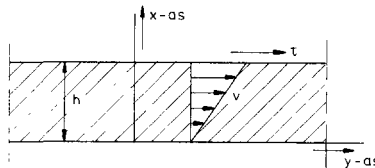


Fig. 9. Membraan bestaande uit een laag bitumen.

Is het membraan opgebouwd uit verschillende niet over elkaar glijdende, materialen, dan is het vervormingsgedrag gecompliceerder. Zie bijvoorbeeld figuur 10.

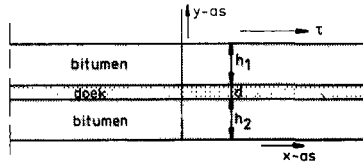


Fig. 10. Membraan bestaande uit twee lagen bitumen en een doek.

De vervorming bedraagt hierbij:

$$y_{\text{tot}} = \frac{\tau h_1 t}{\eta} + \frac{\tau h_2 t}{\eta} + \text{rek doek} \quad (\text{onderzijde membraan ligt vast})$$

Het doek wordt beschouwd als een elastisch materiaal; de rek in het doek is onafhankelijk van t .

$$\text{rek doek} = \frac{\tau d}{G} \quad G = \text{glijdingsmodulus van het doek}$$

De verplaatsingssnelheid aan de bovenzijde is:

$$v(h) = \frac{\tau (h_1 + h_2)}{\eta}$$

APPENDIX VIII

HET STROMEN VAN MASTIEK DOOR EEN BUIS

De stroming van mastiek door een buis zal, gezien de eigenschappen van het materiaal, laminair zijn. Het Reynoldsgetal moet kleiner zijn dan 2320

$$Re = \frac{vD\rho}{\eta}$$

waarin:

Re = Reynoldsgetal

v = stroomsnelheid (m/s)

D = diameter van de pijp (m)

ρ = dichtheid van het mastiek (kg/m³)

η = viscositeit van het mastiek (Pa · s)

Het verband tussen schuifspanning (τ), viscositeit (η) en snelheidsgradiënt (dv/dy) wordt bij een viskeuze vloeistof gegeven door:

$$\tau = \eta \frac{dv}{dy}$$

Voor laminaire stroming in een ronde leiding kan het volgende afgeleid worden. De op het gearceerde vloeistofcilindertje werkende krachten zijn (fig. 1):

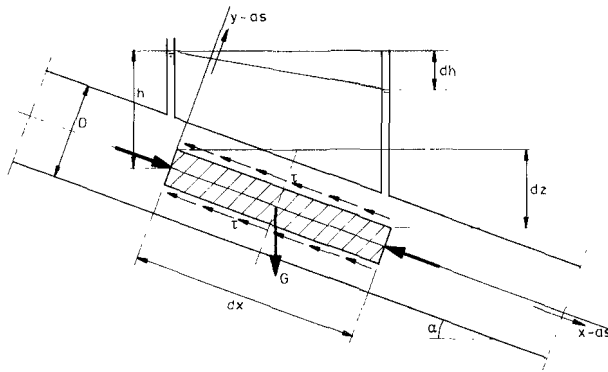


Fig. 1. Laminaire stroming in een pijp.

a. de ontbondene van de zwaartekracht

$$G \sin \alpha = \rho g \pi y^2 dx \sin \alpha$$

met $\sin \alpha = dz/dx$ volgt

$$G \sin \alpha = \rho g \pi y^2 dz$$

b. de vloeistofwrijving

$$-2\pi y \tau dx$$

c. het drukverschil

$$\rho g \pi y^2 (dh - dz)$$

Alle krachten werkende in de x -richting moeten in evenwicht zijn (fig. 1). Dus:

$$2\pi y \tau dx - \rho g \pi y^2 dh = 0$$

aangezien

$$\tau = \eta \frac{dv}{dy}$$

is:

$$dv = -\frac{\rho g I}{2\eta} y dy \quad I = \frac{dh}{dx}$$

Integratie geeft:

$$v = -\frac{\rho g I}{4\eta} y^2 + \text{constante}$$

de randvoorwaarde op $y = \frac{1}{2}D$ is $v = 0$
waardoor:

$$v = \frac{\rho g I}{4\eta} \left[\left(\frac{D}{2} \right)^2 - y^2 \right]$$

Het debiet in de pijp is:

$$Q = \int_0^{D/2} 2\pi y v dy = \frac{\rho g I \left(\frac{D} {2} \right)^4 \pi}{8\eta}$$

De gemiddelde snelheid bedraagt

$$v = \frac{Q}{\frac{1}{4}\pi D^2} = \frac{\rho g I D^2}{32\eta}$$

Voor een pijp met willekeurige doorsnede

$$I = \frac{k\eta Q}{\rho g D^2 A}$$

waarin:

I = helling van de druklijn

k = een vormfactor (bij cirkelvormige leidingen $k = 32$)

η = viscositeit ($\text{Pa} \cdot \text{s}$)

Q = debiet (m^3/s)

ρ = soortelijke dichtheid van het mastiek (kg/m^3)

g = versnelling van de zwaartekracht (m/s^2)

D = diameter van de pijp (m)

A = oppervlakte van de pijpdoorsnede (m^2)

$$I = \frac{q_1 - q_2}{\rho g dx}$$

q_1 en q_2 zijn de drukken respectievelijk aan het begin en einde van het beschouwde pijponderdeel dx

Buis met constante diameter

Wanneer de buis is gevuld en geen toevoer van materiaal heeft, zal door uitstroming aan de onderzijde het niveau in de buis zakken tot een evenwichtstoestand is bereikt (fig. 2) [23].

Dit evenwichtsniveau ligt op een hoogte $\rho_w/\rho_b \cdot h$ boven de onderzijde van de buis.

ρ_w = dichtheid van het water (kg/m^3)

ρ_b = dichtheid van het mastiek (kg/m^3)

h = diepte onder water van de onderzijde van de buis (m)

Wil er een stroming tot stand komen dan moet het vloeistofniveau op zekere hoogte b boven de evenwichtstand staan.

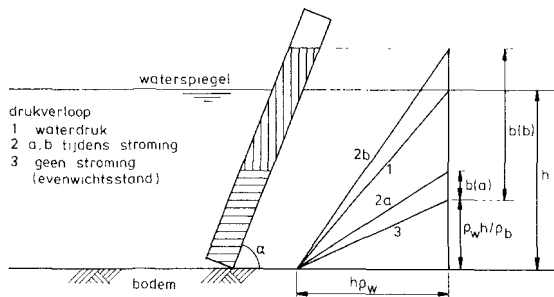


Fig. 2. Drukdiagram in een buis met constante diameter [23].

Voor een stroming door een pijp geldt:

$$I = \frac{k\eta Q}{\rho g D^2 A}$$

I is de helling van de druklijn:

$$I = \frac{\left(b + \frac{\rho_w}{\rho_b} h\right) - h\rho_w}{\left(b + \frac{\rho_w}{\rho_b} h\right) \rho_b} \sin \alpha = \frac{b}{b + \frac{\rho_w}{\rho_b} h} \sin \alpha$$

hiermee volgt:

$$\frac{b}{b + \frac{\rho_w}{\rho_b} h} \sin \alpha = \frac{k\eta Q}{\rho g D^2 A}$$

ofwel

$$b = \frac{\frac{\rho_w}{\rho_b} h}{\frac{\rho_b g D^2 A \sin \alpha}{k\eta Q} - 1}$$

Om indringing van water te voorkomen zal de druk in de buis groter moeten zijn dan de waterdruk op gelijk niveau. Het niveau in de buis moet tenminste zo hoog staan als de waterspiegel.

$$b \geq h \left(1 - \frac{\rho_w}{\rho_b}\right)$$

$$\frac{k\eta Q}{g D^2 A} \geq (\rho_b - \rho_w) \sin \alpha$$

In het vervolg wordt

$$\frac{k\eta Q}{g D^2 A} = K$$

genoemd.

Voor de gebruikelijke waarden $\rho_b = 2000$ en $\rho_w = 1000$ volgt $K \geq 1000 \sin \alpha$. Opdat in de praktijk niet met een onpraktisch hoog vloeistofniveau gewerkt hoeft te worden zal K , indien $\sin \alpha = 1$, kleiner dan ca. $1,3 \cdot 10^3$ moeten zijn.

Buis met vernauwing

Ter voorkoming van indringing van water kan, in plaats van de druk in de buis over de

volle lengte hoger dan de waterdruk op gelijk niveau te houden, de buis aan het uiteinde over een 1/2 à 1 meter vernauwd worden zodat daar $K > 1000 \sin \alpha$. De rest van de buis kan ruim blijven waardoor daar het drukverlies te verwaarlozen is [23].

N.B.: In het voorgaande is de viscositeit van de mastiek constant aangenomen. In werkelijkheid is deze echter drukafhankelijk. Wordt nu een buis beschouwd met onderin een vernauwing van niet al te grote lengte dan kan over deze vernauwing de viscositeit als constant genomen worden.

Opdat in punt A (fig. 3) de druk tenminste gelijk is aan de plaatselijke waterdruk moet:

$$K_2 b \geq b \sin \alpha (\varrho_b - \varrho_w)$$

(De index 2 geeft het vernauwde gedeelte van de buis aan).

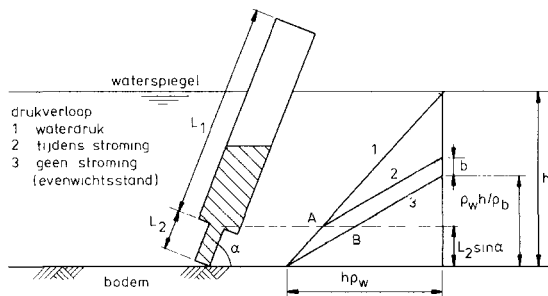


Fig. 3. Buis met vernauwing [23].

Met $\varrho_b = 2000$ en $\varrho_w = 1000$ wordt dit:

$$K_2 \geq 1000 \sin \alpha$$

De stroming wordt thans beheerst door:

$$b = \frac{K_2 b}{\varrho_b}$$

zodat

$$b \geq \frac{b \sin \alpha (\varrho_b - \varrho_w)}{\varrho_b}$$

In de praktijk wordt de waarde van b bepaald door:

- bij te hoge drukverschillen zal de mastiekstraal uit elkaar 'spatten';
- bij te lage drukverschillen wordt geen gelijkmatig uittredende straal verkregen.

Ook om constructieve redenen uit de scheepsbouw mag b niet te groot zijn. De maximale waarde van b zal ongeveer ter plaatse van de waterlijn liggen.

In onderstaande tabel zijn voor enkele waterdiepten de minimale en maximale K -waarde berekend. Aangenomen is dat $\sin \alpha = 1$, $l_2 = 0,5$ m, $\rho_w = 1000$ en $\rho_b = 2000$.

Tabel 1. Invloed vernauwing op toelaatbare variatie van K -waarde.

diepte [m]	$10^3 \cdot K$			
	constante diameter		met vernauwing	
	min.	max.	min.	max.
3	1	1,6	1	6
10	1	1,3	1	20
20	1	1,2	1	40

Uit tabel 1 blijkt duidelijk dat een buis met een vernauwing aan het einde een veel grotere variatie in K -waarde, en dus ook in ηQ , toelaat dan een buis met constante diameter. Onregelmatigheden in het materiaal tijdens de verwerking kunnen beter opgevangen worden.

Buis met verdeelapparaat

Om een zekere spreiding van het materiaal te verkrijgen is het mogelijk om onder aan de toevoerpijp een verdeelbuis met een aantal uitstroomopeningen te bevestigen (fig. 4).

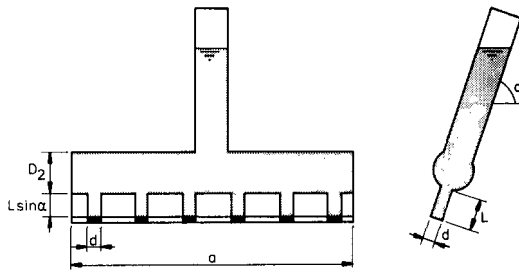


Fig. 4. Asphaltverdeelapparaat [23].

Om gelijkmatige uitstroming te verkrijgen over de volle breedte zal het drukverlies in de uitstroomopeningen veel groter moeten zijn dan in de verdeelbuis.

Kerkhoven [23] stelt hiervoor:

$$\frac{l}{nd^4} \geq \frac{6,25a}{D_2^4}$$

waarin:

- l = lengte van de uitstroombuis (m)
- n = aantal uitstroomopeningen (≥ 4)
- d = diameter van de uitstroombuis (m)
- a = breedte van de verdeelbuis (m)
- D_2 = diameter van de verdeelbuis (m)

In het algemeen zal aan de mond van een uitstroomopening contractie van de straal optreden. Het toepassen van één brede opening (spleet) is derhalve alleen mogelijk indien het mondstuk over de bodem gesleept wordt. Op een steenstorting is dit echter niet erg aantrekkelijk. Daarnaast heeft het de voorkeur het apparaat op enige afstand van de bodem te houden, zodat ontgroningen door waterstroming aan de zijkanten van het apparaat niet te veel optreden.

