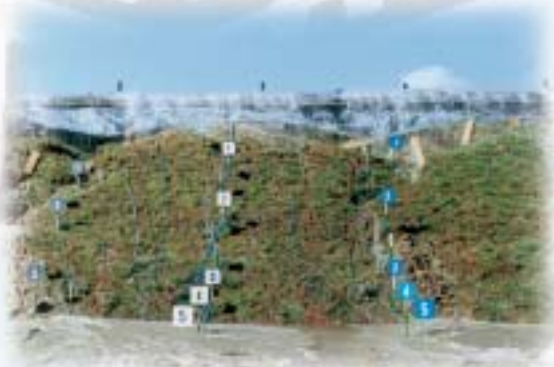
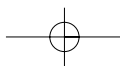




Technisch Rapport Waterkerende Grondconstructies

Geotechnische aspecten van dijken,
dammen en boezemkaden



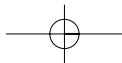


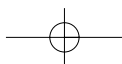
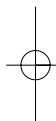
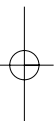
Technisch Rapport Waterkerende Grondconstructies

Geotechnische aspecten van dijken,
dammen en boezemkaden

juni 2001

Technische
Adviescommissie voor de
Waterkeringen







*De Moerdijk
Ingrid la Haye*

Inhoudsopgave

Vrijwaring	9
Ten geleide	11
1 Inleiding	13
1.1 Doel en kader	13
1.2 Plaats van het Technisch Rapport in de TAW publicaties	13
1.3 Doelgroep en toepassingsgebied	15
1.4 Leeswijzer	15
1.5 Totstandkoming van dit Technisch Rapport	16
2 Analyse van het constructief ontwerp	17
2.1 Inleiding en doel	17
2.2 De opbouw van de dijk in lengterichting	18
2.3 De opbouw van de dijk in dwarsprofiel	18
2.4 Constructieve functies van de elementen	20
2.5 Constructieve functies van de ondergrond	24
2.6 Bijzondere elementen	26
2.7 Relatie tussen de elementen en faalmechanismen	27
2.8 Aansluitingsconstructies	28
2.8.1 Inleiding	28
2.8.2 Aansluiting dijk op duin	28
2.8.3 Aansluiting dijk op hoge gronden	29
2.8.4 Aansluiting dijk op kunstwerk	30
3 Belasting	33
3.1 Inleiding	33
3.2 Permanente belastingen	33
3.2.1 Eigen gewicht en gronddruk	33
3.2.2 Onttrekkingen uit de grond	33
3.3 Hydraulische belastingen	33
3.3.1 Inleiding	33
3.3.2 Maatgevende hoogwaterstand (MHW)	35
3.3.3 Waterstandsverloop tijdens maatgevende belasting	36
3.3.4 Hoogwaterstijging	38
3.3.5 Lokale waterstandsverhogingen	38
3.3.6 Golfoverslaghoogte	38
3.3.7 Hydraulische belasting door schepen	39
3.3.8 Golfrandvoorwaarden bij lagere waterstand dan MHW	39
3.4 Overige belastingen	40
3.4.1 Inleiding	40
3.4.2 Wind	40
3.4.3 IJs	41
3.4.4 Verkeer	41
3.4.5 Aardbevingen	42
3.4.6 Bodemonderzoek en explosies	42
3.4.7 Aanvaringen en drijvende voorwerpen	42
3.4.8 Biologische aantasting	43
3.4.9 Chemische aantasting	43
3.4.10 Klimatologische aantasting	43
3.4.11 Vandalisme en medegebruik	43

4	Grondmechanische en geohydrologische aspecten	45
4.1	Inleiding	45
4.2	Geologische gebiedsbeschrijving	45
4.2.1	Inleiding	45
4.2.2	Doel geologische gebiedsbeschrijving	46
4.2.3	Geologie bovenrivierengebied	46
4.2.4	Geologie benedenrivierengebied	48
4.2.5	Geologie kustgebied	49
4.3	Grondgedrag en grondparameters	51
4.3.1	Inleiding	51
4.3.2	Volumiek gewicht	52
4.3.3	Schematisatie van het gedrag van grond bij afschuiven	53
4.3.4	Gedrag en sterkte bij afschuiven	55
4.3.5	Schuifsterkteparameters	56
4.3.6	Anisotropie	60
4.3.7	Elasto-plastisch gedrag van grond	61
4.3.8	Deformaties en zettingen	62
4.3.9	Doorlatendheid	67
4.4	Grondonderzoek	68
4.4.1	Inleiding	68
4.4.2	Geofysisch onderzoek	71
4.4.3	Sonderingen	74
4.4.4	Boringen	77
4.4.5	Vinproeven	77
4.4.6	Terreinonderzoek ter bepaling van vervormingsparameters	78
4.4.7	Metingen van waterspanningen en stijghoogte	78
4.4.8	Elektrische dichtheidsmeting	80
4.4.9	Pomp- en putproeven	81
4.4.10	Infiltratieproeven	82
4.4.11	Doorlatendheidsproeven in het laboratorium	82
4.4.12	Samendrukkingsproef (oedometerproef)	83
4.4.13	Meting van schuifspanningsparameters in het laboratorium	83
4.5	Geohydrologische aspecten	85
4.5.1	Inleiding	85
4.5.2	Grondwaterstroming in het Hollandprofiel	85
4.5.3	Aandachtspunten geohydrologische beschrijving	86
4.5.4	Modellering	89
4.5.5	Peilbuiswaarnemingen en waterspanningsmetingen	91
4.5.6	Waterspanningen in watervoerende pakketten	91
4.5.7	Waterspanningen in het slappe lagenpakket	92
4.6	Waterspanningen bij ontwerpbelasting	93
4.6.1	Inleiding	93
4.6.2	Hoogwater	94
4.6.3	Extreme neerslag	95
4.6.4	Buitenwaartse stabiliteit	95
4.6.5	Ophogingswerkzaamheden in de uitvoeringsfase	96
5	Faalmechanismen	97
5.1	Inleiding	97
5.2	Kruinhoogte	98
5.2.1	Inleiding	98

Inhoudsopgave

5.2.2	De aanleghoogte van de kruin	98
5.2.3	Zetting	98
5.2.4	Horizontale vervormingen	101
5.2.5	De aanleghoogte van de kruin bij bijzondere constructies	101
5.3	Macrostabiliteit	101
5.3.1	Inleiding	101
5.3.2	Nadere beschouwing macrostabiliteit	102
5.3.3	Glijvlakberekeningen	104
5.3.4	Eindige-elementenberekeningen	110
5.3.5	Veiligheid tegen afschuiven: stabiliteitsfactoren	113
5.3.6	Verbeteringsmaatregelen	118
5.4	Microstabiliteit	118
5.4.1	Inleiding	118
5.4.2	Zanddijk met een toplaag van klei	120
5.4.3	Zanddijk met zandige toplaag	121
5.4.4	Rekenregels	122
5.4.5	Verbeteringsmaatregelen	127
5.5	Stabiliteit bij overslag	127
5.5.1	Inleiding	127
5.5.2	Infiltratie en afschuiven	128
5.5.3	Erosie binnentalud	130
5.5.4	Rekenmethoden	130
5.5.5	Verbeteringsmaatregelen	133
5.6	Zandmeevoerende wellen	133
5.6.1	Inleiding	133
5.6.2	Procesbeschrijving	134
5.6.3	Rekenregels voor opdrijven, opbarsten en heave	135
5.6.4	Rekenregels voor piping	140
5.6.5	Verbeterings- en beheersmaatregelen	144
5.7	Stabiliteit vooroever	146
5.7.1	Inleiding	146
5.7.2	Stroming	147
5.7.3	Afschuiving en zettingsvloeiingen	147
5.7.4	Rekenregels	149
6	Optimalisatie van het dwarsprofiel	155
6.1	Inleiding	155
6.2	Optimalisatieruimte	155
6.2.1	Inleiding	155
6.2.2	Ontwerpkenmerken	155
6.2.3	Projectfasering	158
6.2.4	Optimalisatierichtingen	158
6.3	Grondelementen en materialen	159
6.3.1	Inleiding	159
6.3.2	Helling en de vorm van het buitentalud	159
6.3.3	Sterkte van kruin en binnentalud	162
6.3.4	Bekleding buitentalud	162
6.3.5	Helling binnentalud en vorm binnenberm	163
6.3.6	Opbouw grondlichaam en drainagevoorzieningen	163
6.3.7	Optimalisatiemogelijkheden bij ijsbelasting	164

6.4	Grondonderzoek	164
6.4.1	Inleiding	164
6.4.2	Gangbare werkwijze	165
6.4.3	Optimaal grondonderzoek	167
6.4.4	Invloed van aanvullend grondonderzoek	168
6.5	Grondverbetering	173
6.5.1	Inleiding	173
6.5.2	Slappe ondergrond	174
6.5.3	Doorlatende ondergrond	175
6.6	De plaats van de dijkverzwaring	175
6.6.1	Inleiding	175
6.6.2	Binnendijkse verzwaring	176
6.6.3	Symmetrische verzwaring	176
6.6.4	Buitendijkse verzwaring	176
6.6.5	Voorbeeld optimalisatieprobleem	177
7	Bekledingen	179
7.1	Inleiding	179
7.2	Functie-analyse van de bekleding	180
7.3	Geotechnische aspecten	181
8	Niet waterkerende objecten	185
8.1	Inleiding	185
8.2	Bestaande objecten bij dijkverbetering	186
8.2.1	Inleiding	186
8.2.2	Beoordelingsprofiel	186
8.2.3	Afslagprofiel	187
8.2.4	Indeling in categorieën	188
8.3	Nieuwe objecten	195
8.4	Beheer	197
8.5	Ontwerpaspecten	198
9	Bijzondere constructies	201
9.1	Inleiding	201
9.2	Indeling naar functie in de waterkering	201
9.3	Selectie	207
10	Uitvoering	211
10.1	Algemeen	211
10.2	Omgeving	211
10.3	Afstemming tussen ontwerp en uitvoering	212
10.4	Aanbrengen en verdichten van grond	212
10.5	Stabiliteit tijdens de uitvoering	214
10.6	Veiligheid van de dijk tijdens de uitvoering	216
10.7	Overhoogte bij afwerking	220
10.8	Kwaliteitscontrole	221
11	Case studie	223
11.1	Inleiding en projectomschrijving	223
11.2	Gegevens grondmechanisch onderzoek	224

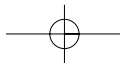
Inhoudsopgave

11.2.1	Inleiding	224
11.2.2	Grondonderzoek, geologie en grondopbouw	224
11.2.3	Laboratoriumonderzoek en parameterbepaling	226
11.2.4	Overige gegevens	227
11.3	Toetsing en Ontwerpconsequenties	
	Grondmechanisch onderzoek	228
11.3.1	Inleiding	228
11.3.2	Kruinhoogte (HT)	228
11.3.3	Piping (STP)	229
11.3.4	Macrostabieliteit binnenwaarts (STM)	231
11.3.5	Macrostabieliteit buitenwaarts (AF, LB, STV)	234
11.3.6	Microstabieliteit (STU)	236
11.3.7	Ontwerpconsequenties en conclusies	237
11.4	Onderzoek actuele sterkte	238

Referenties	239
--------------------	------------

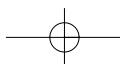
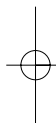
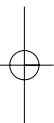
Bijlagen	243
-----------------	------------

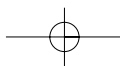
Bijlage 1	Karakteristieke schattingen van de schuifsterkte	245
Bijlage 2	ADP-methode	257
Bijlage 3	Boringen	263
Bijlage 4	Vinproeven	267
Bijlage 5	Terreinonderzoek vervormingsparameters	271
Bijlage 6	Samendrukkingsproef	275
Bijlage 7	Directe schuifproef	277
Bijlage 8	DSS-proef	279
Bijlage 9	Begrippenlijst	283
Bijlage 10	Symbolenlijst	295



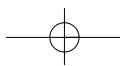
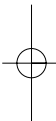
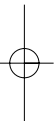
Vrijwaring

De TAW heeft een zo groot mogelijke zorgvuldigheid betracht bij het verwerken van de in deze publicatie opgenomen gegevens. Deze gegevens geven de stand van de techniek weer op het moment van uitgifte. Desondanks kan de mogelijkheid niet worden uitgesloten dat in deze publicatie toch onjuistheden staan. Degene, die gebruik maakt van deze publicatie, aanvaardt het risico daarvan. De TAW sluit, mede ten behoeve van degenen die aan de publicatie hebben meegewerkt, iedere aansprakelijkheid uit voor schade die mocht voortvloeien uit het gebruik van deze gegevens.





.....



Ten geleide

Met het uitbrengen van het rapport *Grondslagen voor waterkeren* in 1998 heeft de Technische Adviescommissie voor de Waterkeringen (TAW) een weg ingeslagen om te komen tot een beter samenhangend pakket van leidraden en technische rapporten. In leidraden komt het accent te liggen op het dimensioneringsproces en de keuzen en criteria voor het ontwerp, beheer en de toe te passen berekeningsmethode. De berekeningsmethoden en -technieken voor het ontwerpen en beheren van waterkeringen worden opgenomen in technische rapporten. Dit zal in de praktijk leiden tot dunner integrale leidraden dan voorheen.

Ter bevordering van de samenhang tussen technische rapporten zelf, zullen er ook voor verschillende hoofdaspecten van de waterkering (zoals bv. bekledingen) samenhangende technische rapporten worden gemaakt. Deze rapporten beschrijven het hoofdaspect en alle deelaspecten die daarbij een rol spelen. Voor verschillende deelaspecten wordt dan verwezen naar specifieke technische rapporten. De samenhangende technische rapporten vormen zo een intermediair tussen de diverse leidraden en de verschillende technische rapporten op deelaspecten, waarin de resultaten van TAW-onderzoeken zijn opgenomen.

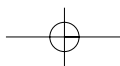
Dit *Technisch Rapport Waterkerende Grondconstructies* vormt een dergelijk samenhangend rapport en is een hulpmiddel bij het ontwerp en het beheer van waterkeringen als het gaat om de geotechnische aspecten. Het rapport richt zich hiertoe uitgebreid op alle geotechnische aspecten die een rol spelen met noodzakelijke verwijzingen in verband met nieuwe ontwikkelingen in onderzoek, rekenmethoden en normeringen. Het rapport beperkt zich daarbij tot de waterkerende functie, tenzij er sprake is van een wisselwerking met andere functies zoals wonen, verkeer, landbouw etc.

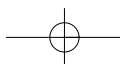
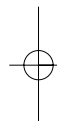
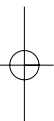
De in 1999 uitgebrachte *Leidraad Zee- en Meerdijken* vormde de eerste leidraad nieuwe stijl. In verband met de overgangsfase is daarbij nog een basisrapport gevoegd met ondermeer achtergrondinformatie over geotechnische aspecten die van belang zijn voor de dimensionering. Dit *Technisch Rapport Waterkerende Grondconstructies* vervangt de betreffende passages uit het genoemde basisrapport.

Zowel het veiligheidsbeleid als de wetenschap en techniek dienaangaande, zijn aan verandering onderhevig. Met zekere regelmaat worden daarom nieuwe leidraden en technische rapporten uitgebracht. De noodzaak voor het uitbrengen van nieuwe leidraden ligt vooral in nieuw ontwikkeld veiligheidsbeleid. De noodzaak voor het uitbrengen van nieuwe technische rapporten zal gelegen zijn in nieuw ontwikkelde wetenschappelijke- en technische kennis. Door eveneens het *Technisch Rapport Waterkerende Grondconstructies* periodiek bij te werken, zal het voor ontwerpers en beheerders noodzakelijke overzicht van de technische ontwikkelingen zo actueel mogelijk worden gehouden.

Den Haag, juni 2001

ir. W. van der Kleij,
voorzitter Technische Adviescommissie voor de Waterkeringen





1 Inleiding

1.1 Doel en kader

Van oudsher bestaan in Nederland de waterkeringen voornamelijk uit grondconstructies. Ondanks het feit dat ook kunstwerken en bijzondere constructies steeds meer toegepast worden, zullen (waterkerende) grondconstructies ook in de toekomst ongetwijfeld een belangrijke rol blijven spelen. Onder grondconstructies worden in dit rapport zee-, meer- en rivierdijken, dammen, kaden en boezemkaden verstaan. Duinen vallen niet onder deze benaming.

Niet alleen de vraag naar een meer uitgekiend ontwerp, maar ook het toetsen van grondconstructies blijft actueel. Voor het toetsen, in het kader van de 5-jaarlijkse toetsing op veiligheid wordt waar nodig een aparte uitwerking gegeven.

Dit Technisch Rapport is geheel gericht op de waterkerende functie en beoogt een bundeling te zijn van de geotechnische aspecten van waterkerende grondconstructies. Andere functies zoals wonen, verkeer, landbouw etc. komen derhalve uitsluitend ter sprake, voor zover er een wisselwerking is met de waterkerende functie.

Nieuwe ontwikkelingen op het gebied van onderzoek, rekentechnieken en normeringen, zijn voor grondconstructies volop aanwezig, wat de afgelopen decennia heeft geleid tot vele verschillende publicaties. Hiernaar wordt op relevante plaatsen in dit rapport verwezen.

De geotechnische aspecten worden in ieder geval zover behandeld als nodig is voor het toepassen van de diverse rekenmethoden. Voor achtergronden wordt verwezen naar publicaties die dieper op de materie ingaan. Aspecten die gerelateerd zijn aan grondconstructies, maar niet specifiek geotechnisch zijn (bijvoorbeeld belastingen op grondconstructies), worden samengevat weergegeven, waarbij indien van toepassing verwijzingen naar achtergrondpublicaties zijn opgenomen.

1.2 Plaats van het Technisch Rapport in de TAW publicaties

De Technische Adviescommissie voor de Waterkeringen (TAW) geeft een samenhangend geheel aan publicaties. In het productenpakket van de TAW zijn de volgende typen producten te onderscheiden:

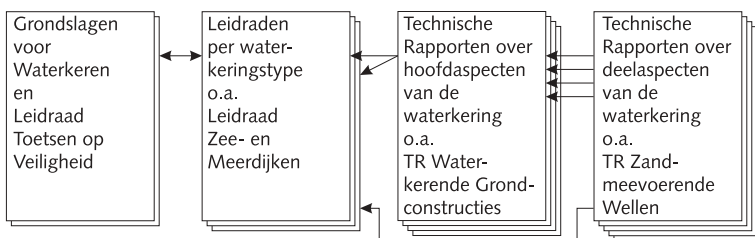
1. *Grondslagen voor waterkeren*: beschrijft het algemeen, wettelijk en maatschappelijk kader voor alle typen waterkeringen.
- 2a. Leidraden voor alle typen waterkeringen:
 - *Leidraad Toetsen op Veiligheid*: beschrijft de toetsmethode en toetsregels voor alle typen waterkeringen
- 2b. Integrale leidraden per type waterkering, waarin per waterkeringstype de algemene kaders en regels, zoals beschreven in *Grondslagen voor waterkeren*, worden uitgewerkt en gespecificeerd:
 - *Leidraad Waterkerende Kunstwerken en Bijzondere Constructies*
 - *Leidraad Zee- en Meerdijken*
 - *Leidraad Zandige Kusten*

1 Inleiding

- *Leidraad Rivierdijken* (nog niet uitgebracht/nu nog Bovenrivieren en Benedenrivieren)
- 3a. Technische Rapporten, die verschillende hoofdaspecten van de waterkering behandelen. Zij vormen het intermediair tussen de leidraden en de verschillende afzonderlijke technische rapporten die ingaan op deelaspecten (3b) worden behandeld. Voorbeelden van dergelijke rapporten zijn:
- *TR Waterkerende Grondconstructies* (voorliggend rapport)
 - *TR Bekledingen* (in voorbereiding)
 - *TR Externe Belastingen* (nog niet uitgebracht)
- 3b. Technische rapporten, die ingaan op deelaspecten van waterkeringen, zoals bv.:
- *TR Zandmeevoerende Wellen*
 - *TR Erosiebestendigheid van grasland als dijkbekleding*
 - *TR Asfaltconstructies* (nog niet uitgebracht)

In de integrale leidraden per waterkeringstype ligt het accent op het dimensioneringsproces en de keuzen en criteria voor het ontwerp, het beheer en voor de toe te passen berekeningsmethoden. De technische rapporten bevatten de berekeningsmethoden en -technieken voor het ontwerpen en beheren van waterkeringen. Zowel het veiligheidsbeleid als de wetenschap en techniek dienaangaande zijn aan verandering onderhevig. Met een zekere regelmaat zullen daarom nieuwe publicaties worden uitgebracht. De noodzaak voor het uitbrengen van nieuwe leidraden zal dan vooral liggen in nieuw ontwikkeld veiligheidsbeleid. De noodzaak voor het uitbrengen van nieuwe technische rapporten zal gelegen zijn in nieuw ontwikkelde wetenschappelijke en technische kennis.