Dit betekent toepassing van een aantal openingen.

Ter vermindering van waterindringing geldt $K \geq 1000 \sin \alpha$.

Het is gewenst om de K -waarde van de uitstroomopeningen enige malen groter te maken dan $1000 \sin \alpha$.

- Door de 'hangende' stralen wordt een onderdruk op de viskeuze massa in de openingen uitgeoefend.
- Het apparaat kan scheef komen te staan.

In verband hiermee lijkt het gewenst K tenminste gelijk aan 3000 te stellen ($\sin \alpha = 1$).

APPENDIX IX

DE HELLINGPROEF

Een viskeus materiaal zal, liggende op een helling door zijn eigen gewicht een vervorming ondergaan.

Voor een oneindig lange helling bedraagt de schuifspanning op een afstand x (fig. 1) [7]:

$$\tau(x) = \rho g(h-x) \sin \alpha$$

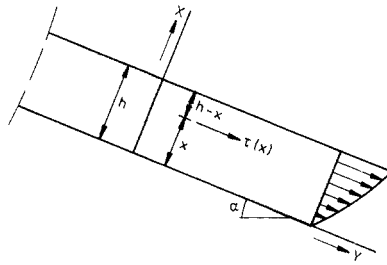


Fig. 1. Viskeus gedrag op een helling.

De hoekvervorming is:

$$\gamma = \frac{dy}{dx}$$

Tevens is:

$$\gamma = \tau/G$$

zodat:

$$\frac{dy}{dx} = \frac{\rho g(h-x) \sin \alpha}{G}$$

$$y(x) = \int_0^x \frac{\rho g(h-x) \sin \alpha}{G} dx = \frac{\rho g \sin \alpha}{G} (hx - \frac{1}{2}x^2)$$

Aan het oppervlak van het materiaal ($x = h$):

$$y = \frac{\rho gh^2 \sin \alpha}{2G}$$

Bij lange belastingtijden en/of hoge temperaturen kan, indien het materiaal zich als een Newtonse vloeistof gedraagt, het vloeigedrag in de viscositeit uitgedrukt worden:

$$\tau = \eta \dot{\gamma}$$

waardoor:

$$y(h) = \frac{\rho g h^2 \sin \alpha}{2\eta} t$$

en de vloeisnelheid:

$$v(h) = \frac{dy(h)}{dt} = \frac{\rho g h^2 \sin \alpha}{2\eta}$$

symbolen:

τ = schuifspanning (N/m²)

ρ = soortelijke dichtheid van het materiaal (kg/m³)

g = versnelling van de zwaartekracht (m/s²)

h = dikte van de laag (m)

α = hellingshoek van het talud

G = glijdingsmodulus (N/m²)

y = vervorming (m)

η = viscositeit (Pa · s)

γ = hoekvervorming

v = vervormingssnelheid (m/s)

t = tijd (s)

$\dot{\gamma}$ = afgeleide van γ in de tijd

LEITFADEN FÜR DIE ANWENDUNG VON ASPHALT IM WASSERBAU

Zusammenfassung

Im dem Leitfaden werden die technologischen Aspekte behandelt, die sich auf die Anwendung von Asphalt im Wasserbau unter niederländischen Umständen beziehen. Es werden Richtlinien, Entwurfsverfahren, Hintergründe und Empfehlungen verschafft.

Der Leitfaden ist unterteilt in mehrere Abschnitte, wovon jeder einen besonderen Gegenstand betrachtet. Teil A behandelt die allgemeinen technologischen Aspekte von Wasserbauasphaltmischungen. In Teil B werden die wichtigsten, spezifischen Mischungen, die im Wasserbau am meisten angewandt werden, unter die Lupe genommen. Teil C behandelt die entwurfstechnischen Aspekte; hier werden funktionelle Anforderungen, Ausgangspunkte und auftretende Beanspruchungen in bezug auf dem Entwurf von Asphaltarbeiten im Wasserbau betrachtet. Darüber hinaus werden rechnerische Bemessungsverfahren angegeben.

Gegenstand von Teil D ist die Ausführung. Es wurde eine Unterverteilung gemäß den verschiedenen Asphaltmischungen gemacht, wovon nacheinander die Herstellung, der Transport und die Verarbeitung behandelt werden. Teil E umfaßt die Verwaltung und Instandhaltung von Wasserbauasphaltprojekte. Neben einer Betrachtung der Ursachen, sowie der Feststellung und Vorbeugung möglicher Schäden, werden Methoden für die Reparatur angegeben.

In den Anlagen sind die theoretischen Hintergründe der verschiedenen Teile, sowie die Entwicklung der Bemessungsverfahren, aufgeführt.

GUIDE POUR L'UTILISATION DE BITUME EN TRAVAUX HYDRAULIQUES

Résumé

Ce guide veut énumérer les aspects techniques de l'utilisation de bitume dans le domaine des travaux hydrauliques à exécuter particulièrement aux Pays-Bas. Il comprend des directives, des méthodes de conception, des recommandations et d'information de base et il est subdivisé en diverses parties et dans chacun de ses chapitres un autre sujet est traité. La partie A décrit d'une façon générale les aspects technologiques des mélanges bitumineux pour travaux hydrauliques. Dans la partie B on examine les mélanges les plus appliqués en travaux hydrauliques. La partie C explique des aspects propre à la conception, des exigences fonctionnelles, les principes de bases, les charges auxquels les constructions peuvent être soumises et les méthodes de dimensionnement correct à appliquer dans le contexte des constructions bitumineuses en travaux hydrauliques. La partie D est consacré à l'exécution des divers mélanges utilisés dans les travaux hydrauliques. La fabrication, le transport et la mise en oeuvre de chaque type de mélange est décrite. La partie E concerne l'entretien et la gestion. Dans ce cadre sont élaborés des réflexions concernant les causes et les méthodes de recherche d'une malfonction et les mesures de prévention de chacun des dégâts types. Dans cette même partie les diverses possibilités de réparation sont indiquées. Les appendices contiennent des observations théoriques plus détaillées sur le contenu des divers chapitres ainsi qu'un énoncé du développement des modèles de dimensionnement.

DIRECTIVES FOR THE HYDRAULIC APPLICATION OF ASPHALT

Summary

In the directives the technological aspects concerning the hydraulic application of asphalt are based on Dutch conditions. Guidelines, background information, construction methods and recommendations are being provided.

The directives are divided into several parts with each comprehending a separate topic. Part A deals with the general technological aspects of hydraulic asphalt mixtures. In part B the most important specific mixtures, used in hydraulic engineering, are set out. Part C is concerned with the functional design requirements. Various properties and loadings are important when contemplating the design of hydraulic asphaltic constructions. Also, methods of design are shown.

The execution of the work is the subject of part D. A subdivision has been made to cover manufacture of the different types of mixtures. Also the transportation and application of different mixtures have been discussed. Part E comprises the maintenance of asphalt revetments. Besides a conspectus of the causes, detection and prevention of possible damages, reparation techniques are included.

The comprehensive theoretical background of the different parts and the development of the design methods are presented in the annexes.

De Technische Adviescommissie voor de Waterkeringen werd door de Minister van Verkeer en Waterstaat ingesteld.

De commissie adviseert de minister omtrent alle technisch-wetenschappelijke aspecten die van belang kunnen zijn voor een doelmatige constructie en het onderhoud van waterkeringen, dan wel voor de veiligheid van door waterkeringen beschermde gebieden.

Figure 1 Composition of asphalt-mixes in hydraulic engineering

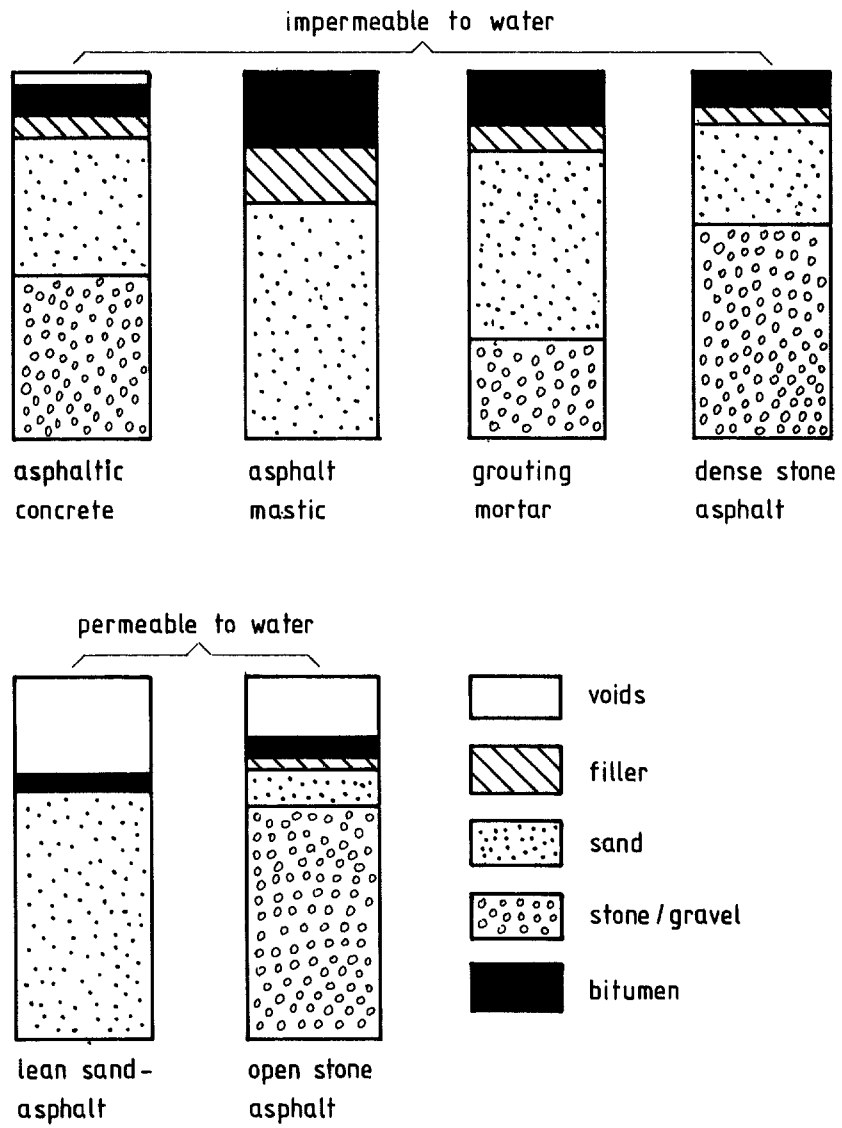
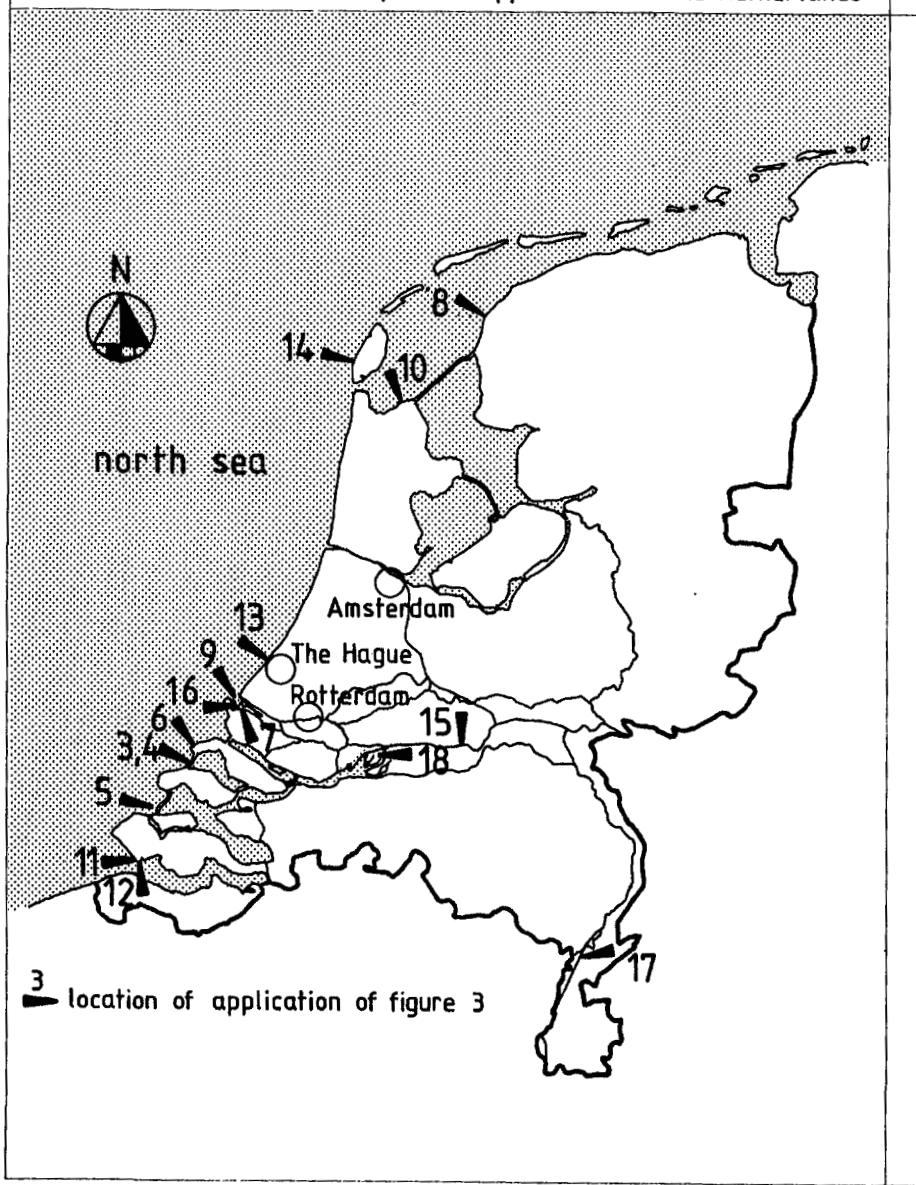


fig.1 Composition of asphalt mixes in hydraulic engineering

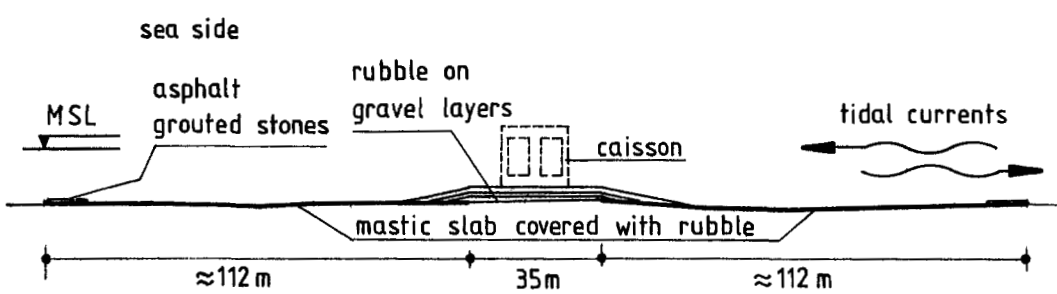
Figure 2 Location of examples of applications in the Netherlands



6



FIGURE 3 BROUWERSDAM , BOTTOM PROTECTION OF CLOSURE GAP, 1971



cross-section

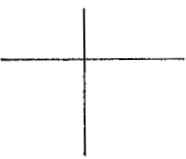
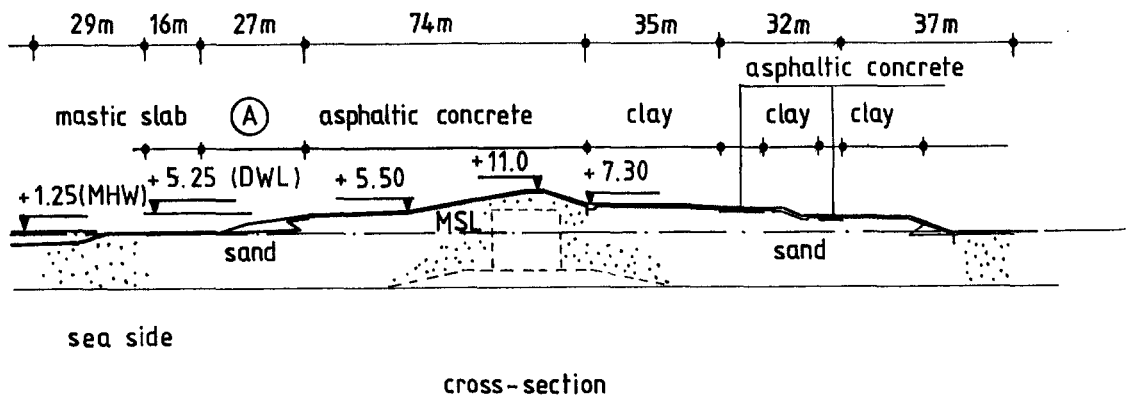
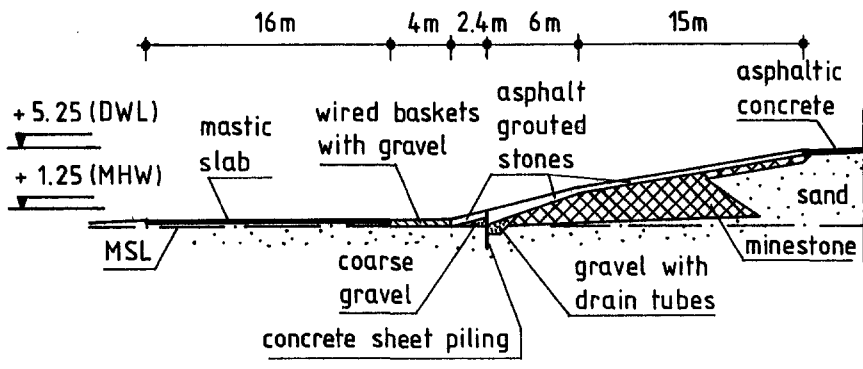




FIGURE 4 BROUERSDAM , 1971





cross-section detail (A)



Handland
1:750

FIGURE 5 BREAKWATER NEAR LOCK IN OOSTERSCHELDE BARRIER, 1980

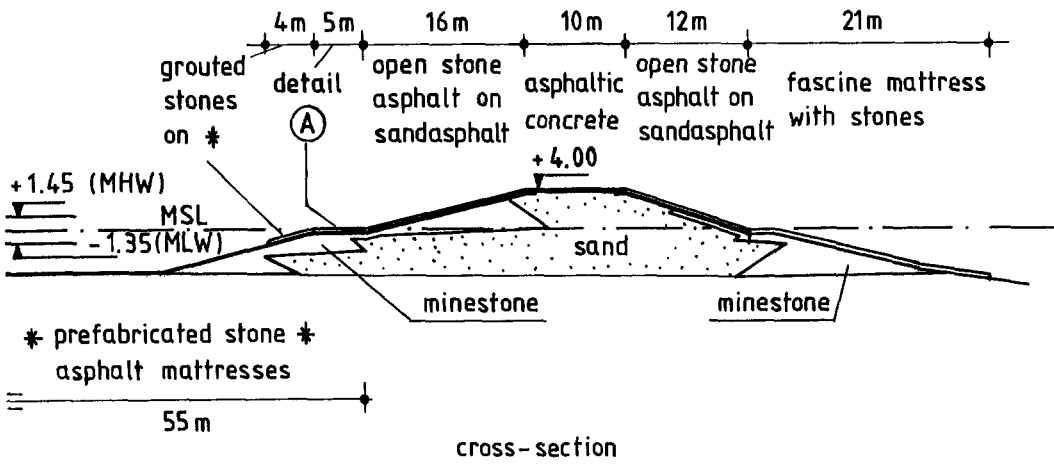
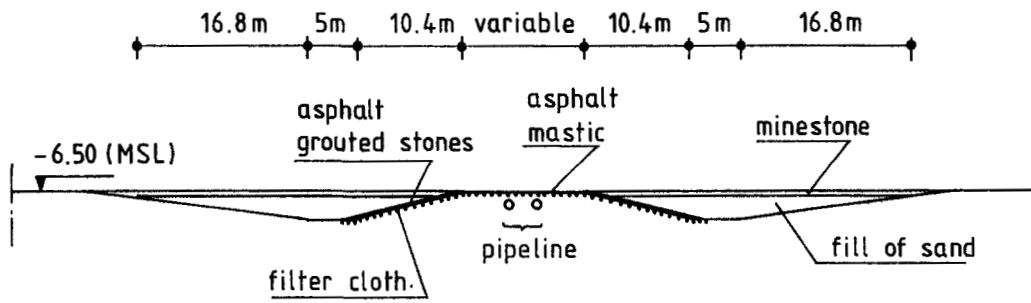




FIGURE 7 PROTECTION OF PIPELINE CROSSING IN THE HARTELKANAAL, 1981



cross-section





FIGURE 8 BREAKWATER AT HARLINGEN , 1948

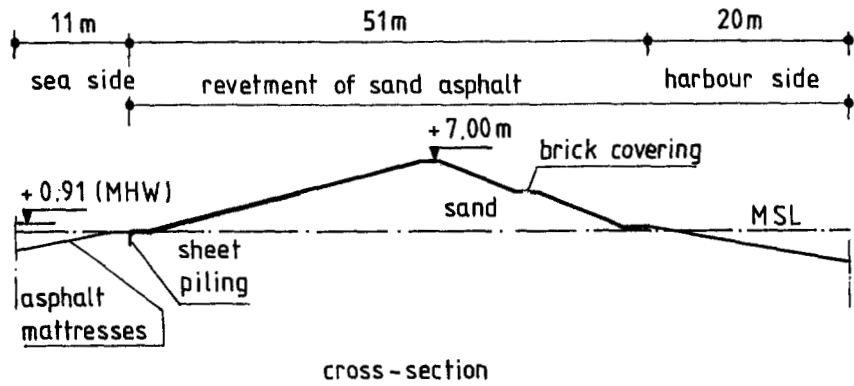
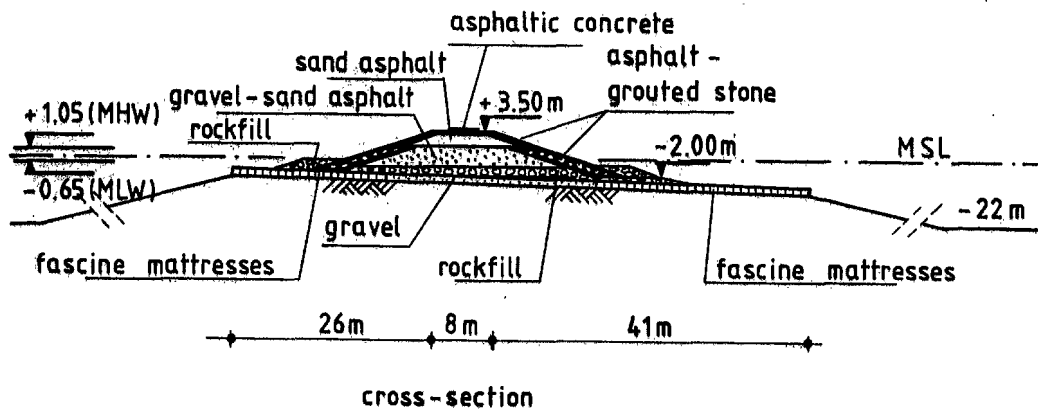