Het *Technisch Rapport Waterkerende Grondconstructies* fungeert ten aanzien van de geotechnische aspecten als intermediair tussen de leidraden per waterkeringstype en de Technische Rapporten over deelaspecten. In onderstaand overzicht is dit schematisch weergegeven.



Figuur 1.1.1 Onderlinge samenhang met TAW publicaties

Dit Technisch Rapport vervangt geen bekende publicaties, zoals enkele CUR uitgaven, op het gebied van grondconstructies. Het geeft een goed overzicht van alle aspecten, die aan de orde komen bij het ontwerp en beheer van grondconstructies, waarbij met name ook aandacht besteed is aan de nieuwste ontwikkelingen op dit gebied. Relatief nieuwe aspecten

als de optimalisatie van het dwarsprofiel komen nadrukkelijk naar voren. Ook wordt uitgebreid ingegaan op zaken als de karakteristieke schatting van de schuifsterkten en wordt het geheel toegelicht aan de hand van een uitgewerkt praktijkvoorbeeld.

De *Handreiking Constructief Ontwerpen* blijft vooralsnog afzonderlijk van toepassing. In het onderhavige rapport is wel een samenvatting van diverse aspecten uit de *Handreiking* opgenomen, maar voor verdere uitwerking wordt nog naar de *Handreiking* verwezen. Indien van een bepaald aspect, dat relevant is voor een waterkerende grondconstructie, reeds een specifiek Technisch Rapport bestaat dan is in dit rapport een samenvatting opgenomen. Voor een volledige tekst wordt in dat geval verwezen naar het betreffende Technisch Rapport.

De *Leidraad Zee- en Meerdijken* vormde de eerste nieuwe integrale leidraad conform de richting die is ingeslagen met het rapport *Grondslagen voor waterkeren*. In verband met de overgangsfase om te komen tot een meer samenhangend productenpakket van de TAW, is bij deze leidraad nog een basisrapport gevoegd met technische kennis. De kennis uit dit basisrapport zal in de toekomst worden opgenomen in diverse nieuwe technische rapporten. Dit *Technisch Rapport Waterkerende Grondconstructies* vervangt de hoofdstukken uit het *Basisrapport Leidraad Zee- en Meerdijken* die ingaan op de geotechnische aspecten. In concreto betekent dit dat hiermee de hoofdstukken B4 'Optimalisatie van een grondconstructie' en B5 'Grondmechanische aspecten' uit het basisrapport vervallen.

Voor het complete overzicht van vigerende leidraden en technische rapporten en de onderlinge relaties wordt verwezen naar de website van de TAW, adres: <http://www.waterland.net/taw>, bij het onderwerp publicaties.

1.3 Doelgroep en toepassingsgebied

Het Technisch Rapport is bestemd voor iedereen die beroepsmatig met waterkeren bezig is en dient als een hulpmiddel bij het volgen of begeleiden van het technisch ontwerp, als hulpmiddel bij het toetsen en het levert informatie voor beheer en onderhoud.

Het Technisch Rapport is bedoeld voor primaire waterkeringen. In hoofdlijnen is dit rapport echter ook bruikbaar voor secundaire waterkeringen en boezemkaden. Hierbij moet echter bedacht worden dat de veiligheidsfilosofie en het veiligheidsniveau kan afwijken en dat de hydraulische belasting voor secundaire waterkeringen en boezemkaden een duidelijk ander karakter heeft.

1.4 Leeswijzer

De diversen fasen en onderdelen in het ontwerpproces komen achtereenvolgens aan de orde in een volgorde die in de meeste gevallen tijdens het

1 inleiding

opstellen van een technisch ontwerp gevolgd zal worden. In hoofdstuk 2 worden de diverse onderdelen van grondconstructies belicht. In de hoofdstukken 3 en 4 worden respectievelijk de belastingen en de grondmechanische en geohydrologische aspecten behandeld. De eigenlijke dimensionering komt in hoofdstuk 5 - Faalmechanismen - aan bod. Hoofdstuk 6 besteedt aandacht aan de optimalisatie van het dwarsprofiel, waarin achtereenvolgens de rol van grondonderzoek, het in rekening brengen van actuele sterkte en de mogelijkheid voor meer geavanceerde probabilistische berekeningen aan bod komen. De hoofdstukken 7, 8 en 9 behandelen aspecten die gerelateerd zijn aan waterkerende grondconstructies. Aan bod komen respectievelijk bekledingen nodig voor het beschermen van een grondconstructie, niet waterkerende objecten en bijzondere constructies. Deze laatste kunnen als vervanging voor een deel van een grondconstructie dienen, indien een grondconstructie bijvoorbeeld een te groot ruimtebeslag zou hebben. In hoofdstuk 10 wordt een overzicht van uitvoeringsaspecten gegeven. Een voorbeeld van de toepassing van dit Technisch Rapport is in hoofdstuk 11 opgenomen. Aan het Technisch Rapport zijn enkele bijlagen toegevoegd waarin dieper op een aantal aspecten wordt ingegaan.

1.5 Totstandkoming van dit Technisch Rapport

Dit technisch rapport is opgesteld in opdracht van de Dienst Weg- en Waterbouwkunde (DWW) onder auspiciën van de Technisch Adviescommissie voor de Waterkeringen (TAW), door GeoDelft in samenwerking met Fugro Ingenieursbureau B.V., Arcadis Heidemij Advies B.V., Grontmij, Ingenieursbureau Amsterdam en Infram.

In de projectgroep zaten de volgende personen:

ir. L. van Asperen (DWW), TAW-coördinator, vanaf februari 2000)
ir. E.O.F. Calle (GeoDelft, auteur, vanaf februari 2000)
ir. J.R. Deutekom (Grontmij, auteur, tot februari 2000)
ir. E. van Hijum (Infram, auteur, tot februari 2000)
dr.ir. G.J.C.M. Hoffmans (DWW, projectbegeleiding)
ir. R.H.J. Kremer (Ingenieursbureau Amsterdam, eindredactie, vanaf februari 2000)
ir. B.A.N. Koehorst (DWW, auteur)
ir. M.T. van der Meer (Fugro, auteur)
ir. J. Niemeijer (Arcadis Heidemij Advies, auteur, tot februari 2000)
dr.ir. M.A. Van (GeoDelft, redactie, tot februari 2000)

De projectgroep is bijgestaan door leden van respectievelijk TAW-B (tot december 1999) en TAW-techniek.

2 Analyse van het constructief ontwerp

2.1 Inleiding en doel

Functies en waarden

De eerste functie van waterkerende grondconstructies is het bieden van veiligheid, dat wil zeggen het beschermen van het achterland tegen inundatie bij hoge buitenwaterstanden. Hiernaast spelen waarden van landschap, natuur en cultureel erfgoed (LNC-waarden) een rol, alsmede de van oudsher aan de waterkering gekoppelde gebruikaspecten zoals wonen, verkeer, landbouw, watergebonden bedrijvigheid en recreatie.

De vele verschillende functies en waarden die een rol spelen bij aanleg of verbetering van een waterkering maken van het keuze- en beslissingsproces een ingewikkelder proces dan alleen het oplossen van een technisch vraagstuk. Dit proces wordt beschreven in de diverse leidraden, te beginnen bij (Ref.) *Grondslagen voor waterkeren*.

Wat in dit Technisch Rapport voor het constructief ontwerp van een dijk wordt gesteld, geldt in meer of mindere mate ook voor andere waterkerende grondconstructies, zoals dammen, kaden, boezemkaden, etc.

Constructief ontwerp

In dit Technisch Rapport, en dan met name in dit hoofdstuk, gaat het specifiek om de analyse van het constructief ontwerp. Aan dit constructief ontwerp kunnen naast eisen met betrekking tot waterkerend vermogen aanvullende eisen worden gesteld vanuit LNC-waarden of gebruikaspecten. Deze aanvullende eisen komen in dit rapport slechts ter sprake indien er een wisselwerking is met de waterkerende functie.

Het waterkerend vermogen (de 'sterkte') van grondconstructies wordt gekarakteriseerd door de kruinhoogte en de stabiliteit van het grondlichaam:

- Eisen met betrekking tot de kruinhoogte van grondconstructies hangen samen met het toelaatbaar overslagdebiet. De vaststelling van dit debiet is afhankelijk van de weerstand tegen erosie en het oppervlakkig afschuiven van grond van de kruin en of van het binnentalud door overslaand water. Daarnaast zijn de begaanbaarheid, bereikbaarheid en de berijdbaarheid van de kruin en eventuele bermen op het binnentalud onder maatgevende omstandigheden van invloed.
- De stabiliteit van waterkerende grondconstructies wordt allereerst bepaald door de buiten- en binnenwaartse macrostabiliteit. Deze kunnen sterk beïnvloed, dan wel bepaald worden door de weerstand van de taluds tegen piping en micro-instabiliteit.

Daarnaast wordt de stabiliteit beïnvloed door de bekleding en de waterkerende en niet-waterkerende objecten op of in de grondconstructie.

De analyse van het constructief ontwerp gaat in op:

- Decompositie van de grondconstructie in elementen, zowel in lengterichting als in het dwarsprofiel;
- Constructieve functie van elk element, dat wil zeggen de bijdrage aan het waterkerend vermogen van de grondconstructie.

Met de analyse van het constructief ontwerp wordt een basis gelegd voor de optimalisatie van dit ontwerp (hoofdstuk 6) later in het ontwerpproces.

2.2 De opbouw van de dijk in lengterichting

Voor een overzichtelijke weergave van de relevante onderdelen op, in of bij de waterkering kan de dijk worden opgedeeld in verschillende elementen, zowel in lengterichting als in het dwarsprofiel.

In lengterichting wordt allereerst onderscheid gemaakt naar type waterkering (dijk, dam, kunstwerk, duin).

Bij een opdeling van een dijk in vakken wordt een zo volledig mogelijk overzicht opgesteld van alle aanwezige kenmerken en elementen, met name:

- Geometrie van het dijk- of damprofiel, waaronder het wel of niet aanwezig zijn van stabiliteits-, opbarst- of pipingbermen, de geometrie van het voorland en voorliggende geulen en de aanwezigheid van waterpartijen voor of achter de dijk (wielen, bermsloten en dergelijke);
- Opbouw van een dijklichaam (inclusief de historische dijkopbouw) en de ondergrond. Van belang is de grondmechanische situatie en welke ontwerpcriteria voor de dijk een rol spelen. Hiervoor dient onderscheid te worden gemaakt in de verschillende soorten ondergrond en kenmerken zoals samendrukbaarheid, kruip, waterdoorlatendheid, zettingsvloeiings-gevoeligheid en (schuif)sterkte.
- Hydraulische belasting, waarbij de mate van geëxposeerdheid en de aanwezigheid van een voorland een rol spelen, alsmede overige belastingen;
- Type en de plaats van bekledingen;
- Bijzondere constructies, zoals filters, drainages, kwelschermen en grondkerende constructies;
- Overgangsconstructies naar landhoofden, strekdammen en dergelijke;
- Aansluitconstructies in lengterichting (met een kunstwerk, duin of hoge grond);
- Elementen voortkomend uit medegebruik van de dijk, met name de aanwezigheid van begroeiing en andere elementen, zoals bebouwing, windmolens, kabels en leidingen.

De locatie van de diverse elementen wordt aan de metrerings van de dijk gerelateerd. Gestreefd wordt naar zo groot mogelijke vaklengten, in ieder geval niet kleiner dan 50 m. Het komt voor dat voor de beoordeling op hoogte een andere vakindeling wordt gevolgd dan voor de beoordeling op stabiliteit.

Ook bij de beoordeling van verschillende stabiliteitsaspecten kan een andere vakindeling voor de verschillende aspecten gelden.

2.3 De opbouw van de dijk in dwarsprofiel

Naast een situering in de lengterichting van de dijk dient de locatie van de elementen eveneens in het dwarsprofiel te worden aangegeven. Per vak is hiertoe een representatief dwarsprofiel toegekend.

Beheergrenzen

De begrenzingen van het profiel dienen zowel aan de binnen- als buitenzijde te worden aangegeven. De beheergrenzen zijn min of meer afhankelijk van het type dijk (rivier-, zee- of meerdijk). Algemeen wordt gesteld dat de

technische beheergrenzen van het profiel zodanig moeten worden gekozen, dat veranderingen in de situatie daarbuiten geen direct gevaar voor falen of bezwijken van de dijk of onderdelen daarvan opleveren. De grenzen moeten daarom ofwel voldoende ruim worden gekozen of door berekeningen worden vastgesteld.

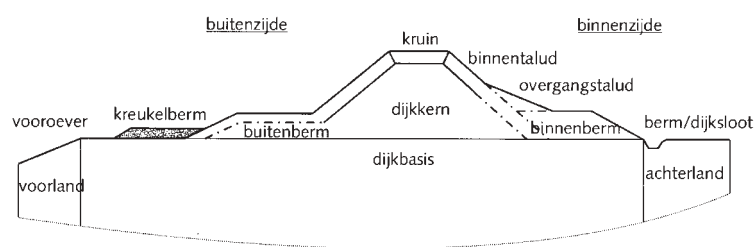
De elementen

In figuur 2.3.1 is het principeprofiel gegeven voor een dijk. De onderverdeling van het dwarsprofiel in elementen is uitgevoerd op basis van gelaagdheid/opbouw en afmetingen/hellingen. De aangegeven elementen zijn zowel in rivier- als zeedijken terug te vinden. Het principeprofiel van een meerdijk is vergelijkbaar met dat van een zeedijk, met dien verstande dat de normale waterstand vrijwel niet varieert en de kreukelberm meestal op dit niveau ligt. Bijzondere waterkerende constructies zijn niet in figuur 2.3.1 aangegeven.

Elementen en dijktype

De hoofdfunctie van een element en het belang hiervan voor het totale dijkontwerp hangt af van het type dijk. Een rivierdijk wordt aan een relatief langdurige hoogwaterstand blootgesteld. Daarom richt de aandacht zich voornamelijk op binnendijs gelegen elementen die betrekking hebben op piping, binnenwaartse macrostabiliteit en microstabiliteit.

Bij zeedijken is de belasting op een zeedijk relatief kortdurend en wordt voor een belangrijk deel gekenmerkt door golfaanval. Hier wordt extra aandacht besteed aan het buitentalud, de kruinhoogte en de bekleding. Hoewel een element verschillende functies kan vervullen en de hoofdfunctie afhankelijk is van het type waterkering wordt in de decompositie geen onderscheid gemaakt naar type waterkering. De elementen kunnen in beginsel namelijk in alle typen dijken worden toegepast en zullen slechts in dimensies van elkaar afwijken.



Figuur 2.3.1 Principeprofiel zee-/rivierdijk exclusief bijzondere elementen

Figuur 2.3.1 geeft een schematische voorstelling van een dijkprofiel: de figuur geeft mogelijke combinaties van elementen in een dijk weer. De begrenzing van de bekleding is gestippeld op plaatsen waar elementen (zoals binnen- en buitenberm) aansluiten op het dijklichaam. Bovenstaande figuur geeft ook een geometrische opdeling van de ondergrond in voorland, dijkbasis en achterland. Bij de beschouwing van de faal-

2 Analyse van het constructief ontwerp

mechanismen (hoofdstuk 5) zal men echter een afwijkende zonering toepassen. Zo wordt voor de stabiliteitsbeoordeling voor de grondeigenschappen een afwijkende zonering (bijvoorbeeld binnenteen, kruin, buitenteen) aangehouden.

Elementgroepen

Het dwarsprofiel van een dijk is opgebouwd uit de volgende elementen, gegroepeerd in elementgroepen:

- elementen m.b.t. ondergrond:
 - vooroever en voorland
 - dijkbasis
 - achterland
- constructieve elementen:
 - kreukelberm (bij zee- of meerdijk)/plasberm (in rivierengebied)
 - buitenberm (incl. bekleding)
 - buitentalud (incl. bekleding)
 - dijkkern
 - kruin (incl. bekleding)
 - binnentalud (incl. bekleding)
 - overgangstalud (binnendijks)
 - binnenberm
 - berm-/dijksloot
- bijzondere elementen:
 - afsluiting watervoerende laag
 - scherm in kruin
 - drainage
 - etc.

Naast het bovengenoemde bevinden zich vaak nog andere elementen in de waterkering, zoals een wegfundering. Omdat deze elementen niet direct een waterkerende functie hebben worden ze niet behandeld. Op de bekleding wordt in hoofdstuk 7 gedetailleerd teruggekomen. De functie van de bekleding is in dit hoofdstuk verwerkt in de elementen binnen- en buitentalud en kruin.

2.4 Constructieve functies van de elementen

Het waterkerend vermogen van een dijk wordt primair bepaald door de kruin. De kruinhoogte bepaalt de kans op overlopen en de mate van overslag. Hoofddoel van de elementen van het dwarsprofiel is dan ook het op de juiste hoogte en het op zijn plaats houden van de kruin. Tegelijkertijd dient de grondconstructie zodanig gedimensioneerd te zijn dat deze bestand is tegen de ontwerpbelastingen. Dit betekent, dat onder die belasting de samenhang der elementen niet verbroken mag worden en dat de elementen zelf niet in hun constructieve functie mogen worden aangetast. Hierna wordt besproken wat de rol van de verschillende elementen is bij het dragen van deze belastingen en het voorkomen van schade. In hoofdstuk 3 worden de belastingen verder uitgewerkt en de relatie met scha-

deontwikkeling wordt weergegeven in figuur 3.1.1.

Het uitgangspunt dat de constructie uit grond wordt opgebouwd betekent dat rekening moet worden gehouden met de specifieke eigenschap van grond, dat het gedeeltelijk uit water bestaat. Doordat het water van alle elementen van de constructie met elkaar in verbinding staat vergroot dit de interactie tussen de elementen. Bovendien leiden bepaalde belastingen tot verhoging van de (grond)waterspanning die ook doorloopt door de verschillende elementen.

Kruin

De kruin voorkomt bij de juiste hoogteligging overlopen en een te groot overslag debiet. Kruinhoogte, -breedte en de samenstelling van de bekleding moeten zo gekozen worden dat de overslag binnen de ontwerpcriteria blijft. Indien de kruin faalt treedt niet alleen schade op door erosie aan het element zelf, maar ook aan het binnentalud, het overgangstalud en de binnenberm. De combinatie van erosie en infiltrerend water kan tot afschuiven op micro- of macroschaal leiden. Het teruglopen van de sterkte van de grond door het oplopen van de waterspanningen is daarbij een risico factor waarmee bij de keuze van de grondsamenstelling van de andere elementen rekening moet worden gehouden.