FIGURE 9 SPLITSINGSDAM, ROTTERDAM - EUROPOORT



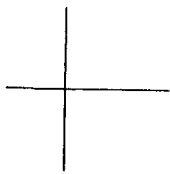
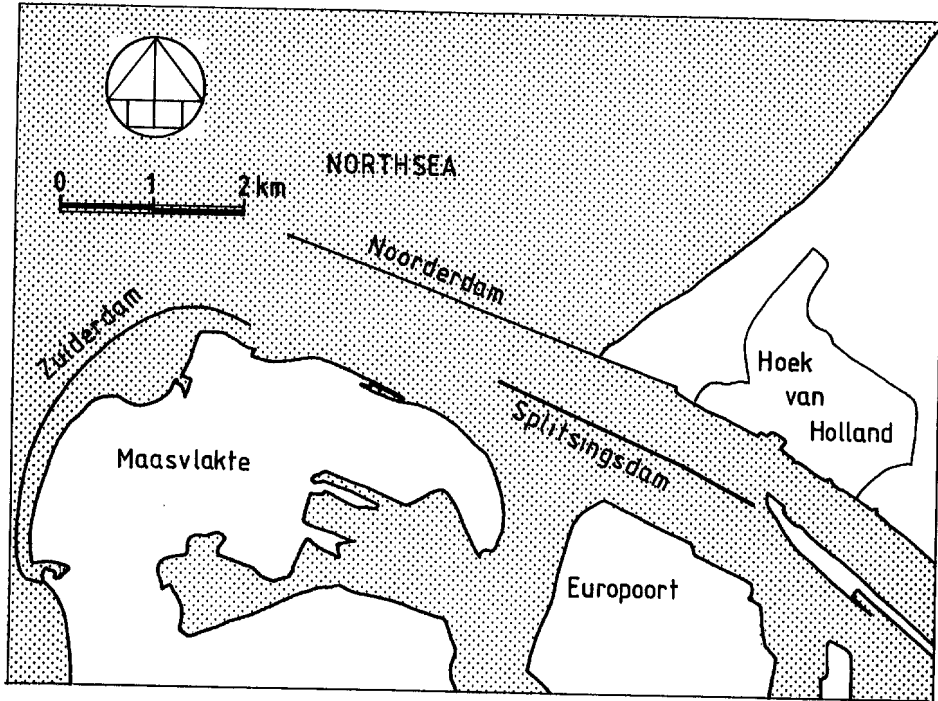
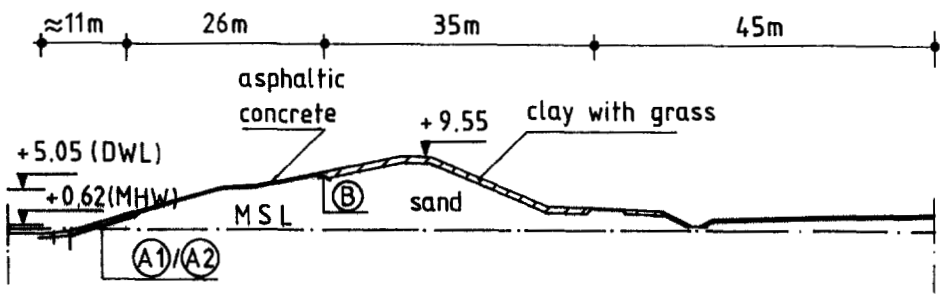
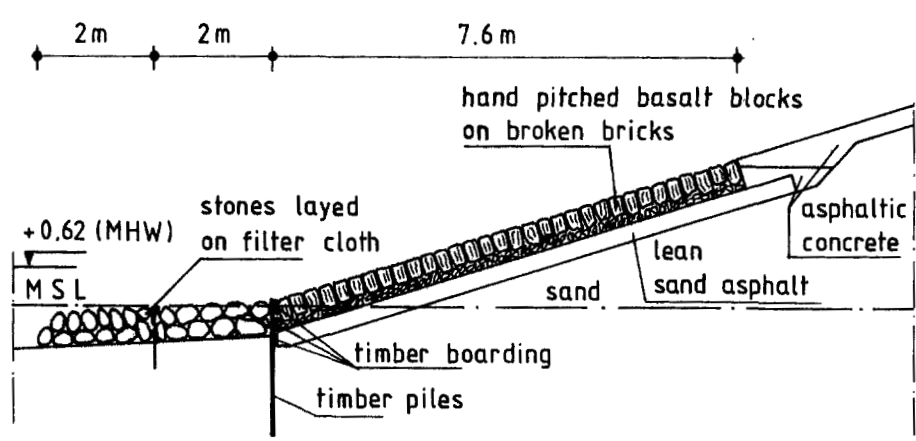
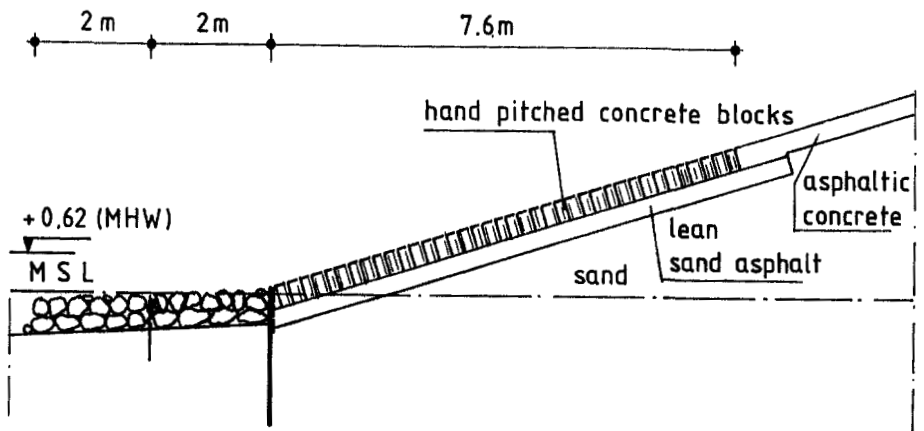


FIGURE 10 SEA DIKE WIERINGEN, 1984





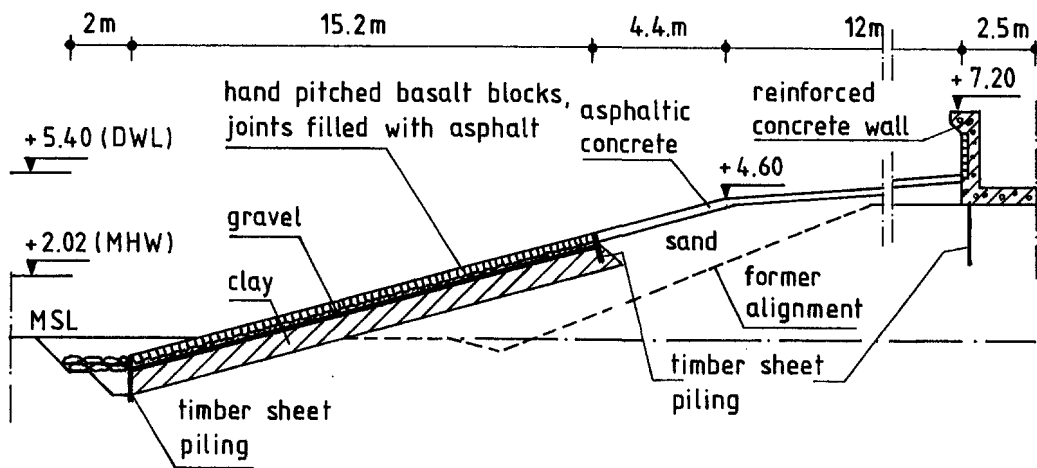
cross section detail (A1) with available basalt blocks



cross section detail (A2) with concrete blocks



FIGURE 11 SEA-FRONT, VLISSINGEN, 1981



cross-section

FIGURE 13 NORTH SEA COAST GROUYNE NEAR SCHEVENINGEN, 1938

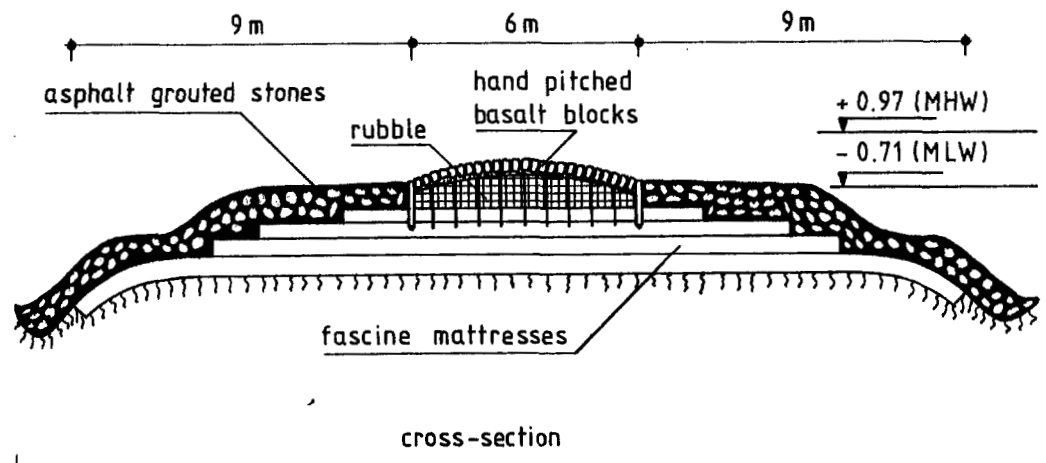
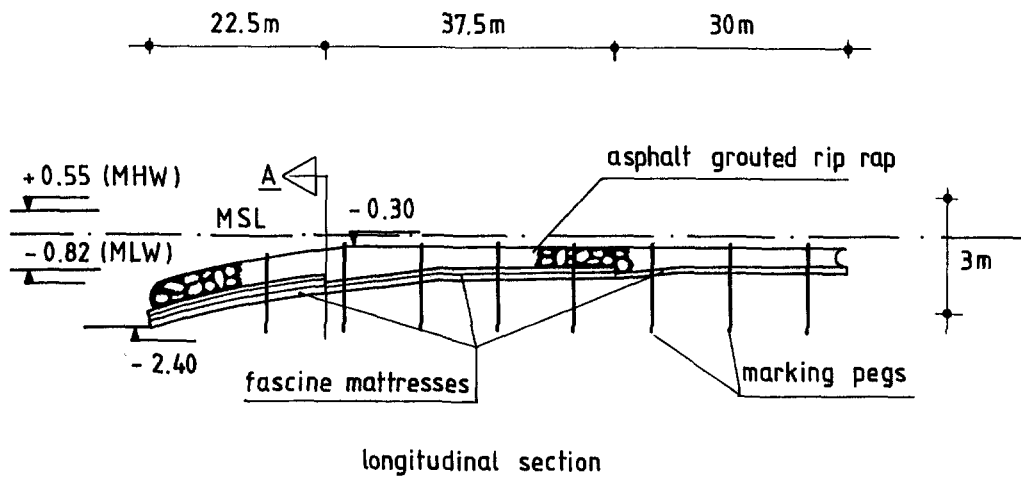
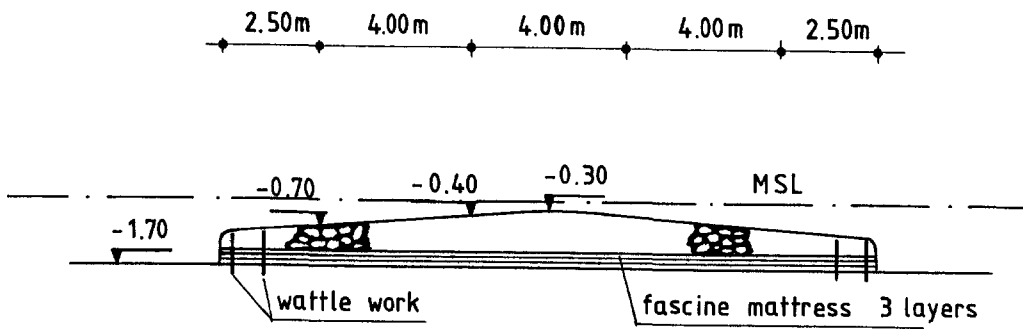




FIGURE 14 NATURAL STONE REVETMENT GROYNES, S.W. COAST ISLE OF TEXEL (1959 - 1980)





cross - section A

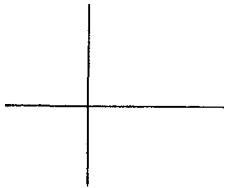




FIGURE 15 TRAINING WALL IN THE RIVER WAAL , NEAR NEERRIJNEN , 1983

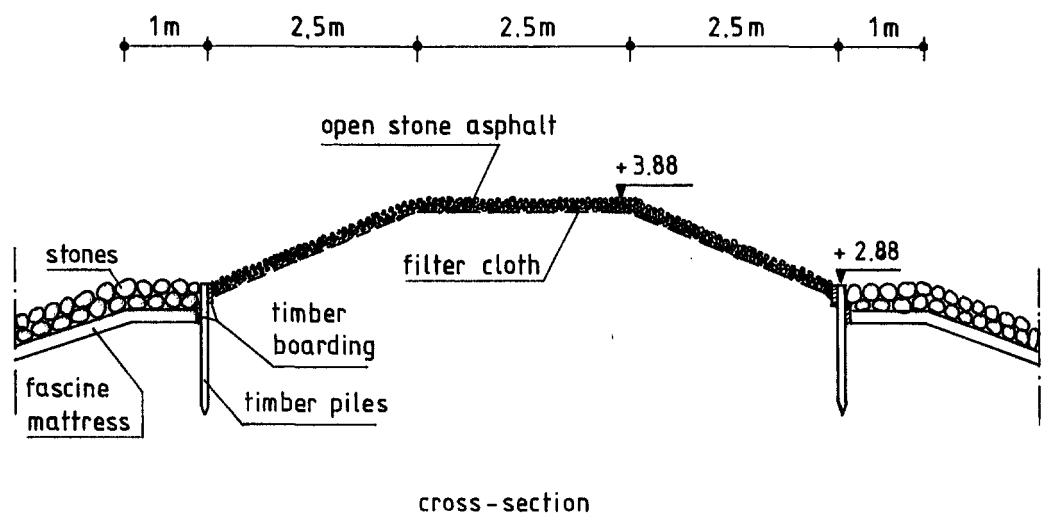
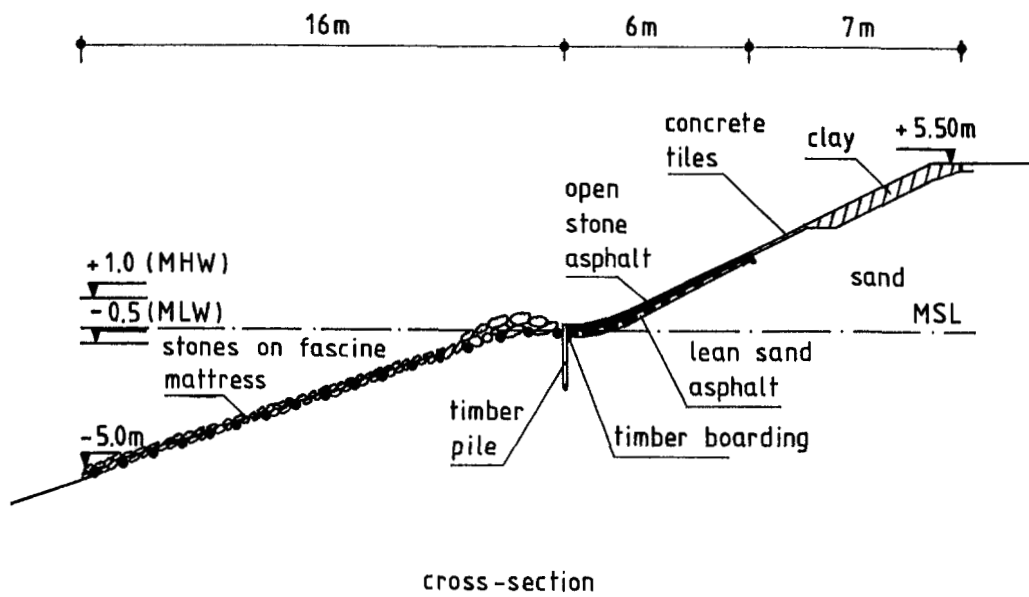


FIGURE 16 REVETMENT DINTELHAVEN, 1976



23

175°

FIGURE 17 JULIANA CANAL, LINING OF ASPHALTIC CONCRETE, 1968

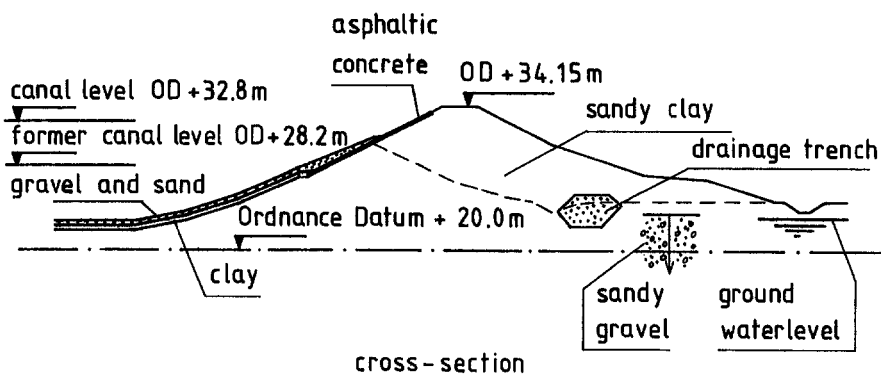
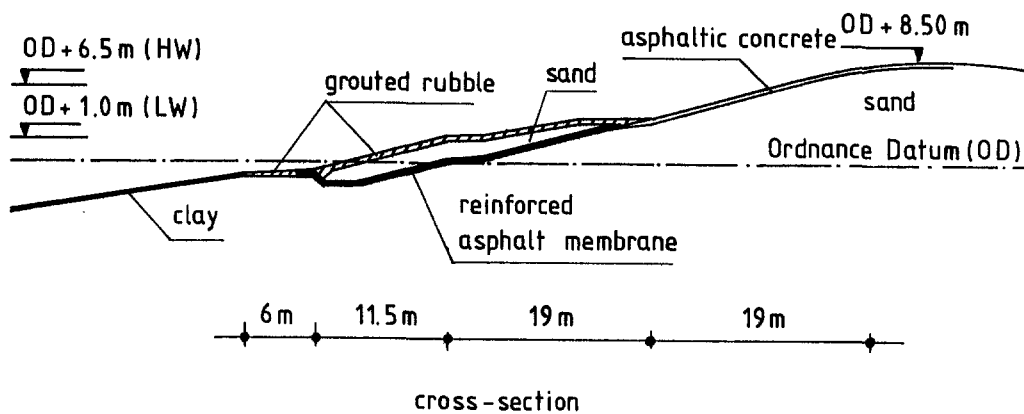
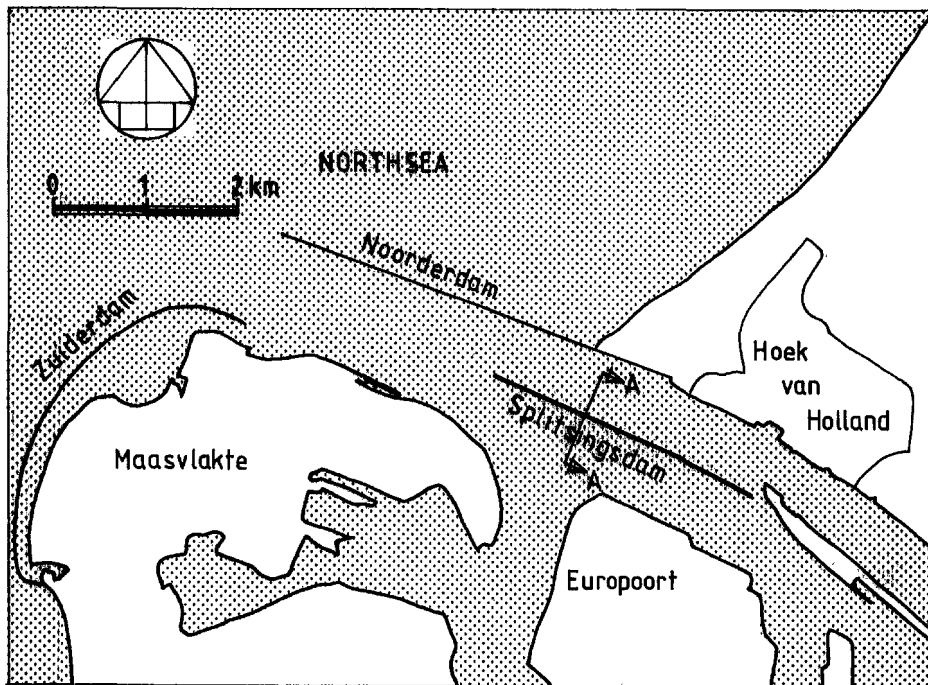


FIGURE 18 WATER RESERVOIR, BIESBOSCH, 1973

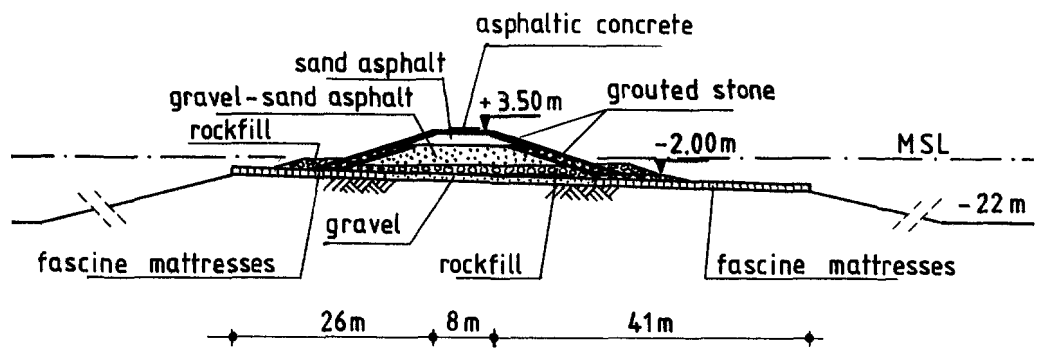


①



situation breakwater Hoek van Holland

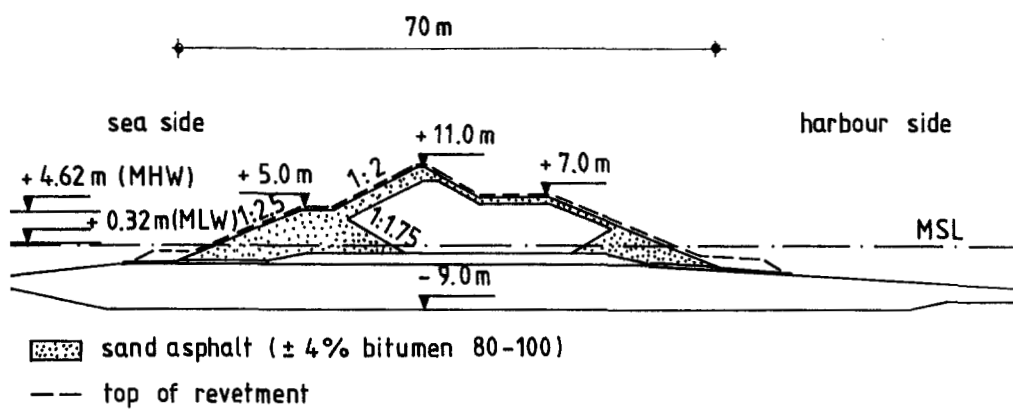
(2)



a. cross-section A-A

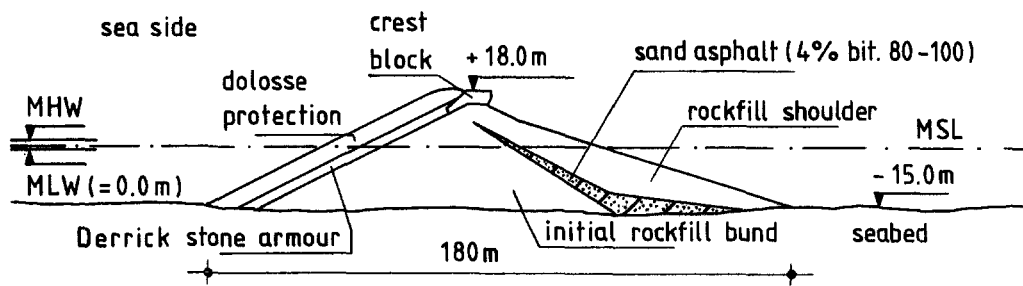
breakwater Hoek van Holland

3



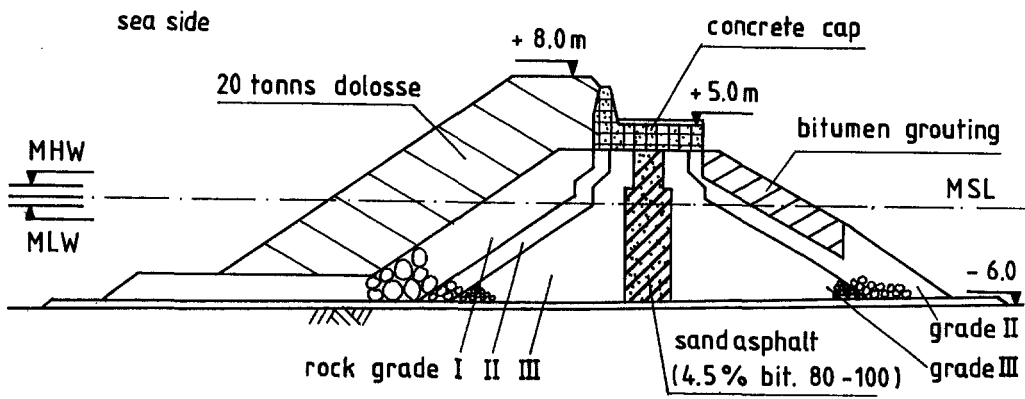
breakwater Zeebrugge

(4)