Dijkkern

De dijkkern is de draagconstructie waarop de verschillende elementen van het dwarsprofiel zijn opgelegd. Eerste vereiste is dat de kern zelf stabiel is, zowel onder de belastingen van de dijkelementen als onder de externe belastingen. De afmetingen van de kern en de taluds worden daartoe berekend met behulp van de sterkteparameters van de grondsoort van de kern en van de verschillende lagen van de ondergrond. Bij de keuze van de grondsoort en de uitvoeringswijze moet rekening worden gehouden met zettingsvloeiingsgevoeligheid. De wijze van berekenen van de macrostabiliteit is opgenomen in hoofdstuk 5.

Het gewicht van de kern zorgt samen met de schuifweerstand van de ondergrond enerzijds voor de sterkte tegen zijdelings wegschuiven van de dijk bij de Maatgevende Hoogwaterstand MHW. Anderzijds belast de kern (samen met de andere elementen) de ondergrond waardoor in het algemeen behoorlijke zettingen zullen optreden. De noodzakelijke extra hoogte voor deze zetting en de klink van de kern zelf moet dan ook in de hoogte van de kern worden gevonden.

Bij de dimensionering en de materiaalkeuze van de kern moet er verder rekening mee worden gehouden, dat de verhouding van de doorlatendheden van de kern, de ondergrond en de taluds van invloed is op de ontwikkeling van de waterspanningen in de dijk. En zolang de grondspanning hetzelfde blijft, verminderen oplopende waterspanningen de schuifsterkte. Hierbij gaat het niet alleen om macrostabiliteit, ook de microstabiliteit is in het geding. Gedacht moet worden aan afschuiven van het buitentalud bij snelle val van het buitenwater wanneer de waterspanningen in de kern hoog zijn opgelopen of aan afschuiven of uitspoelen van het binnentalud door dijkskwel bij hoge waterstanden.

De voetbreedte van de kern bepaalt mede de lengte van de kwelweg voor grondwater dat door watervoerende zandlagen onder de dijk door naar de

2 Analyse van het constructief ontwerp

polder loopt en daarmee de weerstand van de waterkering tegen erosie door zandmeevoerende wellen (piping).

De grondsamenstelling van de dijk kern zal in het algemeen niet geschikt zijn om belastingen als golven, stromingen etc. te weerstaan. De kern wordt daarom beschermd door beklede taluds. Om diverse constructieve redenen kunnen daarin ook bermen zijn opgenomen.

Taluds en bermen

De taluds en bermen hebben als gezamenlijk kenmerk dat zij een belangrijke functie hebben in de stabiliteit van de dijk. In het algemeen geldt, hoe flauwer de taludhelling en hoe breder de berm, des te groter de stabiliteit. Tevens vormen de taluds en de bermen met hun bekleding de beschermende schil van de dijk kern.

Buitentalud

Het ontwerp van het buitentalud heeft een directe relatie met de belasting door golven, dit overigens in samenhang met plaats en afmetingen van de buitenberm. De golfoploop en daarmee het overslagdebiet kan gereduceerd worden door toepassing van een flauwere taludhelling en dit kan weer resulteren in een lagere kruinhoogte. De keuze van de bekleding heeft eveneens invloed op de golfoploop en dient afgestemd te zijn op de diverse hydraulische belastingen.

Bij het ontwerpen van de taludhelling op macrostabiliteit dient aanleg van een buitenberm erin betrokken te worden omdat ze er beide invloed op hebben. Hierbij moet ook aandacht worden besteed aan de uitvoeringsfase waarin tijdelijke verhoogde waterspanningen optreden. In die fase kan het toepassen van een bredere buitenberm een groter effect op de stabiliteit hebben dan een wat flauwere taludhelling.

Bij de materiaalkeuze dient wat betreft de doorlatendheid rekening te worden gehouden met de invloed daarvan op de waterspanningen in de hele grondconstructie, wat weer van belang is voor de macro- en microstabiliteit zowel buiten- als binnenwaarts.

Buitenberm

Een buitenberm wordt vanuit de waterkerende functie toegepast bij zee- en meerdijken om de golfoverslag te verminderen. De plaats van de berm wordt bepaald op grond van de hydraulische belastingen. Bij het ontwerp moet het effect van een berm worden beoordeeld samen met het effect van verschillende taludhellingen.

De buitenberm beïnvloedt door zijn gewicht de macrostabiliteit van het buitentalud, de mate waarin is afhankelijk van de plaats en de afmetingen. De invloed op de korrel- en waterspanningen in de dijk kern en -basis strekt zich ook uit tot de stabiliteit van het binnentalud. Voor de doorlatendheid geldt hetzelfde als hiervoor bij het buitentalud is gesteld. Tenslotte bepaalt de berm mede de lengte van de kwelweg wat van belang is voor de vereiste weerstand tegen piping.

Lage buitenberm/plasberm/kreukelberm

Wanneer op het buitentalud een harde bekleding wordt toegepast dan moet de beëindiging daarvan worden beschermd tegen aantasting door

golven of stroming. Daarvoor dient de plasberm, bij zeedijken even boven laagwater, bij meerdijken op het laagste meerpeil. Het is een overgangsconstructie met een 'halfhard' karakter tussen de harde bekleding en de grond van het verdere beloop of het voorland. Hiervoor wordt een kraagstuk met steenbestorting toegepast of een bekleding van riet of rijshout met puin.

Binnentalud

Bij hoge waterstanden al of niet in combinatie met golfoverslag wordt de sterkte van het binnentalud op verschillende manieren aangesproken. Als eerste dreigt erosie door het overslaande water. De taludbekleding moet derhalve erosiebestendig zijn. Door de infiltratie van het overslagwater dreigt lokale instabiliteit, mogelijk gevolgd door verdergaande infiltratie, verweking en stabiliteitsverlies op macroschaal. Door een juiste keuze van de beperkte doorlatendheid van de bekleding en grotere doorlatendheid en bergend vermogen van de dijkkern en eventueel drainage aan de teen van het talud, wordt dit risico beperkt. Bij de keuze van de grondsoort dient ook aan de verwekingsgevoeligheid aandacht te worden besteed. Uiteindelijk is de helling van het talud dan maatgevend voor de veiligheid tegen bezwijken van het binnentalud.

Bij zeer hoge waterstanden is de taludhelling (mede) bepalend voor de zijdelingse stabiliteit van de grondconstructie in zijn totaliteit. In die belastingstoestand wordt de weerstand tegen afschuiven verminderd door de daarbij optredende hoge waterspanningen in de dijk en de ondergrond. Ook uittredend kwelwater in het binnentalud kan dan tot lokale instabiliteit leiden. Wanneer deze mechanismen onvoldoende met een enkelvoudig binnentalud kunnen worden opgevangen kan de stabiliteit worden vergroot door een binnenberm en/of een overgangstalud in het ontwerp op te nemen.

Overgangstalud

Een overgangstalud wordt toegepast om de weerstand tegen afschuiven van het binnentalud te vergroten en/of het optreden van micro-instabiliteit met name door het uittredende kwelwater te voorkomen. De hoogte van het overgangstalud wordt meestal bepaald door de hoogte waarop de kwel mogelijk uit het talud treedt.

Binnenberm

Een binnenberm kan worden toegepast om de stabiliteit van het binnentalud te verzekeren. Bij het dimensioneren van de berm wordt dan niet alleen de vergroting van de schuifweerstand in mogelijke schuifvlakken beoordeeld maar ook de mate waarin efficiënt gebruik kan worden gemaakt van de bijdrage aan het tegenwerkend moment binnen de glijcirkel (zie § 5.3.3).

De tweede reden om een binnenberm toe te passen hangt samen met de grondwaterstroming en de waterspanningen in de dijkbasis. Kwel met een groot verhang leidt tot risico's voor inwendige erosie of piping in een wattervoerende laag. De breedte van de binnenberm kan zo worden gekozen dat de lengte van de kwelweg groot genoeg wordt om piping te voorkomen. De waterspanningen kunnen ook leiden tot opdrijven of opbarsten

2 Analyse van het constructief ontwerp

van de afdekkende laag van de dijkbasis of het achterland. De afmetingen van de binnenberm moeten dan worden afgestemd op de hoogte van de waterspanning en de breedte van de zone waarover de afdekkende laag onvoldoende stabiliteit heeft.

Berm-/dijksloot

De bermsloot heeft een gunstige invloed op de grondwaterstand en de waterspanningen in de dijk en het achterland. Terwijl dit positief uitwerkt op de stabiliteit kan de kleinere laagdikte van de afsluitende lagen ter plaatse van de slootbodem daarop een ongunstig effect hebben doordat opbarsten of opdrukken eerder zal optreden.

De bermsloot kan ook het uittreepunt voor piping zijn. Bij het ontwerpen moet dus rekening worden gehouden met de daarvoor van belang zijnde lengte van de kwelweg.

2.5 Constructieve functies van de ondergrond

De keuze van een grondconstructie voor een waterkering betekent dat de ondergrond deel gaat uitmaken van die waterkering. Dit houdt meer in dan dat de bestaande bodem de dijk moet dragen. De ondergrond moet in staat zijn om de plaatsvastheid en vormvastheid van de grondconstructie te garanderen en tegelijkertijd in staat zijn zelf het water te keren. Net als de aangelegde grondconstructie wordt de ondergrond belast door hoge waterstanden, stromingen en golven. Bijzondere aandacht verdienen ook de grondwaterstromingen en -spanningen. Door piping, heave en opbarsten kan de integriteit van binnenberm en/of binnentalud, dan wel van het achterland worden aangetast (zie ook § 5.6).

Dijkbasis

De dijkbasis vormt het fundament van de waterkerende grondconstructie. Dit houdt in dat de verschillende grondlagen onderzocht moeten worden en beoordeeld moeten worden op hun sterkte- en vervormingseigenschappen als fundering van de dijk.

Als eerste gaat het om de zetting die door de aanleg van de dijk zal optreden en de mate waarin deze zettingen gelijkmatig verlopen zowel in lengte- als in dwarsrichting. De afdekkende (holocene) slappe lagen zijn hiervoor bepalend.

In de tweede plaats is de basis van grote invloed op de macrostabiliteit van de dijk kern, de taluds en de bermen. De eigenschappen van met name de slappe lagen zijn van grote invloed op de stabiliteit en de mogelijke horizontale vervormingen.

In het algemeen neemt de sterkte van slappe grondlagen toe door het aanbrengen van een bovenbelasting, zoals in dit geval door de aanleg van een dijk. Helaas duurt het enige tijd voordat de ondergrond zich heeft aangepast en die grotere sterkte heeft verkregen. Tijdens de uitvoeringsfase worden de slappe lagen al wel zwaar belast maar is de sterkte nog niet toegenomen. Integendeel, doordat het poriënwater in eerste instantie de belasting draagt, nemen de waterspanningen toe en daarmee het risico voor stabiliteitsverlies.

Grondverbetering door de aanleg van een cunet of het aanbrengen van verticale drainage kan een oplossing zijn om stabiliteitsverlies in de uitvoeringsfase te voorkomen. In het algemeen wordt hiermee ook een grotere stabiliteit van de definitieve constructie verkregen en bovendien worden de zettingen (bij een cunet) en de restzettingen (bij verticale drainage) verkleind.

In de derde plaats betekent het feit dat de ondergrond deel uitmaakt van de waterkering dat er bij waterstandsverhogingen een verhang over de dijkbasis ontstaat. Indien er sprake is van doorgaande watervoerende zandlagen dan kan de grondwaterstroming erosie en/of stabiliteitsverlies veroorzaken door zandmeevoerende wellen (piping) en of opdrijven of opbarsten van een afdekkende laag van het achterland. Terugschrijdende erosie en bezwijken van de afdekkende laag kunnen tot stabiliteitsverlies van de bovenliggende grondconstructie leiden.

Ook bij de sterkteberekeningen moet rekening worden gehouden met de effecten van hoge waterstanden op de waterspanningen en daarmee ook op de korrelspanningen en dus de sterkte van de ondergrond.

Bij het ontwerpen of verbeteren van een waterkerende grondconstructie dient men zich goed te realiseren dat de dijkbasis onderdeel van de waterkering is en dat discontinuïteiten in de vorm van plaatselijke sterk watervoerende geulen of extra slappe geulopvullingen een belemmering vormen voor een goede vervulling van bovengenoemde constructieve functies. Anders gezegd: het waterkerend vermogen kan ernstig worden bedreigd door faalmechanismen voortkomend uit ongelijkmatigheden in de ondergrond.

Vooroever of voorland

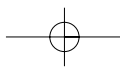
De functies van het voorland vertonen grote overeenkomsten met die van het buitentalud en de buitenberm. Het voorland heeft invloed op de golfoploop en de golfoverslag, waarmee bij het bepalen van de kruinhoogte rekening wordt gehouden.

Meestal zal men vanuit het gezichtspunt waterkeren niet zover gaan om door ophoging van het voorland de golfoploop te reduceren, maar wanneer er andere argumenten zijn om dat te overwegen dan kan dit bij de optimalisatie worden meegenomen (zie hoofdstuk 6).

In de tweede plaats vervult het voorland een functie bij de buitenwaartse stabiliteit. Voor de beoordeling hiervan zijn de samenstelling van de ondergrond en de geometrie van het onderwatertalud van belang. Een steile vooroever met op korte afstand van de buitenteen een diepe geul of ontgrondingkuil vereist extra aandacht voor de schuifsterkte bij het grondonderzoek en later bij de stabiliteitsberekeningen.

Een bijzondere vorm van instabiliteit waarmee rekening gehouden moet worden is de zettingsvloeiing. Zettingsvloeiingen kunnen optreden in dikkere zandlagen met een bepaalde korrelsamenstelling en lossere pakking, afhankelijk van de breedte van het voorland en de geulhelling en -afstand. Wanneer dit aan de orde is dan is dit een aspect om bij de tracékeuze rekening mee te houden. Wanneer een zettingsvloeiing optreedt vloeit het zand onder een zeer flauw talud uit, zodat, indien een enigszins diepe geul aanwezig is, de waterkering volledig kan bezwijken.

Bij waterstandsverhogingen ontstaat over het voorland een verhang net als bij de dijkbasis vermeld is. Voor het weerstandsvermogen van de waterke-



2 Analyse van het constructief ontwerp

ring tegen piping is het intreepunt van belang. Bij piping door een dieper gelegen zandlaag zal dit in een stroomgeul kunnen liggen, voor ondiepe piping door een tussenzandlaag moeten het intreepunt en de hydraulische weerstand van de afdekkende slecht doorlatende laag worden bepaald.

Achterland

Voor de analyse van de constructieve bijdrage van het achterland is inzicht in de laagopbouw essentieel, naast inzicht in de grondparameters. Vaak zal het achterland bestaan uit slecht doorlatende klei- en veenlagen op goed doorlatende (pleistocene) zandlagen. Hoge buitenwaterstanden oefenen via het grondwater druk uit op het scheidingsvlak van deze lagen waardoor de constructie wezenlijk beïnvloed kan worden. Wanneer zich in het klei/veenpakket doorgaande zandlagen of substantiële zandlenzen voordoen is de problematiek hetzelfde.

Op de stabiliteit van de binnenzijde van de kering is de sterkte en stabiliteit van de dekklagen van grote invloed doordat de grondwaterspanning zo hoog kan oplopen dat opdrukken of opbarsten op het scheidingsvlak plaatsvindt. Hierdoor verliest de binnenzijde belangrijk aan stabiliteit. Op de wijze van berekening van deze stabiliteit wordt in § 5.3.3 ingegaan. Wanneer de deklaag wel stabiel is dan bestaat nog kans op piping. Voor het bepalen van de betrouwbaarheid van de kering op dit punt moet primair de grondsamenstelling van de deklaag en de watervoerende laag bekend zijn. Daarnaast spelen de dikte en de hoogteligging van de deklaag een rol en de locatie van het uittreepunt van de piping. Dit kan ook bepaald worden door nieuwe of aanwezige sloten, watergangen of wielen, afhankelijk van de plaats en de diepte daarvan.

2.6 Bijzondere elementen

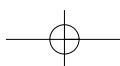
Door toepassing van bijzondere elementen kunnen de dimensies van de constructie worden beperkt. Omdat vele varianten mogelijk zijn worden hier drie veel toegepaste elementen als voorbeeld toegelicht. Voor een uitgebreid overzicht van bijzondere constructieve elementen wordt naar hoofdstuk 9 verwezen.

Afsluiting watervoerende tussenzandlaag

Door afsluiting van de tussenzandlaag wordt piping via deze laag uitgesloten. De waterspanningen in de tussenzandlaag achter de afsluiting worden (binnendijks) verlaagd (indirecte invloed stabiliteit binnendijks). De waterspanningen in de tussenzandlaag voor de afsluiting worden echter verhoogd. Deze afsluiting kan worden uitgevoerd met een scherm of een kleikist.

Schermin kruin (doorlopend in de ondergrond)

Het scherm vergroot de kwelweglengte (piping via Pleistoceen) en sluit 'ondiepe' piping uit. Hierdoor zal piping minder maatgevend zijn. Bovendien heeft het scherm een reducerend effect op de waterspanningen binnendijks (afhankelijk van de lengte), maar verhoogt de waterspanningen in elementen aan de waterkerende zijde van de dijk. Het scherm kan tevens



als kerende constructie worden uitgevoerd, bijvoorbeeld als damwand of diepwand. Door een scherm worden de korrel- en waterspanningen aan weerszijden beïnvloed en daarmee de stabiliteit. De mate van beïnvloeding is afhankelijk van plaats en type van het scherm.

Drainage

Drainage in de binnenteen verlaagt de grondwaterstand en de waterspanningen, waardoor de binnendijkse stabiliteit wordt verhoogd. Dit kan ook van belang zijn voor de standzekerheid van de bekleding van het binnentalud. Bij toepassing van drainage in een waterkerende grondconstructie moet in het ontwerp extra aandacht worden gegeven aan de duurzame werking van het systeem. Concreet moet rekening worden gehouden met neerslag van ijzeroxide uit het grondwater of verstikking t.g.v. biologische activiteit.

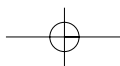
2.7 Relatie tussen de elementen en faalmechanismen

In onderstaande tabel 2.7.1 is weergegeven op welke faalmechanismen de verschillende elementen van de waterkering en de ondergrond invloed hebben. Te zien is dat de meeste elementen op een aantal faalmechanismen invloed hebben en omgekeerd levert één zo'n mechanisme schaderisico's op voor een aantal elementen.

Op welke manier de elementen moeten worden berekend om tegen deze mechanismen bestand te zijn, wordt behandeld in hoofdstuk 5.

<i>Faalmechanisme</i>	Zetting	Golf- overslag	Afschuiven buitentalud	Afschuiven binnentalud	Zettings- vloeiing	Micro- stabiliteit	Piping
<i>Element</i>							
Kruin	X	X	X	X		X	
Dijkkern	X	X	X	X		X	X
Buitentalud		X	X			X	X
Buitenberm		X	X			X	X
Lage buitenberm			X			X	
Binnentalud		X		X		X	X
Overgangstalud		X	X			X	X
Binnenberm				X		X	X
Bermsloot				X		X	X
Dijkbasis	X		X	X	X	X	X
Voorland		X	X		X		X
Achterland				X		X	X
Afsluiting watervoerende tussenzandlaag			X			X	X
Schermin kruin			X	X		X	X
Drainage			X	X		X	X

Tabel 2.7.1 Invloed elementen op faalmechanismen



2.8 Aansluitingsconstructies

2.8.1 Inleiding

Een aansluitingsconstructie dient om waterkeringen van een verschillend type op elkaar aan te sluiten. Onder een aansluitingsconstructie wordt het gehele dwars- en lengteprofiel van een grondconstructie verstaan, in zijn afwijkende vorm, bij de overgang naar een duin, hoge gronden of een kunstwerk. Een dergelijke aansluiting is daarmee te beschouwen als een grootschalige overgangsconstructie.