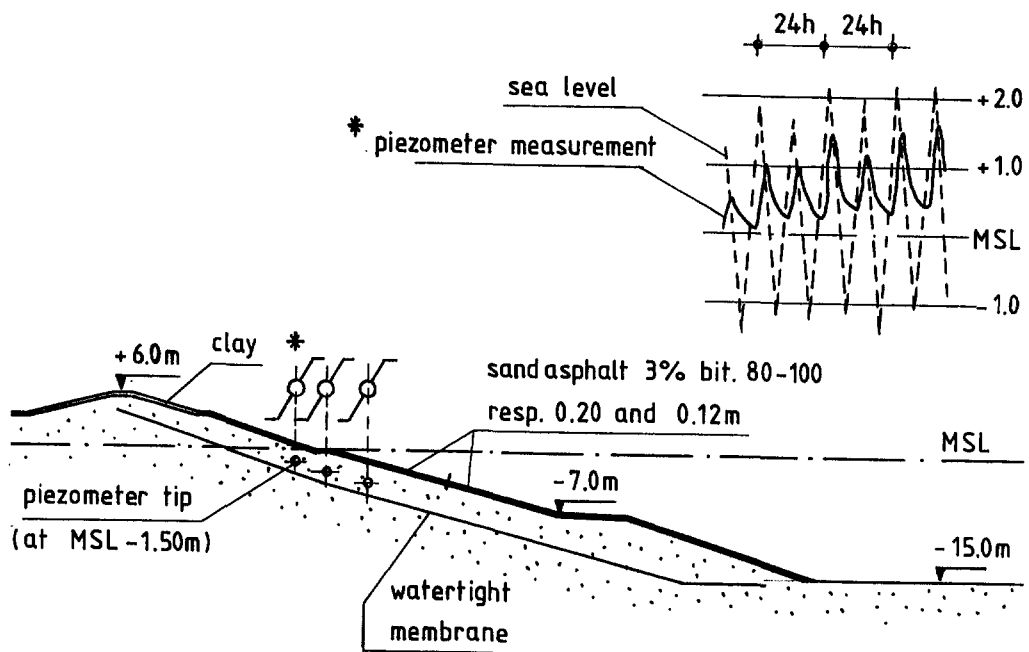
cofferdam Hong Kong

5

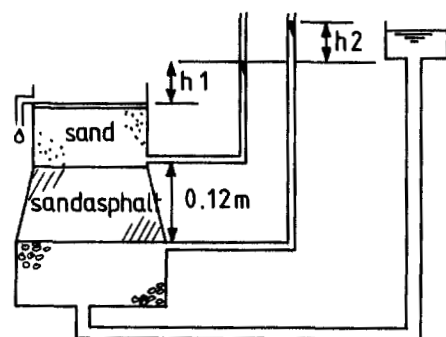


breakwater South Africa

7

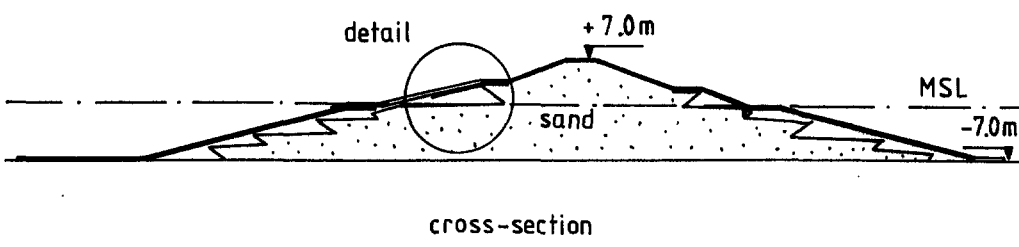


field observations tidal-movement inside a dam construction

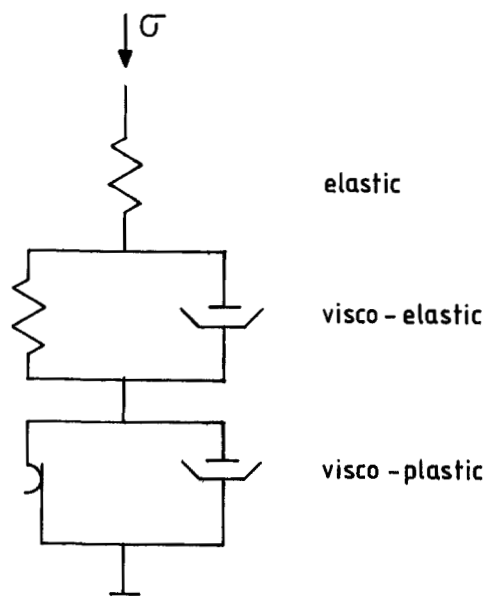


hydraulic test equipment

9

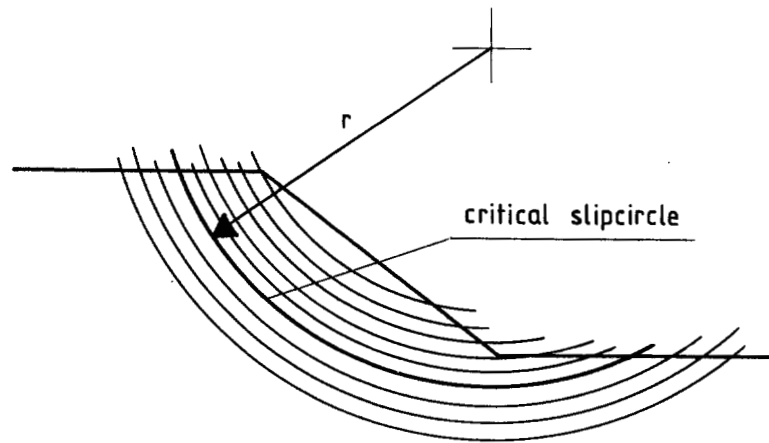


breakwater Easter Scheldt

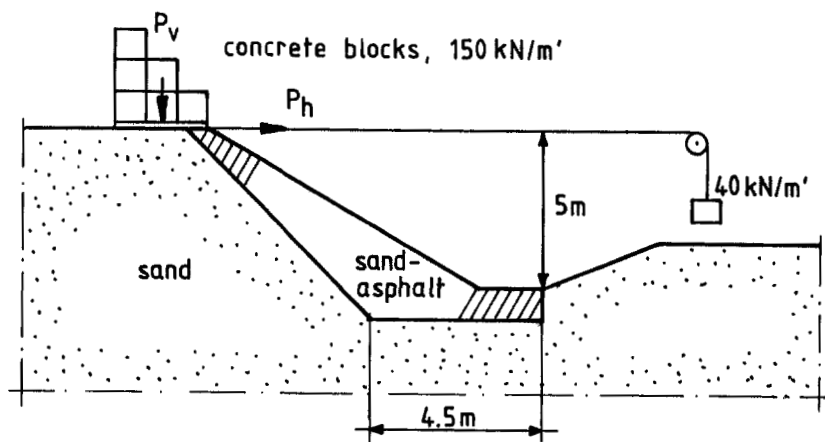


general rheologic model

(12)



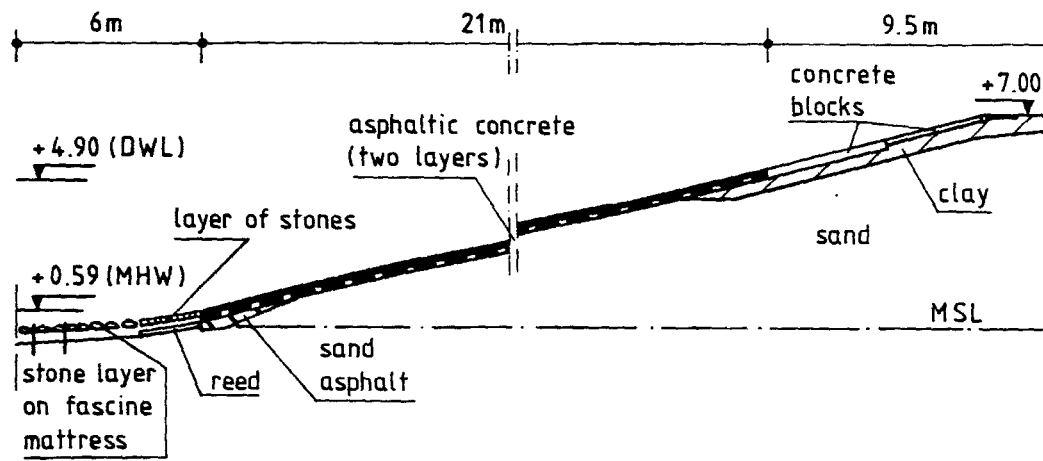
the field of deformation rates describes
as a set of concentric circular shells



cross-section field test Schelphoek

niet gebreukel; wel bewaard!

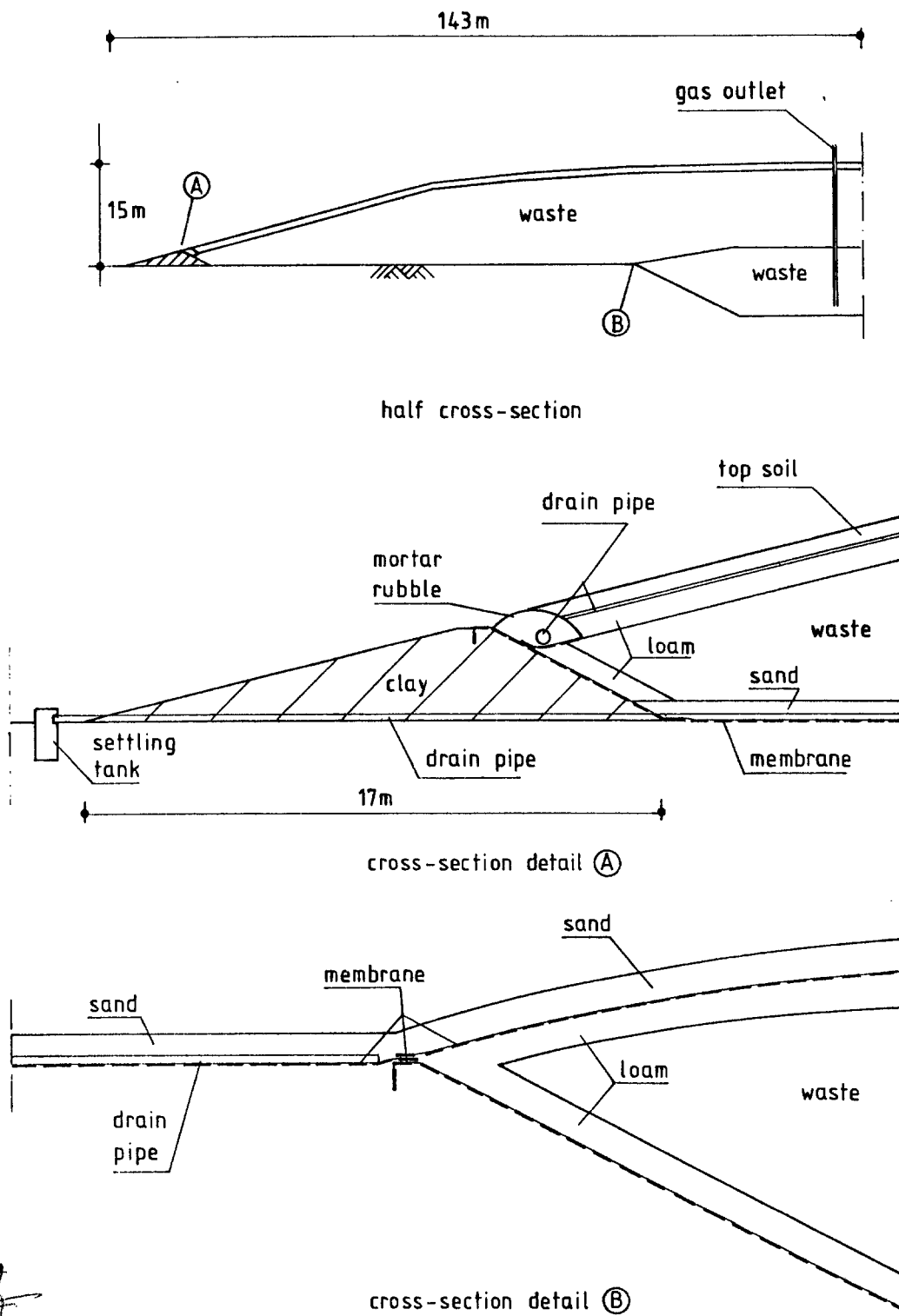
FIGURE DUNE REVETMENT TEXEL, POLDER EYERLAND, 1956



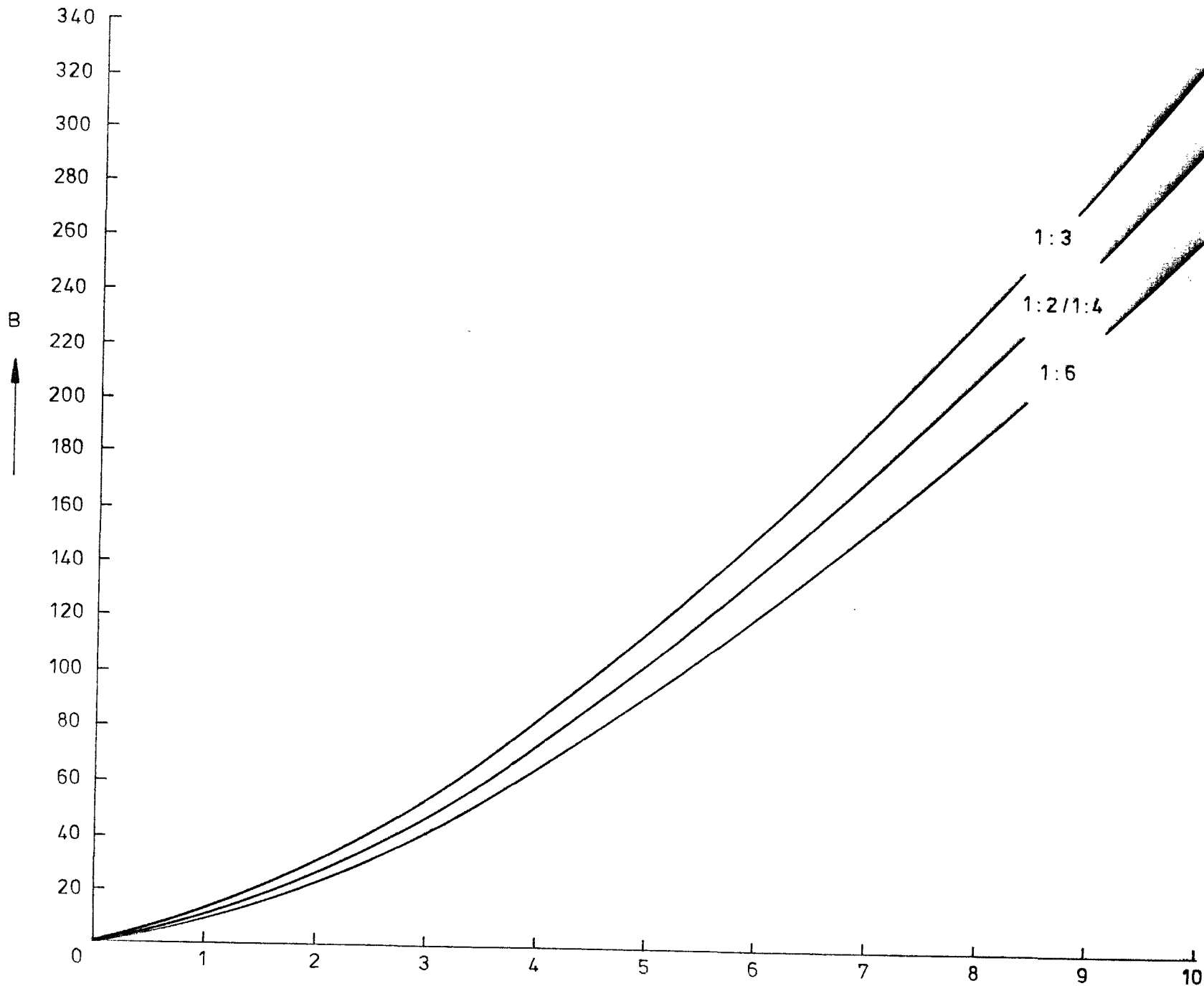
cross - section

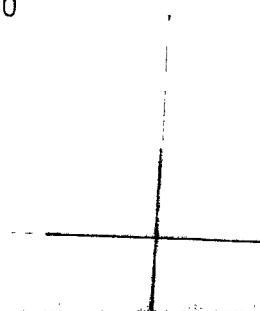
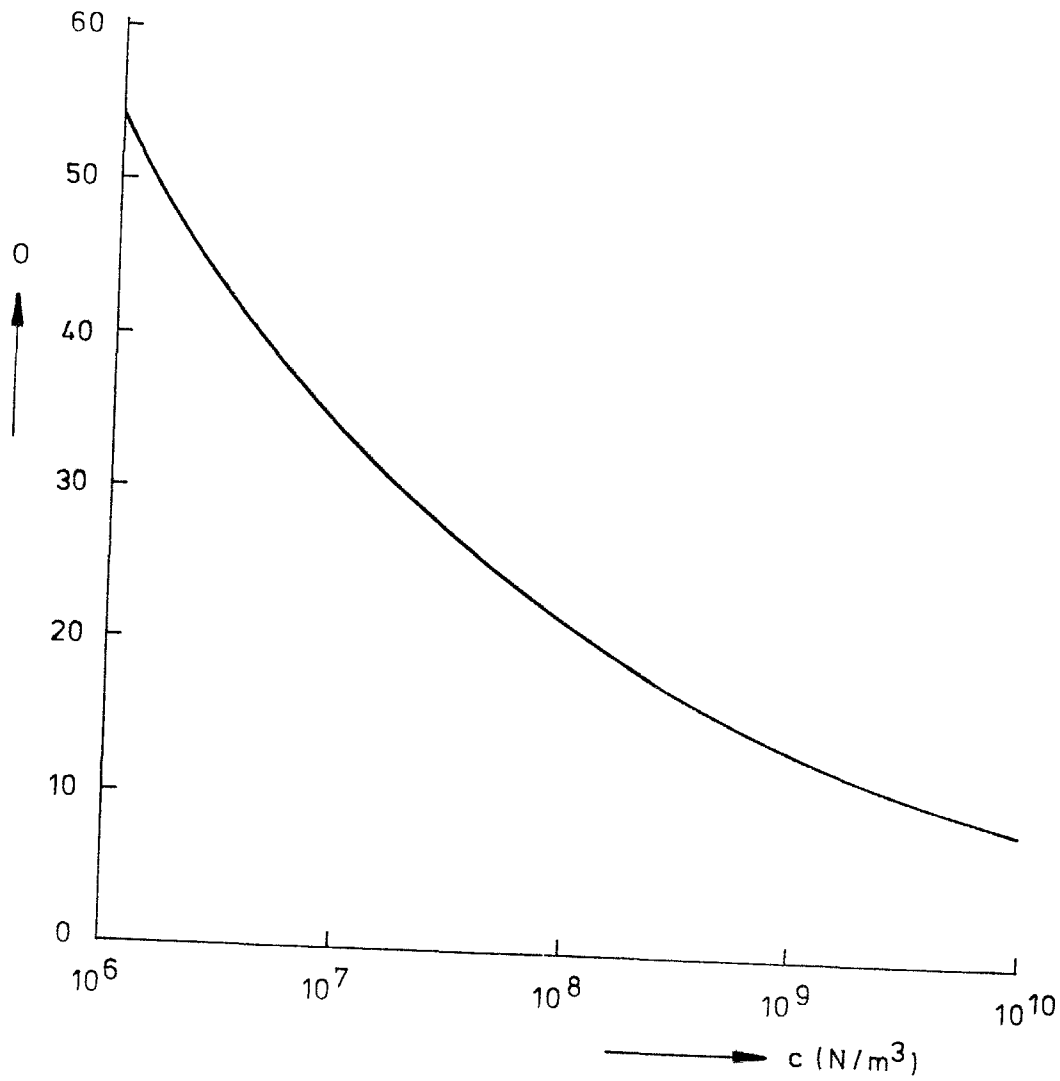
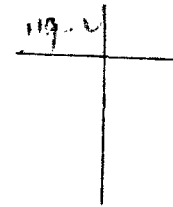
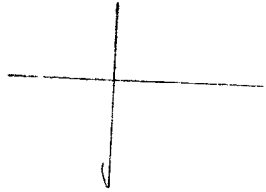
vervalt voor verband!

FIGURE 20 WASTE DISPOSAL, Ouwsterhaule, 1983

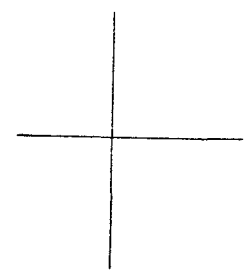
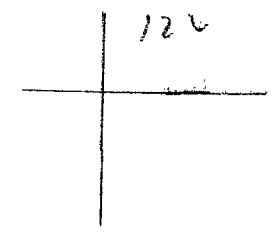
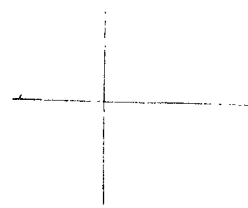
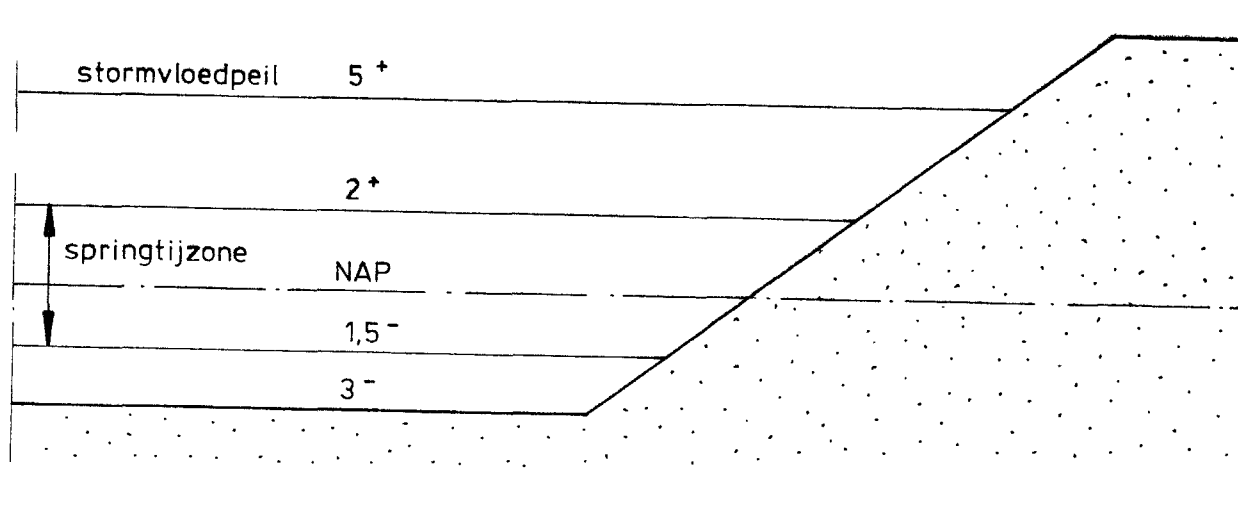


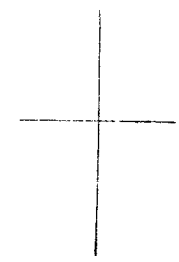
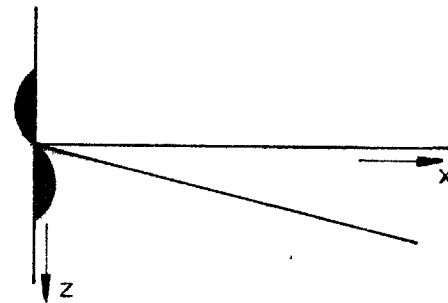
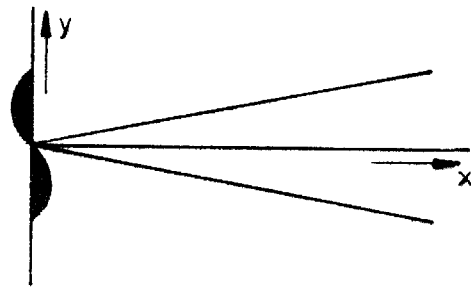
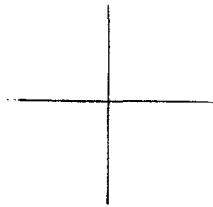
507
499