Door de afwijkende vorm van de aansluiting kunnen, onder andere door turbulentie en golfdiffractie, lokaal grotere hydraulische belastingen optreden dan in eerste instantie met behulp van de aanwijzingen uit hoofdstuk 3 zijn bepaald. Dit kan gevolgen hebben voor de morfologie, ter plaatse van de overgang van bijvoorbeeld een dijk naar een duin resulterend in een versnelde afslag.

Deze verhoogde belastingen moeten door de beheerder zelf op grond van zijn lokale ervaring, eventueel met specialistische ondersteuning, worden bepaald.

In de volgende paragrafen wordt het ontwerp behandeld van aansluitingen van een dijk op een duin (2.8.2), van een dijk op hoge gronden (2.8.3) en van een dijk op een kunstwerk (2.8.4).

2.8.2 Aansluiting dijk op duin

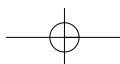
Bij de aansluiting van een dijk op een duin gaat het om de overgang van een zachte waterkering (duin) naar een harde waterkering (dijk). De aanduiding 'hard' is hierbij feitelijk slechts in relatieve zin bedoeld en kan dan ook worden opgevat als 'relatief hard'. In deze ruimere betekenis valt overigens ook de aansluiting van een onverdedigd duin op een duinvoetverdediging onder aansluitingsconstructies.

Ten aanzien van de morfologische effecten tijdens duinafslag zijn te onderscheiden (zie figuur 2.8.1):

- I. een abrupte beëindiging;
- II. een geleidelijke overgang.

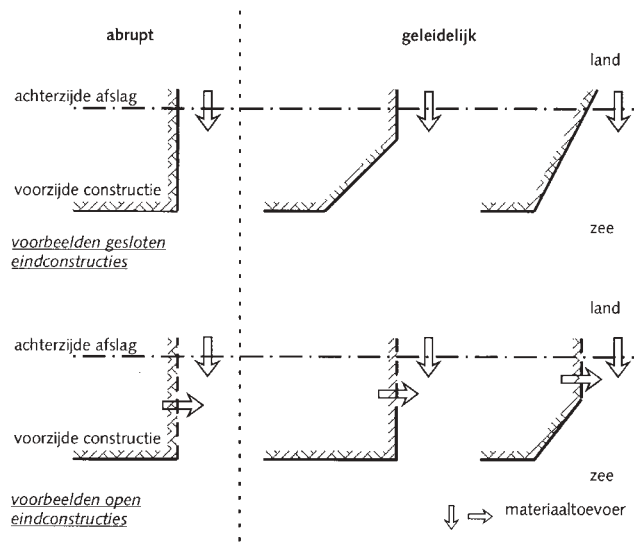
Vanuit het oogpunt van waterkering is een belangrijk onderscheid: een gesloten beëindiging, waarbij de constructie reikt tot de achterkant van de afslagzone; een open beëindiging, waarbij de constructie bij maatgevende afslag wordt achterspoeld.

Het te kiezen type overgang wordt mede bepaald door de aanwezige duinsterte ter plaatse van de aansluiting. Bij een marginaal duin is er geen ruimte genoeg om een gesloten eindconstructie aan te leggen zonder dwars door het duin te graven. Bij een algehele dijk- annex duinverzwaring



is dat geen overwegend bezwaar. De ingreep in de totale waterkering is dan zo omvangrijk dat de doorgraving daarin zowel technisch als financieel van ondergeschikt belang is. Indien uitsluitend de overgang moet worden gemaakt dan moet doorgraving van het duin bij voorkeur worden vermeden en valt de keuze op een open beëindiging, mede vanwege de veel lagere kosten.

De overgang van een duin naar een dijk moet zodanig zijn uitgevoerd dat deze bij de maatgevende stormvloed niet kan bezwijken. De aansluitingsconstructie moet in verband hiermee voldoende weerstand kunnen bieden tegen golfoverslag en omspoelingen. In het (Ref.) *Leidraad Zee- en Meerdijken Basisrapport*, is een methode beschreven voor het maken van een schetsontwerp voor de aansluiting van een dijk op een duin.



Figuur 2.8.1 Type beëindiging dijk in duin

2.8.3 Aansluiting dijk op hoge gronden

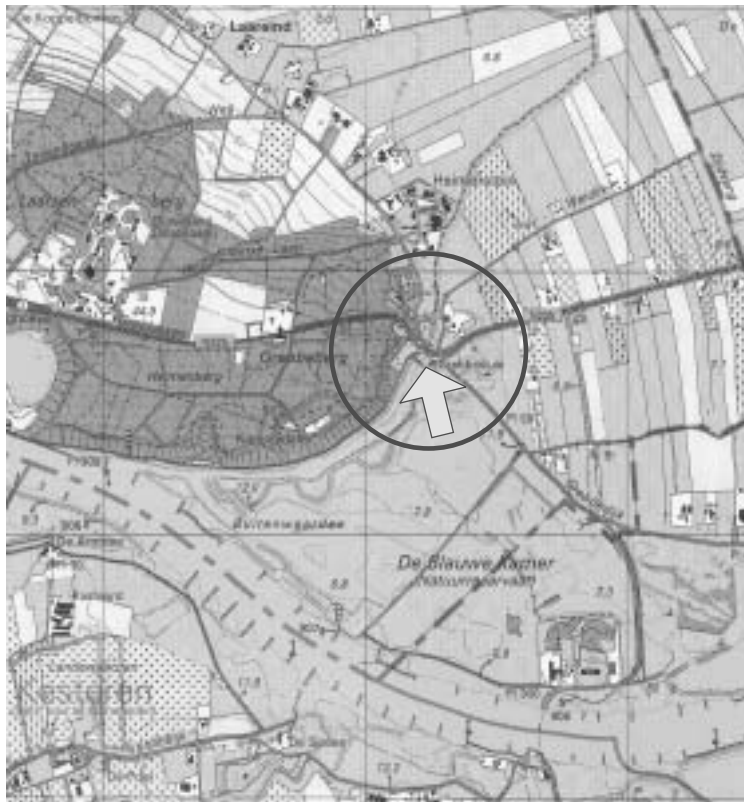
Hoge gronden, anders dan duinen, zijn in de dijkkringgebiedenkaart bij de (Ref.) *Wet op de waterkering* aangegeven als de NAP + 1 m lijn bij bedreiging vanaf het IJsselmeer, de NAP + 2 m lijn bij bedreiging vanaf zee of, indien hoger langs de rivieren, als de uiterst verwachte inundatielijns verlopend van de maatgevende hoogwaterstand (MHW) aan de bovenstroomse zijde van het dijkkringgebied tot de laagste kruinhoogte van de primaire waterkering aan de benedenstroomse zijde van het dijkkringgebied.

In principe gelden voor de aansluiting van een dijk (in dit geval meerdijken, rivierdijken en dijkingscheidingen) op hoge gronden dezelfde regels als voor de overgang van een dijk naar een duin. Een verschil hierbij kan de

2 Analyse van het constructief ontwerp

samenstelling van de hoge gronden zijn, die vaak bestaan uit goed erosiebestendig materiaal. Als er geen ruimte is voor een afslagprofiel, of als een afslagprofiel niet gewenst is, moeten de aan de dijk aansluitende waterkerende taluds erosiebestendig worden uitgevoerd. Bij bandijken, die in normale toestand geen water keren, gaat het grondlichaam van de dijk meestal gewoon over in 'de berg zand' waardoor de hoge gronden zijn gevormd. In figuur 2.8.2 staat als voorbeeld de aansluiting van de bandijk langs de Neder-Rijn aan de Grebbeberg.

Hoge gronden als hier bedoeld, zijn in een aantal gevallen particulier eigendom. Om eventuele schade bij de aansluiting van een dijk op de hoge gronden zonder problemen te kunnen herstellen, moet de keurgrens voldoende ruim worden gevestigd.



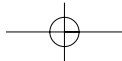
Figuur 2.8.2 Aansluiting dijk op hoge gronden

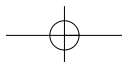
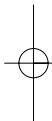
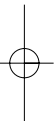
2.8.4 Aansluiting dijk op kunstwerk

Aangezien de wanden van kunstwerken bijna altijd vrij strak (glad) zijn, zal bij hoge waterstanden er bijna zeker gevaar voor kwel (onder- en achterloopsheid) langs het kunstwerk aanwezig zijn. Ter voorkoming hiervan zul-

len zowel onder als naast het kunstwerk kwelschermen aanwezig moeten zijn. Deze schermen moeten voldoende diep en breed zijn om kwel, heave en/of piping te voorkomen. De bovenkant van een kwelscherm tegen achterloopsheid moet minimaal op het niveau van MHW + 0,5 m liggen. Ontwerpregels voor kwelschermen staan in de (Ref.) *Leidraad Waterkerende kunstwerken en Bijzondere Constructies* en het (Ref.) *Technisch Rapport Zandmeevoerende wellen*.

Door de aanwezigheid van verticale wanden kan bij aansluitingen van een dijk op een kunstwerk versterkte golfaanval optreden. Dit vereist speciale aandacht bij het dimensioneren van de overgangsconstructies waarmee de talusbekledingen op het kunstwerk worden aangesloten.





3 Belasting

3.1 Inleiding

De belastingen op waterkerende grondconstructies zijn van permanente of veranderlijke aard. In dit rapport zijn ze als volgt onderverdeeld:

- Permanent (zie § 3.2):
 - Eigen gewicht en gronddruk (bij bijzondere constructies)
 - Onttrekking van stoffen (water, olie, zout, aardgas) uit de ondergrond
- Veranderlijk:
 - Hydraulische belastingen (zie § 3.3)
 - Overige belastingen (zie § 3.4)

Figuur 3.1.1 geeft een globaal schematisch overzicht van de relatie tussen respectievelijk belastingen en schadeontwikkeling.

3.2 Permanente belastingen

3.2.1 Eigen gewicht en gronddruk

Het eigen gewicht van het dijklichaam moet als een belasting worden gezien. Het aandrijvend moment in de analyse van de macrostabiliteit (zie § 5.3) wordt in hoge mate door dit eigen gewicht bepaald. Het eigen gewicht hangt af van het volumiek gewicht van de in het grondlichaam aanwezige materialen (zand, klei wegverharding) alsmede van de mate van verzadiging van deze materialen.

Opgemerkt wordt dat het gewicht ook een bijdrage levert aan de sterkte: de schuifweerstand langs het glijvlak door en onder het eigenlijke dijklichaam neemt hierdoor toe.

3.2.2 Onttrekkingen uit de grond

Onttrekking van water, olie, zout, aardgas en dergelijke op grote of minder grote diepte kan als belasting worden beschouwd. Ondiepe wateronttrekking zal door waterspanningsverlaging, en dus korrelspanningsverhogingen, in de ondergrond gepaard gaan met zetting (zie § 5.2.3). Winning van olie, zout of aardgas zal door compactie in het winmassief aanleiding geven tot bodemdaling.

Indien de onttrekking gepaard gaat met zetting of bodemdaling heeft dit consequenties voor de hoogteligging van het dijklichaam, in het bijzonder de kruin. Er zal extra overhoogte nodig zijn om de lagere ligging van de kruin te compenseren.

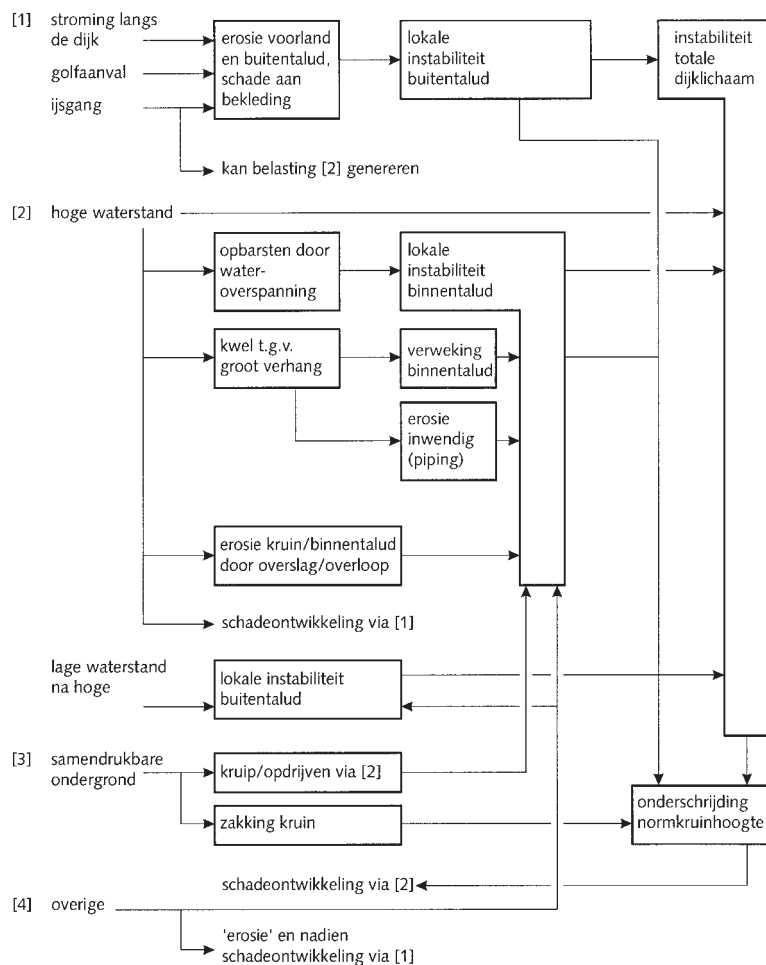
3.3 Hydraulische belastingen

3.3.1 Inleiding

De hydraulische belastingen zijn gerelateerd aan de wettelijke veiligheidsnorm met betrekking tot overstroming, zoals die is gegeven in de

3 Belasting

(Ref.) *Wet op de waterkering*. In deze wet is de veiligheidsnorm voor de primaire waterkeringen aangegeven als de



Figuur 3.1.1 Relatie tussen belasting en schadeontwikkeling

gemiddelde overschrijdingskansen per jaar van de hoogste hoogwaterstand waarop elke keringsectie afzonderlijk moet zijn berekend, met in acht name van overige het waterkerend vermogen bepalende maatgevende factoren, zoals: lagere waterstanden, golven, stromingen, slingeren in de waterstand, stormduur, sterkte-eigenschappen van kering en ondergrond, bodemdaling en zeespiegelstijging.

De volgende paragrafen leggen de verbinding met (Ref.) *Hydraulische randvoorwaarden voor primaire waterkeringen* en geven, waar nodig, aan-

vullingen op de hydraulische randvoorwaarden. Voor het dimensioneren van grondconstructies, en bij de uitvoering van werkzaamheden hieraan, zijn de volgende hydraulische parameters van belang:

- Maatgevende hoogwaterstand (MHW) (§ 3.3.2);
- Waterstandsverloop tijdens maatgevende belasting (§ 3.3.3);
- Hoogwaterstijging (§ 3.3.4);
- Lokale waterstandsverhogingen (§ 3.3.5);
- Golfoverslaghoogte (§ 3.3.6);
- Hydraulische belasting door schepen (§ 3.3.7);
- Golfvandvoorwaarden bij een lagere waterstand dan MHW (§ 3.3.8);
- Stroming (§ 5.7.2);
- Overdrukken onder een bekleding (§ 5.4 en hoofdstuk 7);
- Extreme neerslag (§ 4.6.3).

3.3.2 Maatgevende hoogwaterstand (MHW)

In (*Ref.*) *Grondslagen voor waterkeringen* (Hoofdstuk 3) is een overzicht van waterkeringen en de daaraan gerelateerde systemen gegeven. Hierbij is een onderscheid gemaakt tussen categorieën (de plaats in de beveiliging van dijkkringgebieden) en typen (verschijningsvormen).

Primaire waterkeringen

Het toetspeil staat in het randvoorwaardenboek en geeft alleen informatie voor primaire waterkeringen categorie 1 (i.e. keringen die behoren tot het stelsel dat direct het dijkkringgebied omsluit en buitenwater keert).

Aan de toevoeging van MHW is te zien voor welk referentiejaar de MHW is vastgesteld (bijvoorbeeld: MHW 2005 geldt voor het jaar 2005). De randvoorwaarden zijn gebaseerd op de veiligheidsnorm uit de Wet op de waterkering en worden eens per vijf jaar geactualiseerd en uitgebracht in een nieuw randvoorwaardenboek. Voor het eerste randvoorwaardenboek geldt MHW 2000 = Toetspeil 2000.

Zodra de veiligheidsnorm van waterstandsnorm zal zijn vertaald in een inundatienorm zal dit worden uitgebreid naar de overige categorieën; tot die tijd moet hiervoor worden verwezen naar (*Ref.*) *Grondslagen voor waterkeringen* en de uitwerking daarvan in het beheersplan van de waterkeringsbeheerder.

Niet-primaire keringen

Voor een aantal gebieden in Nederland is naast de primaire kering een stelsel van 'tweede waterkeringen' of slaperdijken in gebruik. Het vaststellen van het veiligheidsniveau van de regionale waterkeringen valt onder de verantwoordelijkheid van de provinciale overheid. Bepalingen met betrekking tot deze (nader aan te wijzen) waterkeringen staan in de provinciale 'verordeningen waterkering'.

Voor het bepalen van randvoorwaarden voor boezemkaden, die ook tot de regionale waterkeringen worden gerekend, wordt verwezen naar het (*Ref.*) *Technisch Rapport voor het toetsen van boezemkaden* en de (*Ref.*) *IPO-richtlijn ter bepaling van het veiligheidsniveau van boezemkaden*.

3 Belasting

3.3.3 Waterstandsverloop tijdens maatgevende belasting

Achtereenvolgens worden behandeld het bij het ontwerpen of toetsen in rekening te brengen waterstandsverloop tijdens maatgevende belasting:

- Bij rivieren;
- Bij zeedijken;
- In het merengebied;
- In de delta's en
- In de estuaria.

Rivierdijken

Voor boven- en benedenrivieren kan het verloop van de hoogwatergolf worden toegeleverd door het HIS-R (Hoogwater Informatie Systeem - Regionaal), te bereiken via his@dwf.rws.minvenw.nl.

Zeedijken

Bij dijken langs zee gelden de volgende aannamen:

- Tijdens de maatgevende belasting is de vorm van het waterstandsverloop (zie figuur 3.3.1) langs de kust gelijk, ook in het Waddengebied.
- De stormduur t_s is in het Waddengebied 45 uur, en langs de gladde kust 35 uur.
- De top van de opzet ligt op MHW - GGA, waarin GGA (= Gemiddelde Getijamplitude) voor die locatie is. De basis ligt op de gemiddelde waterstand (GWS). Op deze opzet wordt de GGA van de betreffende locatie (deze is bekend bij de beheerder) gesuperponeerd, zodanig dat het tijdstip van een top van de getijkromme samenvalt met dat van de top van de opzet. De maximale waterstand wordt hiermee gelijk aan MHW.

Meerdijken

Voor meerdijken bestaat de maatgevende belasting uit een combinatie van een hoog meerpeil en harde wind. Voor het bepalen van de kruinhoogte is met name de windinvloed van belang, voor de grondmechanische aspecten is met name het verhoogde meerpeil dominant, een verhoogd meerpeil kan gedurende een periode van meerdere weken optreden (*Ref. Analyse duur van extreme meerpeiltoppen Markermeer*). Zolang uit de (op stapel staande) rekenmodellen als HYDRA_M geen andere regels volgen, wordt met de volgende aannamen volstaan:

- De stormduur t_s is 35 uur.
- De opzet verloopt volgens de dikke getrokken lijn in figuur 3.3.1¹

Dijken in de delta's

In de delta's wordt de aanpak als bij de dijken langs zee gevolgd, met een stormduur van 35 uur.