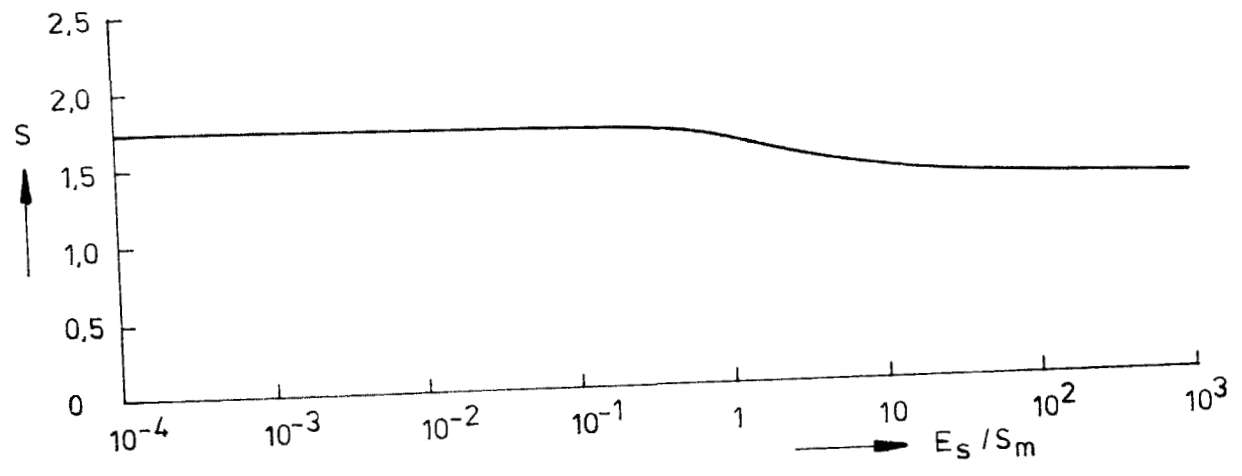


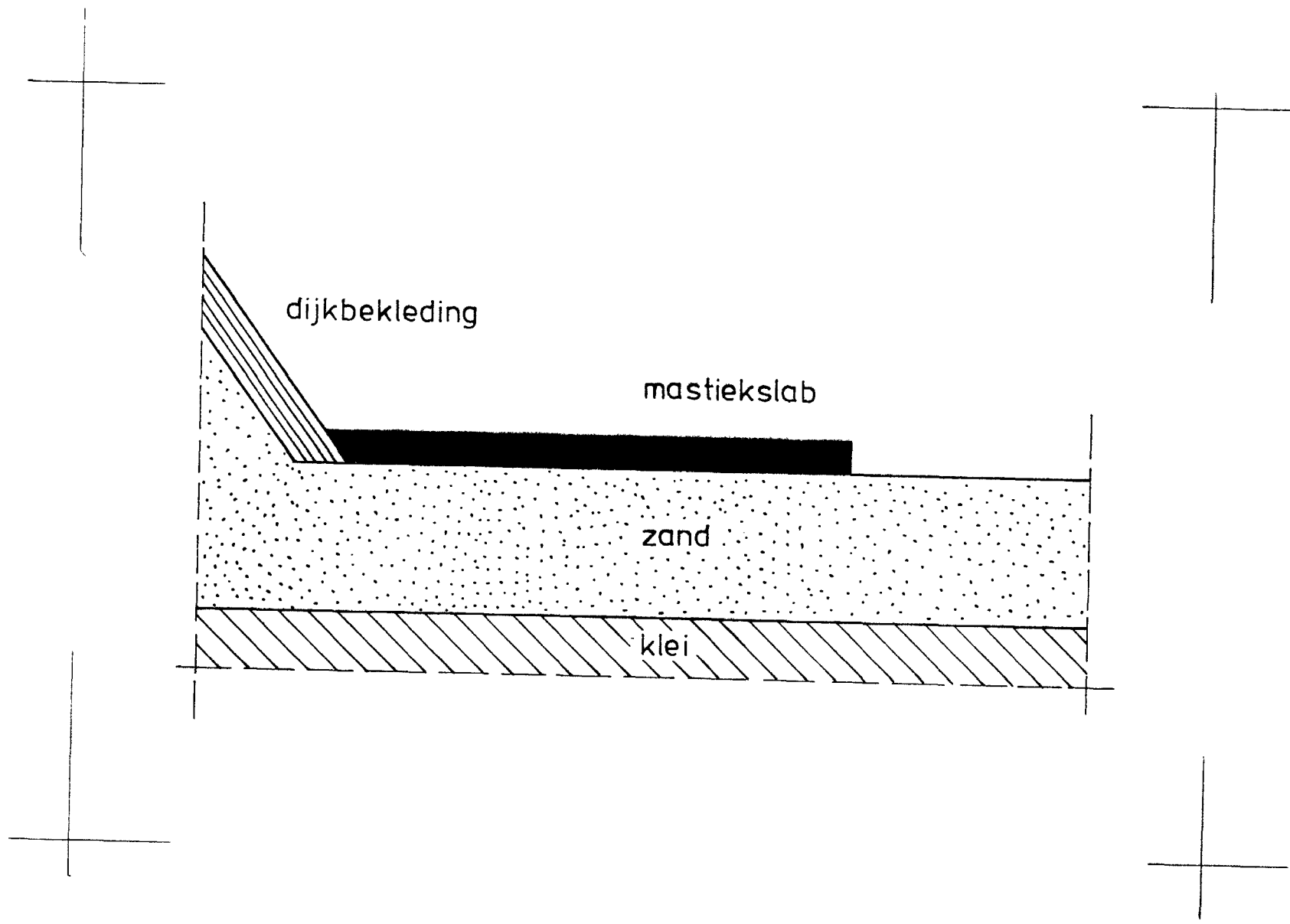
120





2.1





dijkbekleding

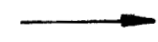
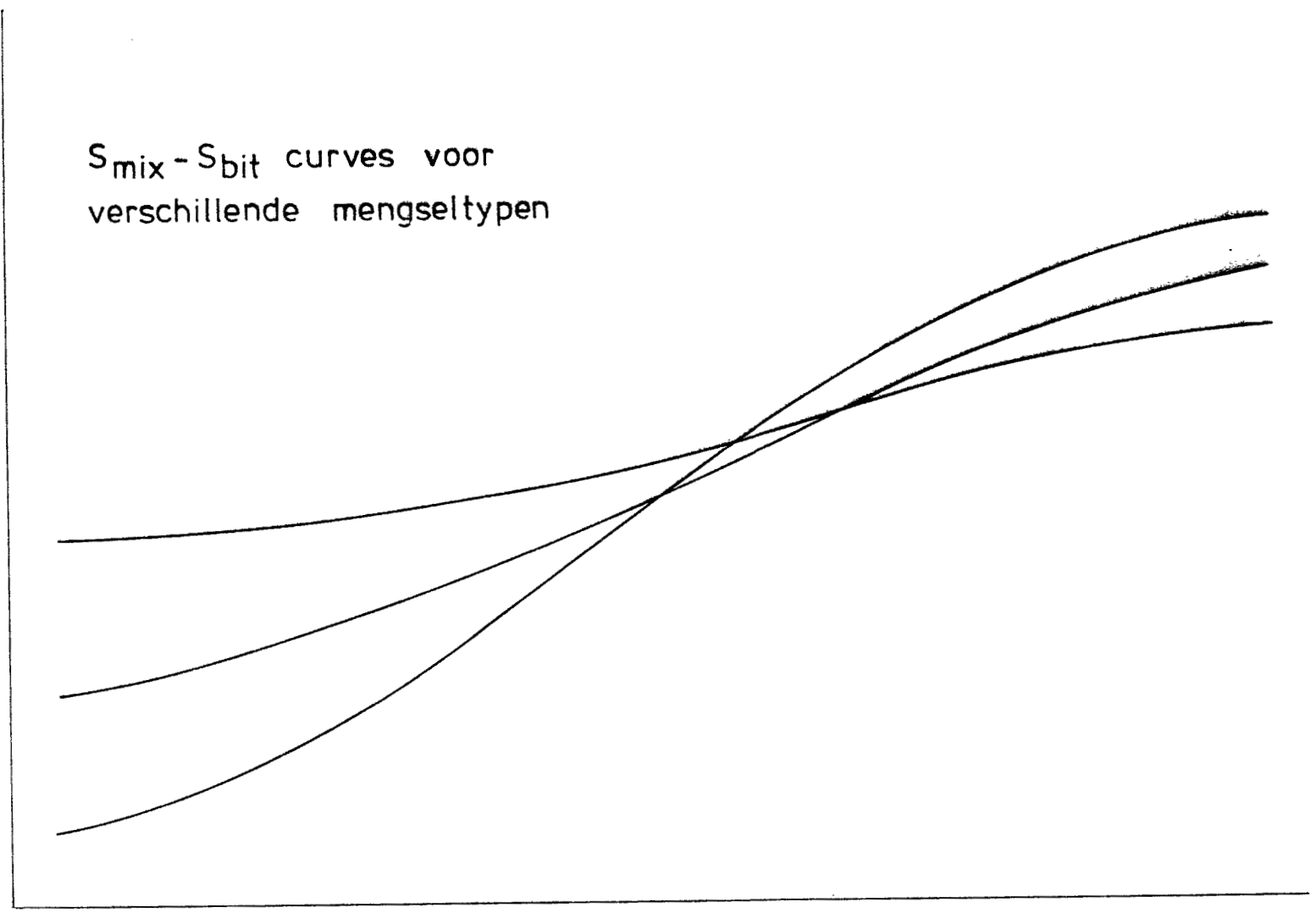
mastiekslab

zand

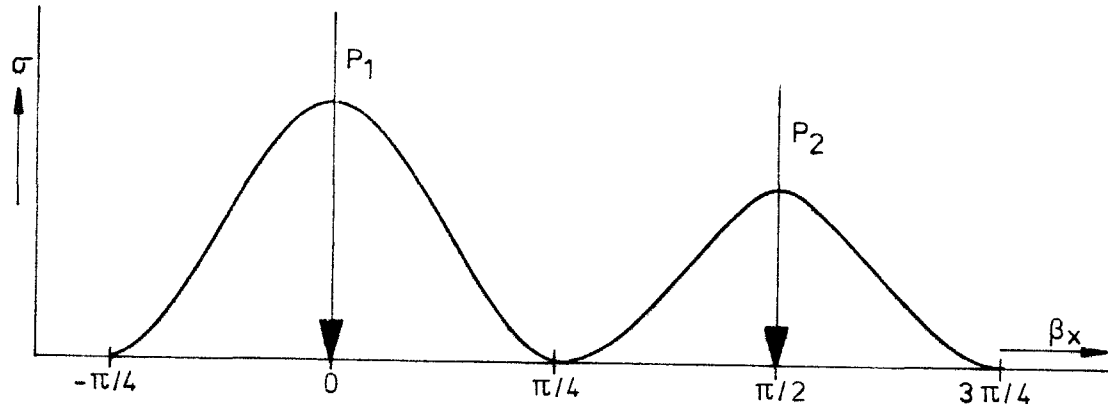
klei

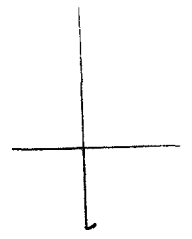
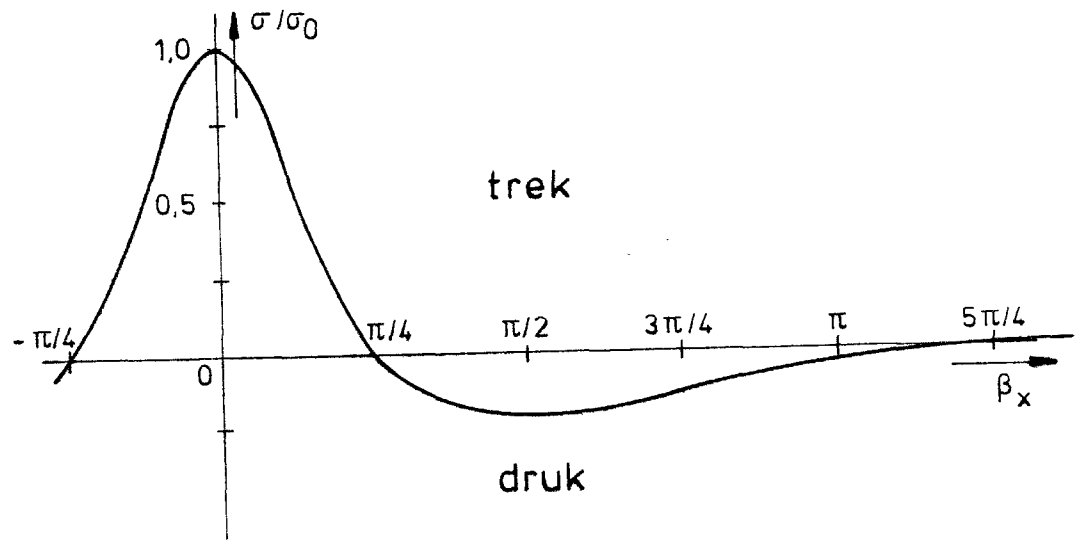
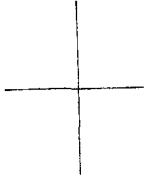
$S_{mix} - S_{bit}$ curves voor
verschillende mengseltypen

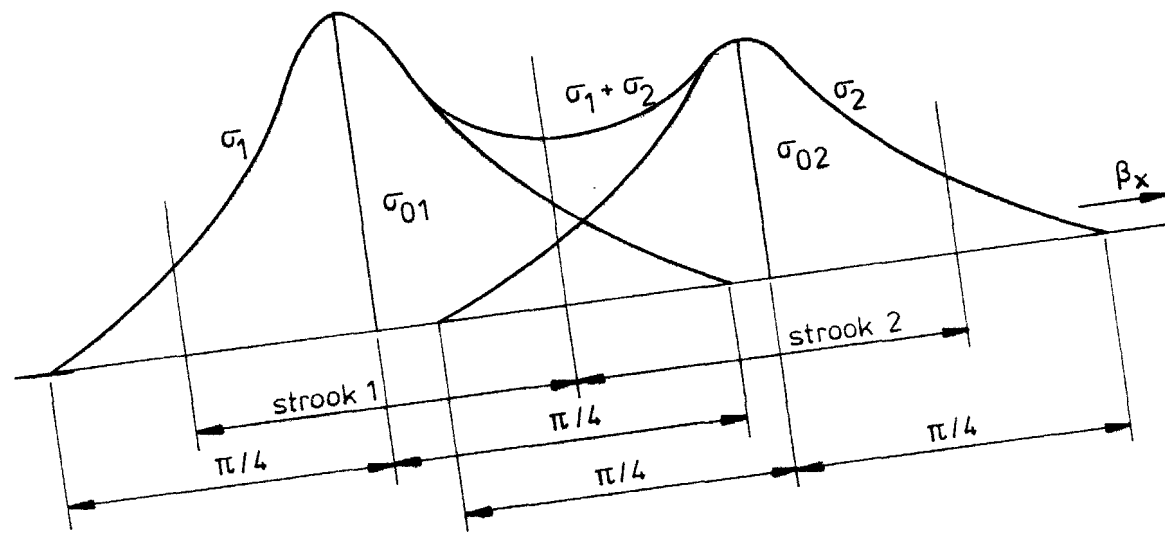
S_{mix}



$S_{bitumen}$







عبار :