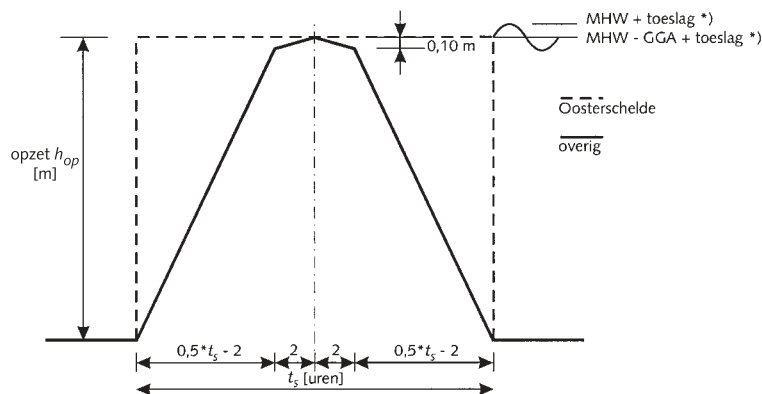
¹⁾ De maximale waterstand (top) ligt op $SP + (MKH - SP)/3$, waarin SP het streefpeil van het meer is (bekend bij de beheerder) en MKH de maatgevende kruinhoogte. De basis ligt op SP.

Dijken in de estuaria

In de Oosterschelde en de Westerschelde wordt de aanpak als bij de zeedijken gevolgd. Het waterstandsverloop tijdens maatgevende belasting is hier voor zowel Westerschelde als aan de buitenzijde van de Oosterscheldeking gelijk aan wat geldig is voor de gehele kust. De stormduur bedraagt 35 uur.

Voor de resulterende waterstanden op de Oosterschelde is de aanwezigheid van de stormvloedkering een complicerende factor. Het meest negatieve verloop van de waterstanden ten aanzien van de reststerkte zal optreden wanneer de waterstand gedurende lange tijd weinig verandert. Dit zal optreden bij een gesloten kering. Uitgaande van een waterstandsverloop aan de buitenzijde van de kering met eerdergenoemde uitgangspunten zal de kering enkele malen achtereensloten worden. Hierbij kan ervan uitgegaan worden dat tijdens de eerste hoogwatertop de stormvloedkering gesloten is op een bekkenpeil van NAP + 1,00 m (centrum bekken) en dat de waterstand op het bekken zich gedurende de twee daaropvolgende getijden op ongeveer een peil van NAP + 2,00 m zal bevinden. Dit wordt veroorzaakt door de te volgen sluitingsstrategie van de stormvloedkering waarbij getracht wordt bij sluiting steeds afwisselend een bekkenpeil van NAP + 1,00 m respectievelijk NAP + 2,00 m in te stellen. Bij sterk verhoogd laagwater tijdens een stormperiode zal teruggaan van een peil van NAP + 2,00 m naar een peil van NAP + 1,00 m niet altijd mogelijk zijn. Daardoor moet worden gerekend op een waterstand van NAP + 2,00 m gedurende een periode van 20 uur.

De top van het opzetverloop ligt dan op MHW - GGA. Het opzetverloop is hier rechthoekig (zie figuur 3.3.1). Superpositie van dit verloop en de gemiddelde getijkromme levert het waterstandsverloop onder maatgevende omstandigheden.



Figuur 3.3.1 Verloop van de stormopzet

3.3.4 Hoogwaterstijging

De hoogwaterstijging is samengesteld uit de mondiale stijging van de zeespiegel, NAP-daling en de eventuele lokale wijzingen van de getijamplitude; de laatste factor is het gevolg van menselijk ingrijpen in lokale situaties en de daarmee gepaard gaande morfologische ontwikkelingen.

3.3.5 Lokale waterstandsverhogingen

In vrijwel gesloten bekkens kunnen zich slingeren voordoen bij het plotseling wegvallen van de windbelasting; hierdoor kan een waterstandsverhoging ten gevolge van opwaaiing veranderen in een even grote verlaging, en een verlaging ten gevolge van afwaaiing veranderen in een even grote verhoging.

In langgerekte bekkens, die aan één zijde zijn afgesloten en in verbinding staan met het buitenwater, zoals havens, kunnen opslingeren ('seiches') optreden. Hierbij treedt een sterke vergroting op van laagfrequente variaties van de buitenwaterstand. Significante effecten van seiches zijn alleen te verwachten bij langgerekte en grote bekkens. Voorbeelden zijn de bekkens in het Europoortgebied (golfperiodes tussen 10 en 180 minuten), de havens van Vlissingen (golfperiode kleiner dan 10 minuten), en de haven van IJmuiden (periode circa 10 minuten).

Als (Ref.) *Hydraulische randvoorwaarden voor primaire waterkeringen* geen uitsluitsel geeft, kan de grootte van een seiche op twee wijzen worden bepaald:

- Op grond van registraties; daar, waar significante seiches op kunnen treden, zijn in het algemeen ook registraties beschikbaar.
- Op grond van numerieke berekeningen door hierin gespecialiseerde diensten.

Naast seiches kunnen zich dwarsslingeren en kortere langsslingeren voordoen. Deze zullen ook uit bestaande registraties bekend zijn.

Voor de berekening van lokale waterstandsverhogingen door lokale opwaaiing, buistoten en buioscillaties kan aan zee en delta's, tenzij in het randvoorwaardenboek anders wordt geadviseerd, gebruik worden gemaakt van § 5.5 van de Leidraad Benedenrivieren en het rapport van de Delta-commissie deel 4.

3.3.6 Golfoverslaghoogte

De golfoverslaghoogte is gerelateerd aan een ontwerp-golfoverslagdebiet. In het verleden werd de overslag uitgedrukt in een percentage van de golven dat over de kruin slaat. Bij het ontwerpen van dijkversterkingen in het kader van de Deltawet is tot voor kort vrij algemeen gedimensioneerd op de golfoverslaghoogte, die wordt overschreden door 2% van de aankomende golven.

Het hanteren van een overslagdebiet maakt een meer genuanceerde benadering mogelijk. Afhankelijk van de erosiebestendigheid en stabiliteit van

het binnentalud kan meer of minder overslag worden getolereerd en daarmee een lagere of hogere kruinhoogte worden aangehouden. Hierbij moet rekening worden gehouden met de gewenste begaanbaarheid bij extreme condities. Als een kruin onbegaanbaar is voor lopende dijkwachters kan hij nog wel toegankelijk zijn voor bijvoorbeeld een terreinauto of een vrachtauto. Ook moet er rekening mee worden gehouden, dat in gebieden met bebouwing direct achter de kering het gevoel van veiligheid sterk afneemt bij een grotere overslag.

De relatie tussen golfoverslag en kruinhoogte is behandeld in het (Ref.) *Technisch Rapport Golfploop en golfoverslag bij dijken* en in (Ref.) *Golfoverslag en krachten op verticale waterkeringsconstructies*.

Windgolven

Indien de golfrandvoorwaarden niet in het randvoorwaardenboek worden vermeld, kan de golfgroei en de golfvorming tot bij de kering globaal handmatig worden berekend met de methode, die is beschreven in paragraaf 7.2 en de bijlagen 9 en 12 van de *Leidraad Bovenrivieren*, dan wel de paragrafen 5.4, 6.3 en de bijlagen 7.2 en 10 van de *Leidraad Benedenrivieren*. Een nauwkeuriger resultaat is te bereiken met behulp van rekenmodellen als bijvoorbeeld HISWA of SWAN. Het verdient aanbeveling in dat geval de hulp van een specialistische dienst in te roepen.

Als de ligging van een grondconstructie in een voorhaven zodanig geëxposeerd is, dat golfrandvoorwaarden voor het ontwerp van belang zijn, dan moeten golfdoordringingsberekeningen inclusief refractie en diffractie worden gemaakt, bijvoorbeeld met de rekenmodellen PHAROS of DIFFRAC. Ook moet rekening worden gehouden met mogelijke golftransmissie.

3.3.7 Hydraulische belasting door schepen

De belasting door schepen is sterk locatiebepaald. Een afwijking van belang van het gemiddelde jaarlijkse beeld is niet te verwachten. De uitwerking van deze belasting op grondconstructies is bij de beheerder bekend. Stroomsnelheden zullen meestal kleiner zijn dan 2 m/s. De opgewekte golven zijn in het algemeen kleiner dan 0,5 m met een enkele uitschieter naar 1 m met een periode van 2 tot 5 s. In het algemeen zal een scheepsgeïnduceerde belasting dan ook geen rol spelen bij het ontwerp. Mocht een beheerder hierover in twijfel verkeren, dan wordt aanbevolen contact op te nemen met de Helpdesk Waterkeren bij de Dienst Weg- en Waterbouwkunde.

3.3.8 Golfrandvoorwaarden bij een lagere waterstand dan MHW

In (Ref.) *Hydraulische randvoorwaarden voor primaire waterkeringen* zijn naast de toetspeilen langs de kust de bijbehorende golven gegeven. Deze combinatie van waterstand en significante golfhoogte is echter afgeleid voor het bepalen van de benodigde kruinhoogte. Voor het beschouwen van andere schademechanismen kunnen andere combinaties, met name die van lagere waterstanden en mogelijk hogere golven, maatgevend zijn. Deze combinaties moeten door nader onderzoek worden vastgesteld. Zo

3 Belasting

lang deze niet bekend zijn kan ook bij lagere waterstanden de in het hydraulische randvoorwaardenboek gegeven golfhoogte worden aangehouden, met een maximum van $0,7h$, waarin h (in m) de waterdiepte op voorland is.

Dezelfde redenering geldt voor de in rekening te brengen golven bij de veiligheidsbeschouwing met betrekking tot de uitvoering van werken in de zomerperiode. Wanneer de buitenwaterstand een rol speelt in de stabiliteitsanalyse moet worden uitgegaan van veilige schattingen hiervoor. Er moet worden gerekend met een extreme waterstand, gebaseerd op de hoogwaterstatistiek voor de zomerperiode, met een overschrijdingskans gelijk aan de voor het gebied vigerende MHW-overschrijdingsfrequentie (Ref. *Zomerrandvoorwaarden*).

3.4 Overige belastingen

3.4.1 Inleiding

Overige belastingen kunnen worden omschreven als invloeden of processen die de stabiliteit van de kering bedreigen, anders dan hydraulische of grondmechanische belastingen.

In het volgende komen aan de orde:

- Wind (§ 3.4.2);
- IJs (§ 3.4.3);
- Verkeer (§ 3.4.4);
- Aardbevingen (§ 3.4.5);
- Bodemonderzoek en explosies (§ 3.4.6);
- Aanvaringen en drijvende voorwerpen (§ 3.4.7);
- Biologische aantasting (§ 3.4.8);
- Chemische aantasting (§ 3.4.9);
- Klimatologische aantasting (§ 3.4.10) en
- Vandalisme en medegebruik (§ 3.4.11).

3.4.2 Wind

Voor windgegevens wordt verwezen naar (Ref.) *Hydraulische randvoorwaarden voor primaire waterkeringen* en ook (Ref.) *NEN 6702*. De indirecte invloed van wind op de waterkeringen via waterstand en golven is behandeld in § 3.3.

Invloed wind

De directe invloed van wind is aanwezig in de volgende gevallen:

- Als voor de buitenteen van de dijk een zandstrand aanwezig is, kan dit aanleiding zijn tot het verstuiven en verstikken van grasbekleding. Tevens kunnen open glooiingsconstructies hierdoor inzanden. Dit aspect moet bij het dimensioneren worden meegenomen.
- Begroeiing (bomen en struiken) brengen windbelasting over op grondconstructies. Deze krachten kunnen een nadelige invloed hebben op de stabiliteit van het grondlichaam, met name onder maatgevende om-

standigheden. Geval voor geval kan worden nagegaan hoe groot deze krachten zijn, en wat het effect op de grondconstructie zal zijn, ervan uitgaande dat de verankering van de bomen zodanig is dat omwaaien uitgesloten is. In het benedenrivierengebied en langs de kust moet ook het effect van ontworteling c.q. bezwijken van de fundering worden meegenomen; daarbij moeten zodanige voorzieningen worden aangebracht, dat ontworteling niet zal leiden tot schade aan het waterkerende deel van het grondprofiel (zie ook § 8.2 en de (Ref.) *Handleiding Constructief Ontwerpen*).

- Grondconstructies liggen bij uitstek op locaties die qua windaanbod zeer geschikt zijn voor solitaire windmolens of in het bijzonder voor windmolenparken. De plaatsing van windmolens binnen de waterkeringszone moet echter zoveel mogelijk worden voorkomen. Alleen bij uitzondering kan plaatsing op, of binnen de stabiliteitzones van het grondlichaam in beeld komen. Daarbij moet worden bedacht, dat draaiende windmolens trillingen veroorzaken met mogelijk gevolgen voor het zettingsgedrag en de stabiliteit van de kering.
- Het directe windeffect op golfoverslag (spray) speelt een rol bij zowel taluds als bij verticale constructies. Dit effect is bij het opstellen van de rekenregels in de Technische Rapporten verdisconteerd.

3.4.3 IJs

Nederland behoort niet tot de landen met gevestigde regels en voorschriften omtrent de wijze waarop bij het ontwerpen en beoordelen van constructies met ijsbelasting rekening moet worden gehouden. De temperatuur en het zoutgehalte van het water van de Noordzee aan de kust geven geen aanleiding tot het ontstaan van ijsvorming van enige betekenis. In de zeearmen, en zeker in de meren, zijn wel gevallen bekend van significante ijsvorming; de afsluiting van de zeearmen in Zeeland heeft invloed op de mate van ijsvorming langs de Zeeuwse oevers.

Op de rivieren kan ijsvorming leiden tot beïnvloeding van de waterstand op de rivier.

Ondanks de schade die ijs kan veroorzaken is voor de Nederlandse situatie de kans op inundatie van het achterland hierdoor toch erg laag. Hiervoor zou de ijsbelasting gepaard moeten gaan met hoge waterstand en zware golfaanval, zodat het grondlichaam onder de beschadigde bekleding verder kan eroderen en bezwijken. Een dergelijke samenloop van omstandigheden is onwaarschijnlijk, omdat de golfhoogte door het ijs op het water sterk wordt beperkt.

3.4.4 Verkeer

In aansluiting op de (Ref.) *Handleiding Constructief Ontwerpen* moet worden gerekend met een belasting van 400 kN per 12 m¹, hetgeen overeenkomt met 13,3 kN/m² over een breedte van 2,5 m. Op die belasting moet evenzo gerekend worden als er geen rijweg is; ook in die situatie bestaat immers de kans dat in een dreigende calamiteit transport van zwaar mate-

riaal en zwaar materieel noodzakelijk is. In Bijlage 2 van genoemde Handreiking is aangegeven hoe de belasting rekentechnisch moet worden verdisconteerd. De berijdbaarheid moet worden afgestemd op het in rekening gebrachte overslagdebiet.

3.4.5 Aardbevingen

De kans op schade aan grondconstructies door een aardbeving is in Nederland zeer klein ($< 10^{-4}$ per jaar). Omdat aardbevingen en extreem hoog water twee onafhankelijke gebeurtenissen zijn, is de bijdrage aan de kans op falen van grondconstructies geheel te verwaarlozen.

3.4.6 Bodemonderzoek en explosies

In de (Ref.) *Leidraad bij bodemonderzoek in en nabij waterkeringen* is behandeld hoe om te gaan met grondboringen, sonderingen, exploratieboringen, seismisch bodemonderzoek en proefheiningen.

3.4.7 Aanvaringen en drijvende voorwerpen

Onder normale omstandigheden zal een aanvaring van een schip met een dijk zelden voorkomen. Echter, juist als het stormt kan een schip stuurloos of op drift raken en de waterkering treffen. De gevolgen zijn op dat moment het grootst. Ten eerste is de kracht waarmee het schip de dijk treft groot, ten tweede is er een hoge waterstand en zijn er hoge golven, zodat een eventueel opgetreden initiële schade zich snel kan uitbreiden. Hierdoor kan een stranding van een schip een reëel gevaar vormen voor een dijkdoorbraak. Als voorbeeld van een dergelijke aanvaring kan het schip 'Limbourg' dienen, dat in 1955 strandde op de Hondsbossche Zeewering. In het rivierengebied is de situatie tijdens storm minder maatgevend. Als een schip stuurloos is, is de mogelijkheid dat het op een dijk loopt aanwezig. De snelheid en de hoek waarmee het schip de dijk raakt, zijn dan bepalend voor de schade. Overigens zal op de rivieren bij een zeer hoge waterstand de scheepvaart zijn stilgelegd.

De beheerder moet zelf nagaan of in zijn specifieke situatie een combinatie van een scheepsaanvaring met bepaalde hydraulische randvoorwaarden een voor het ontwerp maatgevende situatie oplevert. In dat geval is specialistische ondersteuning gewenst. Een op deze wijze uitgevoerde risicoanalyse is onder andere toegepast bij het ontwerp van de stormvloedkering in de Nieuwe Waterweg. Informatie hierover is beschikbaar bij de Bouwdienst van de Rijkswaterstaat, hoofdafdeling Waterbouw te Utrecht. Drijvend vuil en wrakhout hebben in het algemeen te weinig massa om serieuze schade aan een harde bekleding te veroorzaken; beschadiging van grasmatten is wel mogelijk.

3.4.8 Biologische aantasting

Waterplanten en dieren kunnen zich op en tussen de bekleding hechten maar richten hier in het algemeen weinig schade aan. Wel kunnen de fysische eigenschappen veranderen. De doorlatendheid van open bekledingen kan verminderen. Aangroei op een gladde bekleding kan de ruwheid vergroten waardoor de belasting door golven en stroming kan toenemen. Bitumineuze bekledingen zijn licht gevoelig voor aantasting door uitwerpselen van schapen en runderen. Dieren die gangen of holen graven, zoals ratten, muskusratten en mollen, kunnen een talud ondermijnen of een afdekkende kleibekleding aantasten of doorgraven. Dit laatste kan tot gevolg hebben dat de freatische lijn in het grondlichaam hoger komt te liggen. Ook is het niet ondenkbaar dat zand uit de kern zal wegspoelen. Gevaar voor ondermijnende activiteiten van de muskusrat komt vooral voor bij langs de dijken gelegen waterpartijen, zoals wielen en strangen, en bij schaar dijken.

Niet goed gedoseerde beweiding kan schade aan grastaluds veroorzaken.

3.4.9 Chemische aantasting

Constructiematerialen kunnen door oxidatie, zout water en door stoffen die in vervuild water voorkomen, worden aangetast. Bitumineuze bekledingen zijn gevoelig voor olieverontreiniging. Gras en geotextielen zijn gevoelig voor chemische aantasting.

Aandacht moet worden besteed aan combinaties van belastingen. Zo kan een betonbekleding worden aangetast door erosie, waardoor eventuele wapening bereikbaar wordt voor zuurstof, water en daarin meegevoerde verontreinigingen met corrosie als gevolg. Dit geldt ook voor kabels in blokkenmatten.

3.4.10 Klimatologische aantasting

Opgesloten water zal door bevriezing uitzetten en kan daardoor constructiematerialen aantasten.

Door langdurige droogte kan een te dunne kleilaag op een talud zodanig uitdrogen dat een grasmat hier ernstige schade van ondervindt. Bij uitdroging van klei ontstaan krimp scheuren en neemt de erosiebestendigheid van de klei af. Door deze structuurvorming bestaat er verschil in de erosiebestendigheid van kleilagen (ook onder steenbekledingen) op zuid- en noordzijde door verschillende temperatuurontwikkeling en vochtigheid).

Geotextielen, kunststofscheren e.d. moeten worden beschermd tegen ultraviolette straling.

3.4.11 Vandalisme en medegebruik

Een bekleding moet zo veel mogelijk bestand zijn tegen aantasting door 'recreanten'. Sportvisserij vergeten af en toe stenen, die ze uit een zetting

3 Belasting

halen, weer terug te zetten. Asfaltbekledingen kunnen slecht tegen het stoken van vuurtjes. In de nabijheid van woonwijken, maar ook elders, worden soms bestortingen (deels) opgeruimd door spelende kinderen of tuinbezitters. Voor gemakkelijk toegankelijke plaatsen is het daarom aan te bevelen bij het bepalen van de zwaarte van een bekleding tevens uit te gaan van het 'niet-te-tillen' criterium.

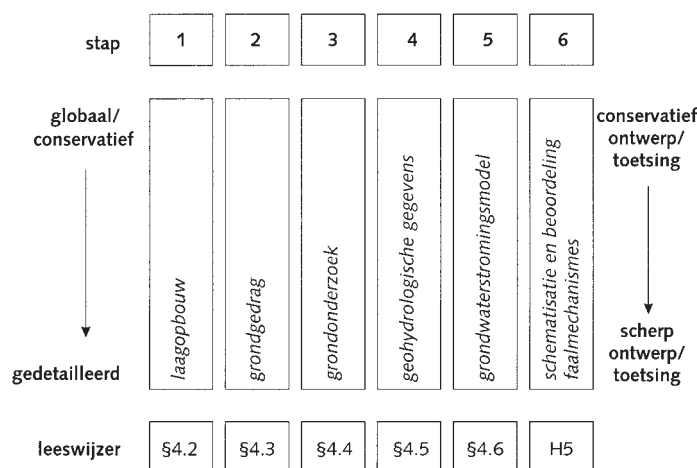
Bij taludtrappen en andere plaatsen waar veel mensen de dijk op en af gaan ontstaan kale plekken in de grasmatten. Hier kunnen fietsgoten, doorgroeistenen of plaatselijke bekledingen worden toegepast om dit tegen te gaan.

4 Grondmechanische en geohydrologische aspecten

4.1 Inleiding

De ondergrond onder grondconstructies is een belangrijk gegeven voor het ontwerp. Om tot een bruikbaar en betrouwbaar beeld van de ondergrond te komen is zowel geologisch inzicht als geotechnische kennis benodigd. De waterspanningen in het grondlichaam en ondergrond vormen een belangrijke belasting van de waterkering. Inzicht in het grondwaterstromingsbeeld en het consolidatiebeeld is derhalve noodzakelijk. Ook voor het verkrijgen van dit inzicht is kennis van de laagopbouw van de ondergrond van groot belang.

Figuur 4.1.1 toont de verschillende stappen, die bij het ontwerp moeten worden doorlopen, vanaf het verzamelen van gegevens tot en met het beoordelen van de relevante faalmechanismen (met verwijzing naar de desbetreffende paragrafen).



Figuur 4.1.1 Gegevens en rekenmodellen grondmechanica /geohydrologie

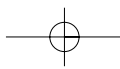
De uiteindelijke volgorde en gedetailleerdheid, waarin de stappen van figuur 4.1.1 worden doorlopen is afhankelijk van de projectfasering en de te volgen optimalisatie (zie hoofdstuk 6). Elke stap zal doorgaans in eerste instantie globaal (maar wel conservatief) uitgewerkt worden, en vervolgens tot een gewenst gedetailleerd niveau.

4.2 Geologische gebiedsbeschrijving

4.2.1 Inleiding

Onder de geologische gebiedsbeschrijving wordt een globale verkenning van de laagopbouw en eigenschappen van de ondergrond verstaan. In eerste instantie zal naast geologische kennis gebruik worden gemaakt van bestaande gegevens, o.a. geologische kaarten, grondwaterkaarten en archiefonderzoek.

De geologische geschiedenis van Nederland en de opbouw van de qua sa-



menstelling en geotechnische eigenschappen verschillende grondlagen is in tientallen publicaties reeds uitgebreid behandeld. Enige bekendheid met de geologie wordt in het volgende dan ook verondersteld; het vervolg verschaft uitsluitend die geologische informatie die van belang kan zijn bij de analyse van de te verwachten grondlagen en de interpretatie van het grondonderzoek. Voor nadere informatie wordt verwezen naar de literatuur, en naar geologische, geomorfologische, bodemkundige en geohydrologische kaarten.

4.2.2 Doel geologische gebiedsbeschrijving

Het doel van de geologische gebiedsbeschrijving is het maken van een inschatting van:

- De geohydrologische situatie, met name te verwachten stijghoogtes van het grondwater in watervoerende pakketten tijdens hoogwater;
- De voor het ontwerp van belang zijnde faalmechanismen;
- Het geohydrologische en geotechnische invloedsgebied van grondconstructies (breedte en diepte);
- De benodigde waterspanningsmetingen en grondonderzoek.

Op grond van geologische kennis en ervaring in het gebied kan worden beoordeeld binnen welke geologische formaties mogelijk nog geulen, laag-onderbrekingen etc. kunnen voorkomen, die met de beschikbare gegevens nog niet met voldoende betrouwbaarheid kunnen worden uitgesloten.

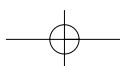
Waar dit voor het ontwerp van belang kan zijn, kan dit in veel gevallen al in een vroeg stadium met geofysisch onderzoek worden geverifieerd.

Van belang is, dat de geologische gebiedsbeschrijving een voldoende betrouwbaar beeld van de ondergrond schetst, om bij bovenstaande inschattingen geen fundamentele vergissingen te maken. Een vergissing met mogelijk grote gevolgen vormt het missen van een watervoerende geul in de ondergrond of een oude duin (donk).

De indeling van de ondergrond in verschillende lagen gebeurt op grond van de lithostratigrafie, dat wil zeggen op grond van de samenstelling van de lagen en de volgorde waarin ze zijn afgezet, en op grond van hun geotechnische eigenschappen, zoals bijvoorbeeld conusweerstand (zie § 4.4.3) en volumiek gewicht (zie § 4.3.2). Deze indeling geeft lagen die constant zijn in hun geotechnische eigenschappen, zodat ze rechtstreeks als geometrisch model kunnen worden gebruikt, bijvoorbeeld voor zettingsberekeningen en stabiliteitsonderzoek.

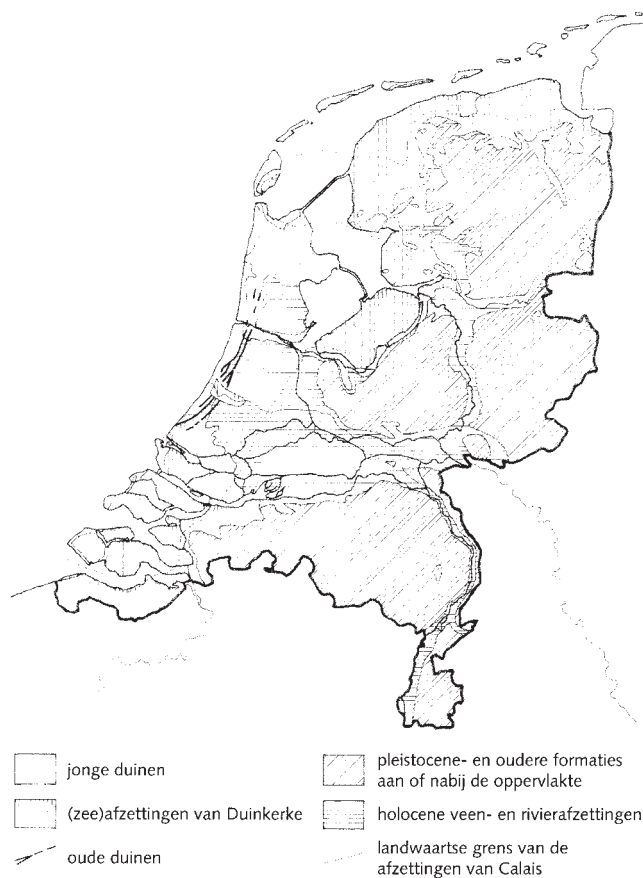
4.2.3 Geologie bovenrivierengebied

In het gebied van de bovenrivieren is de ondergrond opgebouwd uit sediment uit het Pleistoceen en Holoceen. De samenstelling van de ondergrond van het rivierengebied kan zelfs over korte afstanden zeer variabel zijn.



Pleistoceen

De bovenkant van het Pleistoceen bestaat uit fluviatiele sedimenten, en buiten de vroegere rivierdalen uit dekzand dat tijdens de laatste ijstijd door de wind werd aangevoerd. Een algemeen beeld van de ligging van de rivierdalen is te zien in figuur 4.2.1. De dekzandgebieden bevinden zich aan weerszijden van de rivierdalen. Ze liggen in het algemeen bedekt onder de holocene



Figuur 4.2.1 Geologische overzichtskaart van Nederland

afzettingen, behalve in de oostelijke en zuidoostelijke provincies, waar ze plaatselijk aan de oppervlakte zijn gebleven.

Holocene

Gedurende het Holocene hebben de grote rivieren een grote verscheidenheid aan sediment afgezet. Naar ontstaanswijze kan er onderscheid worden gemaakt in stroomgordel-, oever- en komafzettingen. De eerste zijn afgezet in het gebied waar de rivier actief gestroomd heeft: de meander-

gordel waar de rivierlopen zich voortdurend verleggen. Bochten werden afgesneden en nieuwe lopen ontstonden. De oeversafzettingen grenzen aan de stroomgordelafzettingen; zij zijn afgezet in de zone waar het water wanneer de rivier buiten zijn oevers trad, nog voldoende kracht had om zand mee te voeren, en vervolgens bij dalende stroomsnelheden dit weer af te zetten. Zij vormen de overgang tussen de stroomgordel- en komafzettingen, die dáár ontstaan zijn, waar het stromende water bij hoge waterstanden tot rust kwam, zodat het slib bezonk. De komafzettingen bestaan voornamelijk uit klei. Plaatselijk komt aan de basis van de komklei veen of venige klei voor.

Uit het geschetste geologische beeld blijkt dat de holocene afzettingen in de stroomdalen regelmatig doorsneden en onderbroken worden door verzande of dichtgeslibde riviergeulen van holocene ouderdom, waardoor de geologische opbouw en de samenstelling van de ondergrond van het rivierengebied van plaats tot plaats sterk kunnen verschillen.

4.2.4 Geologie benedenrivierengebied

In het gebied van de benedenrivieren zijn twee geologische eenheden van belang: de Pleistocene Formatie van Kreftenheye en de Holocene Westland-Formatie. Er kunnen over korte afstanden grote variaties in grondopbouw optreden.

Pleistoceen: Formatie van Kreftenheye

De Formatie van Kreftenheye, die in het late Pleistoceen gevormd is, bestaat uit:

1. Fluviatiele afzettingen.

De fluviatiele afzettingen, die het hoofdelement van deze Pleistocene formatie vormen, zijn afgezet door de rivieren. Ze komen in heel het gebied voor. De top van deze Pleistocene afzettingen ligt tussen NAP -10 en -23 m. De afzettingen bestaan hoofdzakelijk uit middel- tot grofkorrelige zanden, plaatselijk vermengd met grind. Aan de bovenzijde worden deze rivierafzettingen steeds fijner, en bovenaan worden ze meestal afgesloten met een enkele decimeters dikke siltige en fijnzandige klei- of leemlaag.

2. Eolische afzettingen.

De eolische, door de wind afgezette zanden vormen onder andere duinen, de zogenaamde donken. Het zand is fijn tot middelkorrelig en afkomstig van het destijds droogliggende rivierbed. De donken zijn gelijktijdig met of vlak na de afsluitende fluviatiele kleilaag afgezet. Ze liggen onregelmatig over het hele gebied verspreid en variëren sterk in dikte, van enkele decimeters tot 5 à 10 meter. Plaatselijk kunnen ze reiken tot aan het maaiveld.

Holocene: Westland-Formatie

Ongeveer 10.000 jaar geleden begon de temperatuur te stijgen en kwam er een einde aan de laatste ijstijd. De huidige warme periode heet het Holocene. Door de temperatuurstijging smolten de noordelijker gelegen ijskappen en steeg de zeespiegel. Alle sedimenten die onder invloed van deze

zeespiegelstijging zijn afgezet behoren tot de Westland-Formatie. De Westland-Formatie omvat vier afzettingstypen met ieder een eigen lithologie, te weten:

1. Oude en Jonge duin- en strandafzettingen.
De duin- en strandafzettingen bestaan uit fijn- tot middelkorrelige zanden. Duinzand is tot duinen opgewaaid strandzand dat direct nabij de zee is afgezet. De genoemde afzettingen komen alleen in het Westen voor, dicht bij de kust.
2. Mariene afzettingen.
Mariene afzettingen zijn onder directe invloed van de zee gevormd. De oudere afzettingen worden Afzettingen van Calais genoemd, en de jongere Afzettingen van Duinkerke. Van de Afzettingen van Calais bestaat het onderste deel veelal uit zand, en het bovenste deel meestal uit klei. De Afzettingen van Duinkerke bestaan in de geulen meestal uit zand of zandige klei, en buiten de geulsystemen voornamelijk uit klei.
3. Perimariene afzettingen.
De Perimariene afzettingen zijn rivierafzettingen die onder invloed van de zeespiegelstijging zijn afgezet. De oudere afzettingen worden de Afzettingen van Gorkum genoemd, en de jongste Afzettingen van Tiel. Zowel de Afzettingen van Gorkum als de Afzettingen van Tiel bestaan uit klei, venige klei en met name in grote geulen zandlagen.
4. Organische afzettingen.
In de Westland-Formatie worden een tweetal veenlagen onderscheiden: het Basisveen en het Hollandveen. Tot het Basisveen wordt alleen de veenlaag gerekend die aan de basis van de Westland-Formatie voorkomt. De overige veenlagen behoren tot het Hollandveen. Het Hollandveen vormt in marien gebied de scheiding tussen de Afzettingen van Calais en de Afzettingen van Duinkerke. Het Basisveen en het Hollandveen komen als voedselrijk veen en als voedselarm veen voor.

4.2.5 Geologie kustgebied

Het kustgebied van Nederland is in drie fysisch geografische regio's in te delen; het zuidwestelijk zeekleigebied, het duingebied en het fries-gronings zeekleigebied. In deze drie regio's zijn twee geologische eenheden van belang: de Pleistocene Twente Formatie en de Holocene Westland-Formatie.

Pleistocene Twente Formatie

De Pleistocene tijd wordt gekarakteriseerd door een afwisseling van koude (glaciale) en warme (interglacialen) klimaten. De laatste koude periode voorafgaand aan het Holoceen wordt Weichselien genoemd. Gedurende deze periode is de Formatie van Twente afgezet. In deze periode lag er geen landijs in Nederland, het was wel zo koud dat de ondergrond een groot gedeelte van het jaar bevroren was. Nederland was bedekt met een zogenaamde toendra vegetatie, bestaande uit enkele lage struiken en grassen. Deze begroeiing geeft slechts weinig bescherming tegen het wegblazen en elders weer afzetten van zand door de wind. Over heel Nederland (uitgezonderd in het rivierengebied) werd een dunne bedekking van eolisch zand afgezet, vandaar de naam dekzand waaronder de Formatie van

Twente ook wel bekend staat.

De eolische, door de wind afgezette zanden zijn fijn tot middelkorrelig, waarin lokaal leemlaagjes en grindsnoertjes kunnen voorkomen. Verschijnselen ten gevolge van vorstwerking komen veelvuldig voor. De dekzanden liggen als een deken over het hele gebied verspreid en variëren sterk in dikte, van een enkele meter tot circa 10 meter.

Holoceen: Westland-Formatie in het zuidwestelijke zeekleigebied

Het zuidwestelijk zeekleigebied wijkt naar erosie- en sedimentatiepatroon sterk af van het fries-gronings zeekleigebied en het duinengebied. Een belangrijke oorzaak is het voorkomen van grote riviermondingen. Daarnaast is het aanwezige getijdenverschil Zuidwest Nederland groter door stuwung van de vloedstroom in het nauw van Calais.

De Westland-Formatie omvat in het zuidwestelijk zeekleigebied vier afzettingstypen met ieder een eigen lithologie, te weten:

1. Jonge duin- en strandafzettingen.

Voor een beschrijving wordt verwezen naar de beschrijving van de Oude en Jonge duin- en strandafzettingen behorende tot de Westland-Formatie bij benedenrivieren. Voor het zuidwestelijk zeekleigebied geldt dat de genoemde afzettingen alleen dicht bij de kust voorkomen.

2. Mariene afzettingen.

Voor een beschrijving wordt verwezen naar de beschrijving van de mariene afzettingen behorende tot de Westland-Formatie bij benedenrivieren. Voor het zuidwestelijk zeekleigebied geldt dat de afzettingen van Duinkerke plaatselijk als plaatafzetting zijn ontwikkeld.

3. Perimariene afzettingen.

De Perimariene afzettingen zijn rivierafzettingen die onder invloed van de zeespiegelstijging zijn afgezet. In het zuidwestelijk zeeklei gebied worden alleen de oudere afzettingen aangetroffen. Deze afzettingen worden de Afzettingen van Gorkum genoemd, en bestaan uit klei met dunne laagjes veen. De dikte van deze afzettingen varieert tussen de 1 en 2 meter.

4. Organische afzettingen.

Voor een beschrijving wordt verwezen naar de beschrijving van de organische afzettingen behorende tot de Westland-Formatie bij benedenrivieren.

Holoceen: Westland-Formatie in het duinengebied

Het duingebied omvat de kuststrook ten westen van de lijn Groet-Alkmaar-Velsen-Haarlem-Leiden-Voorburg-Monster. Het duingebied kan worden ingedeeld in twee morfogenetische eenheden, namelijk de jonge- en oude duinen. Tijdens het begin van het Holoceen werden voor de kust strandwallen gevormd. Plaatselijk werd het strandwallencomplex door riviermondingen doorbroken. Op de strandwallen werden de oude duinen gevormd. De jonge duinen zijn in de vroege middeleeuwen gevormd. Tussen de strandwallen zijn mariene sedimenten afgezet en kon zich veen ontwikkelen. De Westland-Formatie omvat in het duinengebied drie afzettingstypen met ieder een eigen lithologie, te weten:

1. Oude en jonge duin- en strandafzettingen.

Voor een beschrijving wordt verwezen naar de beschrijving van de

Oude en Jonge duin- en strandafzettingen behorende tot de Westland-Formatie bij benedenrivieren.

2. Mariene afzettingen.

Voor een beschrijving wordt verwezen naar de beschrijving van de mariene afzettingen behorende tot de Westland-Formatie bij benedenrivieren. De Afzettingen van Duinkerke bestaan in het duingebied hoofdzakelijk uit een kleibedekking van 1 tot enkele meters. Alleen op de plaatsen waar het strandwallencomplex door riviermonden werden doorbroken, kunnen zanden van Afzettingen van Duinkerke voorkomen.

3. Organische afzettingen.

Voor een beschrijving wordt verwezen naar de beschrijving van de organische afzettingen behorende tot de Westland-Formatie bij benedenrivieren. Voor de Westland-Formatie in het duinengebied geldt dat de dikte van het basisveen maximaal 1 meter bedraagt.

Holoceen: Westland-Formatie in het Fries-Groningse zeekleigebied

In het fries-groningse zeekleigebied ligt het Pleistoceen vrij ondiep en duikt naar het noorden weg. Op de Pleistocene ondergrond is tijdens het Holoceen een pakket mariene afzettingen afgezet en hebben zich kustvenen gevormd.

De Westland-Formatie omvat in het fries-gronings zeekleigebied twee afzettingstypen met ieder een eigen lithologie, te weten:

1. Mariene afzettingen.

Voor een beschrijving wordt verwezen naar de beschrijving van de mariene afzettingen behorende tot de Westland-Formatie bij benedenrivieren.

2. Organische afzettingen.

Voor een beschrijving wordt verwezen naar de beschrijving van de organische afzettingen behorende tot de Westland-Formatie bij benedenrivieren.

4.3 Grondgedrag en grondparameters

4.3.1 Inleiding

De meest voorkomende grondsoorten in Nederland zijn: zand, klei en veen, met een groot scala van onderlinge mengverhoudingen. Grond bestaat uit drie componenten: vaste deeltjes (korrels), water en lucht. Het water en de lucht vullen de poriën tussen de korrels. Naast de eigenschappen van de vaste deeltjes heeft de verhouding waarin deze componenten voorkomen, invloed op het gedrag van de grond. De grondeigenschappen kunnen tussen vrij ruime grenzen variëren. Er zijn grote verschillen in:

- De aard van de korrels c.q. gronddeeltjes;
 - De vorm en de grootte van de korrels, en de korrelverdeling;
 - De wijze van afzetting en herkomst;
 - De voorgeschiedenis, met name wat een eventuele voorbelasting betreft.
- Zand wordt gekenmerkt door een losse, onsamenhangende korrelstructuur, goede doorlatendheid en een relatief groot volumiek gewicht. Klei is een

samenhangende grondsoort, in het algemeen slecht doorlatend en erosiebestendig. Indien structuurvorming door rijping heeft plaatsgevonden, kan de klei echter een hoge doorlatendheid bereiken. Het volumiek gewicht [kN/m^3], vaak wordt ook de volumieke massa (dichtheid) gebruikt [kg/m^3], is sterk afhankelijk van het gehalte aan organische bestanddelen en van de mate van consolidatie. Veen is een samenhangende en slecht tot matig doorlatende grondsoort. Het volumiek gewicht is belangrijk lager dan die van alle overige grondsoorten. Jonge veenafzettingen kunnen zeer slechte wrijvings eigenschappen bezitten en sterk samendrukbaar zijn. Indien het veen een goed ontwikkelde vezelstructuur heeft, zoals bij zeggeveen, kunnen de wrijvings eigenschappen hoger zijn, alsmede verschillend in de vezelrichting en de richting loodrecht daarop (anisotroop). In deze paragraaf wordt ingegaan op het gedrag van grond en de grondparameters met behulp waarmee dit gedrag wordt beschreven. Bij waterkerende grondconstructies is een indeling mogelijk waarbij als belangrijke elementen van grondgedrag aan de orde komen:

- Het volumiek gewicht (§ 4.3.2)
- Het gedrag bij afschuiven (§ 4.3.3 tot en met § 4.3.7)
- Deformaties en zettingen (§ 4.3.8)
- Doorlatendheid (§ 4.3.9).

Bij de beschrijving van het afschuifgedrag kan gekozen worden tussen een gedraineerde of een ongedraineerde beschrijving. Verder kan voor de modellering van het gedrag een onderscheid gemaakt worden tussen isotroop en anisotroop materiaalgedrag. Naast een beschrijving van het star plastisch gedrag van grond is het ook mogelijk om de optredende vervormingen bij de beschrijving van het grondgedrag te betrekken. Eveneens wordt ingegaan op het deformatie- en zettingsgedrag van grond voor de een-dimensionale situatie en een meerdimensionale benadering met behulp van een eindige-elementen methode.

De opbouw van de ondergrond en de materiaaleigenschappen kunnen door middel van laboratorium- en in situ proeven worden bepaald (§ 4.4). Paragrafen 4.5 en § 4.6 geven aandacht aan waterspanningen en stijghoogtes in het grondwater. In § 5.2 en § 5.3 wordt de rol van deze gegevens in stabiliteits- en deformatieberekeningen behandeld.

4.3.2 Volumiek gewicht

Het (natuurlijke) volumiek gewicht van grond, het gewicht van grond per volume-eenheid, is een belangrijke parameter:

- Bij een stabiliteitsanalyse is het volumiek gewicht van de grond aan de actieve kant een aandrijvende kracht en aan de passieve kant een tegenwerkende kracht;
- Het volumiek gewicht van grond bepaalt mede de effectieve korrelspanning ter plaatse van het potentieel glijvlak en is daarom mede bepalend voor de vraag hoe groot de te mobiliseren schuifweerstand zal zijn;
- Het volumiek gewicht van de samendrukbare grondlagen aan de binnenzijde van de dijk is bepalend voor de vraag of opdrijven en opbarsten op kan treden of niet. Dit bepaalt het type stabiliteitsanalyse dat

moet worden toegepast;

- Het aanbrengen van grond leidt niet alleen tot een toename van grondspanningen in de ondergrond maar ook tot zettingen en horizontale deformaties (zie § 5.2);
- Het volumiek gewicht van de grond bepaalt mede of opbarsten op kan treden en daarmee of piping een rol kan spelen (zie paragraaf 5.6);
- Het volumiek gewicht van een grondsoort is een indicatie voor de consistentie: veen met een volumiek gewicht van 10 kN/m³ is slapper en samendrukbaarder dan veen met een volumiek gewicht van 12 kN/m³.

Bij het uit te voeren grondonderzoek zal daarom altijd aandacht moeten zijn, dat op voldoende punten het volumiek gewicht wordt bepaald. Bij zand boven de grondwaterstand is een duidelijk ander volumiek gewicht (γ_{nat}) te hanteren dan bij zand onder water. Bij klei is dit verschil veel minder duidelijk. Dit komt doordat er door capillaire spanningen in klei meters boven de grondwaterspiegel nog veel water in de klei kan zitten. Bij iedere boring wordt veelal het volumiek gewicht van de grondlagen met de Pyknometer bepaald (Ref. NEN 5111). Meer informatie omtrent de definities van bovengenoemde parameters kan gevonden worden in het handboek CUR 162 (Ref.) *Construeren met grond*.

4.3.3 Schematisatie van het gedrag van grond bij afschuiven

Om het grondgedrag te beschrijven tijdens afschuiven (star plastisch) zijn een drietal analyses mogelijk:

1. Een gedraineerde spanningsanalyse;
2. Een ongedraineerde totaalspanningsanalyse;
3. Een ongedraineerde effectieve spanningsanalyse op basis van gemeten of voorspelde waterspanningen;

Gedraineerde spanningsanalyse

In de huidige Nederlandse ontwerppraktijk wordt voor de beoordeling van de eindstabiliteit van een grondconstructie veelal gebruik gemaakt van een gedraineerde analyse met behulp van effectieve sterkteparameters c' (= effectieve cohesie) en φ' (= effectieve hoek van inwendige wrijving). De waarden voor c' en φ' worden met behulp van triaxiaalproeven op gestoken grondmonsters bepaald. Naast triaxiaalproeven werden ook celproeven gebruikt voor de bepaling van bovengenoemde parameters. Met beide is veel praktijkervaring voor Nederlands omstandigheden opgedaan. De resultaten van de celproeven werden vaak in een regionale proevenverzameling vastgelegd en zullen voor de triaxiaalproef actueel blijven (Ref. *Statistische verwerking van cel- en triaxiaalproeven*). In § 5.3.3 wordt behandeld op welke manier moet worden omgegaan met de verschillen tussen de resultaten van cel- en triaxiaalproeven.

Als schuifsterkte parameters worden in iedere lokale glijvlakanalyse de rekenkundige gemiddelde waarden (zie Bijlage 1, § 1.5) van c' en φ' van de proevenverzameling gehanteerd, voorzover deze verzameling aanwezig is. Wanneer geen proevenverzameling aanwezig is, dan kunnen de waarden

worden gehanteerd die bij het lokaal onderzoek zijn verzameld. De karakteristieke schuifsterkte zal dan op een andere wijze worden berekend (zie § 4.3.5).

In dit technisch rapport wordt voorgesteld om de effectieve sterkteparameters c' en $\forall$ niet meer via een celproef te bepalen, maar deze middels een CU triaxiaalproef conform (Ref.) *NEN 5117* te bepalen. Enkele redenen om over te stappen naar een triaxiaalproef zijn:

1. De met de celproef bepaalde waarden voor c' en $\forall$ zijn bij een lager vervormingsniveau en bij lagere vervormingssnelheden gemeten ten opzichte van de triaxiaalproef, waar tot aan bezwijken wordt belast. De celproef zal daarom in het algemeen lagere waarden voor c' en $\forall$ opleveren (Ref.) *Statistische verwerking van cel- en triaxiaalproeven*.
2. Uitgaande van een in de praktijk veel voorkomende situatie, waarbij de constructie in een relatief korte periode wordt belast (ongedraineerd aanbrengen van de belasting), is het spanningspad dat wordt doorlopen bij de celproef niet in overeenstemming met het spanningspad dat de grondconstructie doorloopt. Bij een ongedraineerde triaxiaalproef is het spanningspad meer in overeenstemming met de praktijksituatie (actieve zone glijvlak).
3. Aansluiting is gewenst op de internationale werkwijze.
4. De triaxiaalproef is beter reproduceerbaar.

Het gebruik van c' en $\forall$ uit de triaxiaalproef heeft wel als consequentie dat er een nieuwe veiligheidsbenadering moet worden vastgesteld, met een daarbij behorende stabiliteitsfactor. Anno 2000 wordt over deze overgang nog (volop) gediscussieerd.

Ongedraineerde totaalspanningsanalyse

De ongedraineerde analyse wordt toegepast in situaties met slecht doorlatende gronden, waar ten gevolge van belastingveranderingen wateroverspanningen worden gegenereerd. De totaalspanningsanalyse houdt in dat de verdeling van de korrel- en waterspanningen niet wordt meegenomen. In § 4.4.5 en Bijlage 4 (Vinproeven), § 4.4.13 (Directe schuifproef en DSS-proef, resp. Bijlage 7 en Bijlage 8) wordt beschreven hoe de ongedraineerde schuifsterkte kan worden bepaald.

Ongedraineerde effectieve spanningsanalyse

In een ongedraineerde effectieve spanningsanalyse wordt gebruik gemaakt van gedraineerde sterkte-eigenschappen c' en $\forall$ op basis van voorspelde of gemeten wateroverspanningen. De wateroverspanningen kunnen 1:1 worden ingevoerd of met behulp van aanpassingspercentages, die de mate van consolidatie (zie § 4.3.8) aangeven. Uit de totaalspanning en de wateroverspanning kunnen de effectieve spanningen, c.q. kan een stabiliteitsfactor, worden afgeleid.

De toepassing van deze methode kent het bezwaar dat bij het aanbrengen van een belastingverhoging de juiste spanningen c.q. schuifspanningen moeilijk zijn vast te stellen. De methode wordt vaak met succes in de adviespraktijk toegepast voor de uitvoeringsfase.

4.3.4 Gedrag en sterkte bij afschuiven

Een van de karakteristieke grondeigenschappen is dat bij toenemende schuifspanningen grond zodanig kan vervormen dat sprake is van bezwijken. In dat verband definieerde Coulomb een zogenaamde kritieke schuifspanning (Ref. *Construeren met grond*):

$$\tau_{kr}' = c' + \sigma_n' \tan \phi' \quad (4.3.1)$$

waarin:

c' gedraineerde ofwel effectieve cohesie

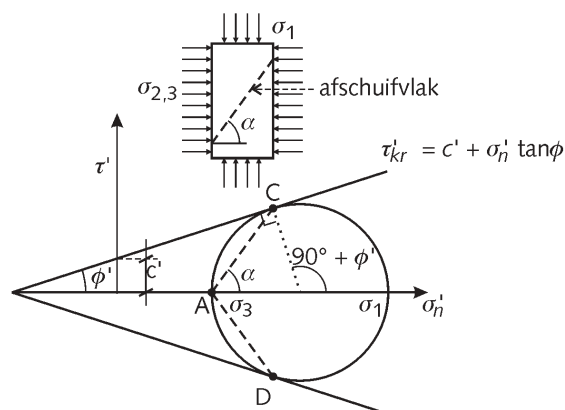
ϕ' gedraineerde ofwel effectieve hoek van inwendige wrijving

σ_n' gedraineerde korrelspanning loodrecht op het beschouwde vlak

τ_{kr}' kritieke gedraineerde schuifspanning of gedraineerde schuifsterkte

Zolang de schuifspanning op een bepaald vlak kleiner is dan de kritieke waarde zijn de vervormingen begrensd. Indien de schuifspanning op dat vlak echter de kritieke waarde bereikt, zijn de vervormingen onbegrensd en treedt bezwijken op. Een punt op de cirkel van Mohr representeert de normaalspanning en de schuifspanning op een zeker vlak. Op bepaalde vlakken kan de schuifspanning zo groot worden dat aan de bezwijkvoorwaarde van Coulomb wordt voldaan (zie figuur 4.3.1). In twee afschuifvlakken AC en AD, is de schuifspanning juist kritiek welke is weergegeven door de punten C en D; in alle andere vlakken is de schuifspanning kleiner dan de kritieke waarde. Dit wordt het bezwijkcriterium van Mohr-Coulomb genoemd.

Opgemerkt zij dat de sterkte van grond dus afhankelijk is van de effectieve spanning. Het door Coulomb gevonden rechtlijnig verband tussen normaalspanning en kritieke schuifspanning gaat goed op voor loskorrelige



Figuur 4.3.1 Het bezwijkcriterium van Mohr-Coulomb

materialen, zoals bijvoorbeeld zand en voor normaal geconsolideerde klei. Bij zeer weinig-draagkrachtige klei met een extreem hoog watergehalte en bij veen kunnen zulke grote afwijkingen van de rechte lijn gevonden worden, dat voor bepaalde normaalspanningstrajecten, per traject combinaties van c' en φ moeten worden bepaald.

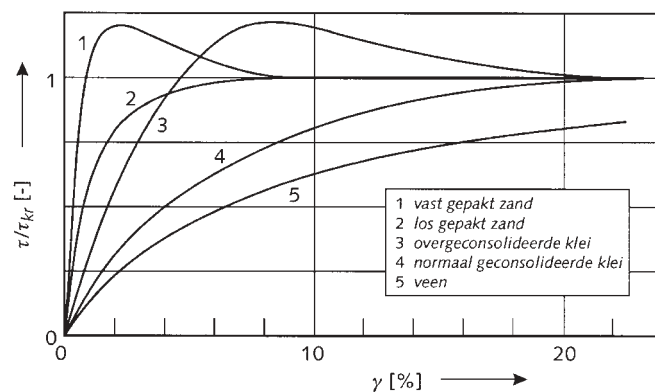
De schuifsterkte van de grond wordt in vastere grondlagen bij een veel kleinere vervorming bereikt dan in relatief slappe lagen, zoals klei en veen. De grootte van de schuifsterkte is onder andere afhankelijk van de vervorming. In figuur 4.3.2 is de optredende schuifspanning ten opzichte van de schuifsterkte van het betreffende materiaal uitgezet tegen de hoekverdraaiing (lees: horizontale vervormingen).

In de praktijk is de grond meestal geheel of gedeeltelijk met water verzadigd. Doorgaans wordt dan onderscheid gemaakt tussen een gedraineerde schuifsterkte en een ongedraineerde schuifsterkte. De gedraineerde schuifsterkte is betrokken op de korrelspanning van de grond en is in principe geschikt voor het berekenen van de stabiliteit bij elk voorkomend waterspanningsbeeld.

$$\tau_m = c' + \sigma' \tan \varphi \quad \text{met} \quad \sigma' = \sigma - u \quad (4.3.2)$$

waarin:

- c' gedraineerde ofwel effectieve cohesie
- u waterspanning
- φ gedraineerde ofwel effectieve hoek van inwendige wrijving
- σ ongedraineerde korrelspanning
- σ' gedraineerde korrelspanning
- τ_m gedraineerde schuifsterkte



Figuur 4.3.2 Spanningsvervormingsgedrag van diverse grondsoorten

4.3.5 Schuifsterkteparameters

De wrijvings eigenschappen van grond, uitgedrukt in de gedraineerde schuifparameters c' en φ of de ongedraineerde schuifsterkte (f_{undr}) kunnen op verschillende manieren worden bepaald. In de praktijk wordt voor de ongedraineerde schuifsterkte ook wel de benaming c_u gehanteerd.

De proeven die hiervoor worden gedaan, kunnen globaal in twee groepen worden ingedeeld:

- Proeven op monsters met een direct opgelegde schuifvervorming, zoals de vinproef in het laboratorium en de (hand)vinproef (§ 4.4.5), de directe schuifproef en de DSS-proef (§ 4.4.13 resp. Bijlage 7 en Bijlage 8);
- Drukproeven op cilindrische monsters, zoals de triaxiaalproef en de verouderde celproef.

Per grondlaag dient een aantal monsters te worden beproefd. Indien het aantal voldoende groot is, kan hieruit een proevenverzameling worden gemaakt. Naarmate het aantal proeven groter is, zal de maatgevende parameter in de stabiliteitsberekeningen (de karakteristieke waarde van de lokaal gemiddelde schuifsterkte) nauwkeuriger worden, doordat de standaardafwijking kleiner wordt. In de praktijk blijkt dat bij aantallen groter dan 8 tot 10 proeven niet veel winst meer wordt behaald. Bij het vaststellen van de omvang van het onderzoek dient hiermee rekening te worden gehouden.

Schuifsterkebepaling uit (laboratorium)proeven

Met deze proeven worden dikwijls voor dezelfde grond duidelijk van elkaar verschillende wrijvingseigenschappen bepaald. Voor een groot deel zijn de verschillen terug te voeren op verschillen in de inrichting van het beproevingsapparaat, de opzet van de proef en de wijze van uitvoering. In de adviespraktijk wordt voornamelijk gebruik gemaakt van de triaxiaalproef.

De met de celproef bepaalde waarden voor c' en φ worden bij een lagere vervormingssnelheid gemeten dan in de triaxiaalproef, waar tot bezwijken wordt belast. Daardoor levert de celproef over het algemeen lagere waarden voor de sterkteparameters (zie ook § 4.3.3).

In Nederland wordt de stabiliteit gewoonlijk berekend op basis van effectieve korrelspanningen en gedraineerde sterkte-eigenschappen. Hierbij is tijdens de uitvoering kennis nodig van het consolidatiegedrag (zie § 4.3.8).

In situaties waarbij de stabiliteit onmiddellijk na een belastingverandering moet worden beoordeeld, kan het nuttig zijn te werken met gebruikmaking van de totale grondspanningen en de ongedraineerde sterkte-eigenschappen van de grond: een zogenaamde f_{undr} -analyse.

De ongedraineerde schuifsterkte is de sterkte, die geldt voor ongedraineerde belastingsgevallen en is afhankelijk van de effectieve spanningen voor het aanbrengen van de belasting. In bovengenoemde gevallen wordt aanbevolen de f_{undr} -waarde op basis van $\hat{\sigma}_1$ en c' te bepalen met behulp van de volgende formulering: $f_{undr} = c' \cos \varphi + 0,5 * (\hat{\sigma}_1 + \hat{\sigma}_3) \sin \varphi$. Dit komt overeen met de straal van de cirkel van Mohr (figuur 4.3.1). De normaalspanningen $\hat{\sigma}_1$ en $\hat{\sigma}_3$ zijn respectievelijk de horizontale en verticale hoofdspanningen. De f_{undr} waarde kan ook worden vastgesteld uit terreinmetingen, zoals bijvoorbeeld met vinproeven of via sonderingen.

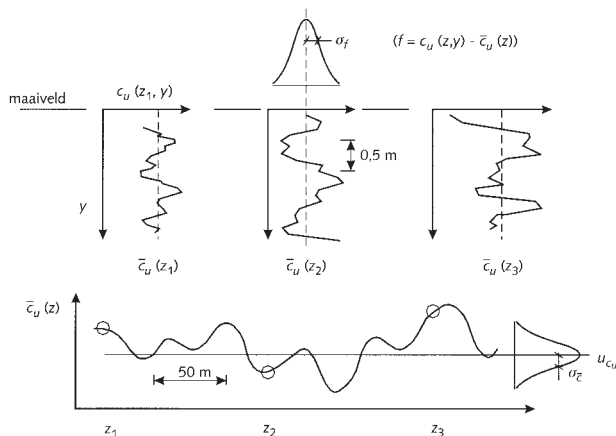
Evenzo kan de ongedraineerde sterkteparameter f_{undr} worden afgeleid uit empirische relaties. Een internationaal veel toegepaste relatie tussen enerzijds het quotiënt van de effectieve spanning (vaak de verticale korrelspanning) en de ongedraineerde schuifsterkte en anderzijds de plasticiteitsindex (Ref. *Construeren met grond*, bijlage A2).

Karakteristieke schattingen van de schuifsterkte

In de Nederlandse normen en leidraden wordt, conform de Eurocodes, een semi-probabilistische opzet van de rekenkundige analyses voorgestaan. Daarvoor moeten allereerst de 'karakteristieke waarden' van de belastingen sterkte parameters worden vastgesteld. Die worden, als het gaat om de belasting, vermenigvuldigd met partiële veiligheidsfactoren, de belastingfactoren. Ze worden, als het gaat om de sterkte, gedeeld door partiële veiligheidsfactoren (de materiaalfactoren). Daarmee vinden we de ontwerp- of rekenwaarden, waarmee in de analyse worden ingevoerd. Voor de achterliggende filosofie van deze werkwijze wordt verwezen naar (Ref.) *Grondslagen voor waterkeren*.

In een geotechnische analyse wordt dus uitgegaan van de 'karakteristieke waarden' van de grondparameters, of, iets nauwkeuriger geformuleerd, de karakteristieke schattingen van de gemiddelde waarden van de grondeigenschappen binnen de grondlagen ter plaatse van de locatie waarvoor de analyse wordt uitgevoerd. Onder een karakteristieke schatting wordt verstaan een schatting die door de werkelijk aanwezige waarde slechts met een kleine kans wordt onderschreden (bij sterkte-eigenschappen) of overschreden (bij belastingen). In de Nederlandse voorschriften en richtlijnen, bijvoorbeeld de Geotechnische Norm (Ref.) *NEN 6740* of de TAW-Leidraden, wordt in het algemeen uitgegaan van een onder- of overschrijdingskans van 5%.

De term 'werkelijk aanwezige waarde van grondeigenschappen' vergt enige toelichting. Iedere grondeigenschap varieert van plaats tot plaats. Een voorbeeld is gegeven in figuur 4.3.3.



Figuur 4.3.3 Mogelijk variatiepatroon van ongedraineerde schuifsterkte in een slappe kleilaag (Opmerking: in deze figuur is de ongedraineerde schuifsterkte weergegeven met het internationaal gebruikelijke symbool c_u in plaats van met het nationale symbool f_{undr})

Bij het meten van een grondeigenschap wordt de waarde bepaald die representatief is voor het volume van de grond dat bij de meting wordt aan-

gesproken. Bij, bijvoorbeeld, een triaxiaalproef is dat een grondmonster van hooguit enige honderden cm^3 , bij in situ metingen, zoals sonderen gaat het om invloedsgebiedjes in de grond van hooguit enkele decimeters. In geotechnische analyses gaat het om glijvlakken (bij evenwichtsanalyses) of aangesproken grondvolumes (bij vervormingsanalyses) met afmetingen in de orde van tientallen meters. De afmetingen van de aangesproken grond bij laboratorium- of in situ proeven zijn dus klein ten opzichte van de afmetingen van glijvlakken of aangesproken volumes bij vervormingsproblemen. De gemeten waarden van grondeigenschappen worden daarom aangeduid als 'puntwaarden'. Binnen glijvlakken enz. kunnen puntwaarden van de grondeigenschappen variëren. Voor de evenwichts- of vervormingsanalyses zijn de gemiddelden van de grondeigenschappen binnen de aangesproken glijvlakken of grondvolumes van belang.

Met de 'werkelijke aanwezige waarde' in bovenstaande alinea wordt bedoeld het aanwezige gemiddelde van de grondeigenschap binnen het aangesproken glijvlak of volume. Variaties in puntwaarden worden daarbij min of meer uitgemiddeld.

Deze gedachte heeft geleid tot het gebruik in de (Nederlandse) geotechniek om bij het vaststellen van grondeigenschappen aan de hand van laboratorium- of in situ proeven te werken met karakteristieke schattingen van het gemiddelde van de proevenserie (binnen een grondlaag). In feite zijn dat karakteristieke schattingen van het gemiddelde van de grondlaag binnen het onderzoeksgebied (dit is het geografische gebied waaruit de grondmonsters worden getrokken of waarin de in situ metingen plaatsvinden). Bedacht moet worden in hoeverre gemiddelden binnen zo'n onderzoeksgebied representatief zijn voor een glijvlak of aangesproken volume bij een vervormingsprobleem. Zolang het onderzoeksgebied min of meer overeen komt met het gebied waarin het glijvlak of dat aangesproken grondvolume gesitueerd is, is dit aannemelijk. In dat geval kan van lokaal grondonderzoek worden gesproken. Wanneer het onderzoeksgebied veel groter is, zoals bijvoorbeeld bij regionale proevenverzamelingen het geval is, moet er rekening mee gehouden worden dat de gemiddelden over glijvlakken of aangesproken grondvolumes binnen het onderzoeksgebied aanzienlijk kunnen afwijken van het overall gemiddelde van het hele onderzoeksgebied. Het gemiddelde van de proevenverzameling is dan niet representatief voor het gemiddelde langs een glijvlak. Bij het vaststellen van karakteristieke waarden ten behoeve van geotechnische analyses aan de hand van regionale proevenverzamelingen moet rekening worden gehouden met de spreiding van gemiddelden langs een glijvlak binnen het onderzoeksgebied. Het recept wijkt daardoor af van het recept voor het bepalen van karakteristieke waarden uit lokaal grondonderzoek.

In Bijlage 1 wordt ingegaan op de wijze van bepalen van karakteristieke waarden uit een steekproef van waarnemingen. Terwille van de eenheid van de bijlage is de tekst van dit laatste deel van § 4.3.5 bijna geheel herhaald als inleiding van de bijlage. De beschouwing in de bijlage wordt toegespitst op schuifsterkteparameters, echter, in beginsel is de methodiek ook toepasbaar op ander grondmechanische parameters. De spreiding in resultaten van proeven op een serie grondmonsters wordt in het algemeen toegeschreven aan ruimtelijke variabiliteit van grondeigen-

schappen (binnen een en dezelfde grondlaag). Hoewel niet uitgesloten moet worden dat niet reproduceerbaarheid van grondmechanische proeven ook voor een deel oorzaak is van spreiding in proefresultaten, wordt er in het navolgende van uit gegaan dat de bijdrage door ruimtelijke variabiliteit dominant is.

Voor een goed begrip van methodiek is inzicht in het onderliggende (generieke) conceptuele model voor ruimtelijke spreiding gewenst; dit model wordt dan ook in de bijlage behandeld direct na de inleiding. Daarna worden technieken besproken voor het bepalen van karakteristieke schattingen, bij lokale grondonderzoek en bij het gebruik van regionale proevenverzamelingen.

4.3.6 Anisotropie

Het in § 4.3.5 beschreven grondgedrag gaat uit van de veronderstelling dat de sterkte van de grond zowel in de actieve, neutrale en passieve zone even groot is (zie ook Bijlage 2). Dat is niet geheel juist: in compressie (toename gemiddelde spanning) heeft grond een andere sterkte dan in extensie (afname van de gemiddelde spanning). Ook kan de schuifsterkte variëren met de richting van het schuifvlak. Dit materiaalgedrag staat bekend als anisotropie. In het buitenland levert het in rekening brengen van anisotropie voordelen op. Anno 2000 kan voor Nederlandse omstandigheden de grootte van deze winst nog niet precies gekwantificeerd worden.

Klei gedraagt zich anisotroop. In de praktijk kan dit anisotroop gedrag waarschijnlijk voorlopig buiten beschouwing worden gelaten, maar bij veen is dergelijk gedrag dominant (*Ref. Construeren met grond*, bijlage E4). De anisotropie van veen kan worden verklaard door de aanwezigheid van een vezelstructuur. Bij belasting wordt de anisotropie nog versterkt, omdat de vezels verder in de voorkeursrichting worden gedrukt. De belangrijke vraag is in hoeverre deze verfijningen teniet worden gedaan door de ruimtelijke variabiliteit van het veen. Het anisotrope gedrag van veen brengt vermoedelijk met zich mee dat de sterkte c' en φ richtingsafhankelijk is. Bij stabiliteitsberekeningen met de methode Bishop is bij ophogingen op veen in een aantal gevallen een onwaarschijnlijk lage evenwichtsfactor gevonden. Deze lage evenwichtsfactor wordt mogelijk veroorzaakt, doordat alleen gebruik wordt gemaakt van schuifsterkteparameters uit triaxiaalproeven, die vervolgens representatief worden gesteld voor de schuifsterkte langs het gehele schuifvlak, onafhankelijk van de lokale belastingsrichting. De schuifsterkteparameters uit triaxiaalproeven zijn mogelijk slechts representatief voor het actieve deel van het glijvlak. In de neutrale en mogelijk ook in de passieve zone van het glijvlak worden sterkten aangenomen, die gemeten kunnen worden met simple shear- of direct shearproeven, respectievelijk triaxiale-extensieproeven.

Een van de internationaal bekende methode, die anisotropie in rekening brengt is de ADP methode (Active, Direct, Passive). Om met de anisotropie te kunnen rekenen worden actieve, horizontale en passieve bezwijkzones

onderscheiden.

De ADP-methode is een ongedraineerde stabiliteitanalyse ter bepaling van de sterkte van grondconstructies. De methode wordt veel gebruikt in Scandinavië en in de engels sprekende landen. In deze landen komt het stabiliteitsprobleem met name bij ontgravingen voor en de methode blijkt voor deze situatie goed te voldoen. In Bijlage 2 wordt de ADP-methode uitgebreid beschreven.

4.3.7 Elasto-plastisch gedrag van grond

Bij klei en veen is een afhankelijkheid tussen de wrijvings eigenschappen en de vervormingssnelheid. Bij grote vervormingssnelheden blijkt de grond in het algemeen betere wrijvings eigenschappen te hebben dan bij lage vervormingssnelheden. Bij langdurige belastingen kan een vervormingscriterium maatgevend zijn om uit te maken welke schuifspanning bij een bepaalde korrelspanning als maximaal toelaatbaar moet worden beschouwd. De bezwijkanalyse kan met de eindige-elementenmethode (EEM) worden beschreven en wordt zelfs bij complexe situaties aanbevolen. Met behulp van deze methode kan een directe relatie tussen stabiliteit en vervorming worden gelegd, waarvoor geen bezwijkmechanisme behoeft te worden voorgeschreven. Voor deformatieberekeningen, gepaard gaande met grote vervormingen kan het Soft Soil Creep model in het model Plaxis worden toegepast.

Elastisch plastisch model volgens Mohr-Coulomb

Indien alleen het bezwijken van een grondlichaam moet worden beschouwd en de vervormingen klein of van minder belang zijn dan kan volstaan worden met een EEM analyse met toepassing van het Mohr-Coulomb model. Bij berekeningen wordt gebruik gemaakt van diverse elastische constanten. In de praktijk wordt ook vaak de elasticiteitsmodulus (Young's modulus) toegepast, die het verband tussen overeenkomstige spanning en vervorming weergeeft met behulp van de zogenaamde dwarscontractiecoëfficiënt (Poisson-getal) en de glijdingsmodulus. De elastische vervorming treedt op onmiddellijk na het aanbrengen van de belasting en wordt weer te niet gedaan direct na de verwijdering.

Bij relatief grote belastingen zullen de korrels van het korrelskelet ten opzichte van elkaar gaan verschuiven. Bij dit verschijnsel zullen bij een eventuele volgende ontlasting de vervormingen niet ongedaan worden gemaakt; het proces is irreversibel. De optredende vervorming wordt betiteld als plastisch. In dat geval voldoet het Mohr-Coulomb model niet goed.

Elastisch plastisch model volgens Soft Soil Creep

Indien vervormingen een belangrijk criterium zijn, dan is het Mohr-Coulomb model niet toereikend en biedt het geïntegreerde Soft Soil Creep model in Plaxis goede perspectieven. Worden de eendimensionale vervormingen beschouwd, dan kan met eenvoudigere methoden worden gewerkt. In § 4.3.8 wordt hier nader op ingegaan.

4.3.8 Deformaties en zettingen

Bij de aanleg van grondconstructies dient rekening te worden gehouden met zettingen ten gevolge van de samendrukbaarheid van grond. In verband hiermee dient een overhoogte te worden aangebracht, zodat het grondlichaam na zetting tenslotte op de geplande hoogte komt te liggen. Daarnaast is bekendheid van de zettingen van belang voor het vaststellen van de hoeveelheden grondverzet.

Primaire zetting

Uit samendrukkingproeven, waarbij de zijdelingse vervorming wordt verhinderd, vond Terzaghi een rechtlijnig verband tussen de samendrukking en de logaritme van de belasting.

$$\frac{\Delta h_p}{h} = \frac{C_c}{1 + e_0} \log \frac{\sigma'_v}{\sigma'_{v0}} \quad \text{met} \quad \sigma'_v = \sigma'_y + \Delta \sigma'_v \quad (4.3.3)$$

waarin:

C_c	primaire-samendrukkingindex [-]
e_0	poriëngetal bij initiële korrelspanning [-]
h	dikte van de grondlaag [m]
Δh_p	primaire samendrukking van de grondlaag [m]
σ'_v	korrelspanning (of effectieve spanning) [kPa]
σ'_{v0}	initiële korrelspanning [kPa]
$\Delta \sigma'_v$	toename van de korrelspanning [kPa]

Vergelijking (4.3.3) geeft de primaire samendrukking, die ontstaat door het aanbrengen van een belastingsverhoging op grond. Bij droge grond vindt deze zetting praktisch onmiddellijk plaats. Voor grond dat met water verzadigd is, wordt deze zetting pas bereikt nadat de gehele belasting door het korrelskelet is overgenomen. Deze situatie wordt bereikt wanneer door het uitpersen van het poriënwater alle waterspanning geleidelijk is verdwenen onder simultane samendrukking van grond. Dit verschijnsel wordt consolidatie genoemd.

Grond die eerder belast is geweest gedraagt zich in principe stijver. De samendrukbaarheid van grond in het spanningstraject tot de preconsolidatiespanning (i.e. de maximale spanning waarmee de grond reeds eerder is belast) kan worden weergegeven door de zwellingsconstante C_s . Vergelijking (4.3.3) is geldig voor relatief kleine vervormingen (maximaal circa 20%). Indien grotere vervormingen optreden, mag vergelijking (4.3.3) worden toegepast, mits de primaire samendrukkingindex C_c is bepaald voor het belastingstraject dat in de praktijk zal optreden. Een andere oplossing kan worden gevonden door na een bepaalde vervorming de laagdikte en het poriëngetal steeds opnieuw aan te passen (Figuur 4.3.4) zie ook CUR 162, (Ref.) *Construeren met grond*; bijlage A3.

Secundaire zetting (kruip)

Nadat de consolidatiefase of hydronamische periode is geëindigd, is het verband tussen de samendrukking en de logaritme van de tijd rechtlijnig. Bjerrum presenteerde het totale concept van de Angelsaksische methode. Deze luidt (Ref. *Construeren met grond*):

$$\frac{Oh_s}{h} = C_\gamma \log \frac{Ot}{Ot_d} \quad (4.3.4)$$

waarin:

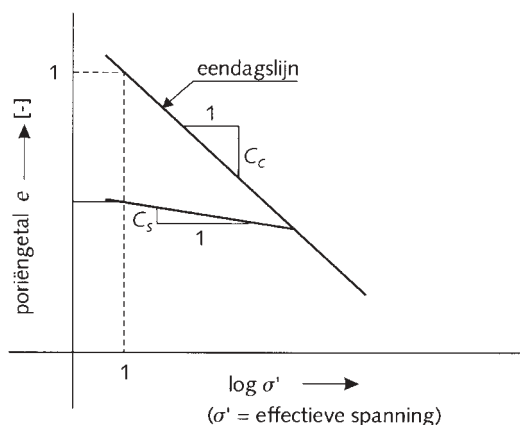
Oh_s secundaire samendrukking van de grondlaag [m]

C_γ secundaire-samendrukkingindex [-]

Ot tijdsduur van de belasting [dag]

Ot_d tijdsduur van één dag

Voor zeer samendrukbare grondsoorten zoals klei en veen, waar de volumeveranderingen zeer groot kunnen zijn, is door Butterfield en Den Haan aangetoond dat de Angelsaksische methode ook voor deze vervormingen kan worden toegepast. In dat geval wordt overgestapt op een dubbele logschaal (Ref. *Construeren met grond*; bijlage E3). Het voordeel van deze uitbreiding is dat een eindige zetting wordt voorspeld en geen te grote, niet realistische zetting.



Figuur 4.3.4 Relatie tussen porositeit en spanning

Een aantal rekenprogramma's is in de Nederlandse adviespraktijk beschikbaar om het zettingsgedrag van grondconstructies te berekenen. Voor de berekening van het eendimensionale zettingsgedrag van grond kan het programma Msettle worden gebruikt. Het voornemen is om in dit programma zowel de methode conform *NEN 6740* als de Angelsaksische methode te implementeren. De Angelsaksische methode wordt zodanig in Msettle geïmplementeerd, dat in de praktijk gewerkt kan worden met de primaire samendrukkings-constanten C_c en C_s en de secundaire samendrukkingsconstante C_a zoals die uit een samendrukkingsproef conform *NEN 5118* zijn bepaald.

Eindzetting

De eindzetting of totale zetting (zie figuur 4.3.5) wordt berekend door sommatie van de primaire en secundaire zetting, waarbij in Nederland wordt gesteld dat de samendrukking praktisch is beëindigd na een, overigens arbitrair gekozen periode van 10^4 dagen (circa 30 jaar).

waarin:

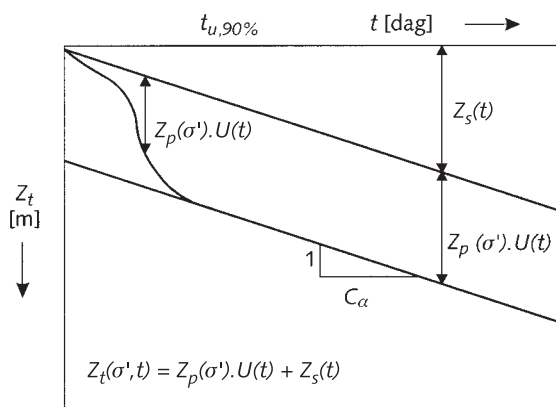
t tijd [dag]

Z_t totale zetting [m]

$Z_p(\sigma')$ primaire zetting volgens NEN 6740 [m], met $Z_p = \alpha h_p$

$Z_s(t)$ secundaire zetting volgens NEN 6740 [m], met $Z_s = \alpha h_s$

$U(t)$ consolidatiegraad [-]



Figuur 4.3.5 Primaire en secundaire samendrukking

Consolidatie

De consolidatietheorie van Terzaghi geeft een verklaring van het tijdseffect bij de samendrukking van volledig met water verzadigde grond. Daarbij gelden de volgende uitgangspunten en tevens beperkingen:

- De grond is homogeen en volledig met water verzadigd;
- Het korrelmateriaal en het water zijn onsamendrukbaar;
- Er bestaat een lineair verband tussen samendrukking en korrelspanningsverhoging;
- De consolidatiecoëfficiënt is constant gedurende het consolidatieproces;

De samendrukking is klein ten opzichte van de dikte van de beschouwde grondlaag.

Een kenmerkende parameter voor het consolidatieproces is de consolidatiecoëfficiënt:

$$c_v = \frac{k_v}{m_v \gamma_w} \quad (4.3.5)$$

waarin:

c_v de consolidatiecoëfficiënt [m^2/s]

k_v verticale doorlatendheidscoëfficiënt [m/s], (zie § 4.3.8)

m_v verticale volume samendrukkingscoëfficiënt [m^2/kN]; Globaal geldt voor zand $m_v = 10^{-5}$ à $10^{-4} \text{ m}^2/\text{kN}$, voor klei $m_v = 10^{-4}$ à $10^{-3} \text{ m}^2/\text{kN}$,

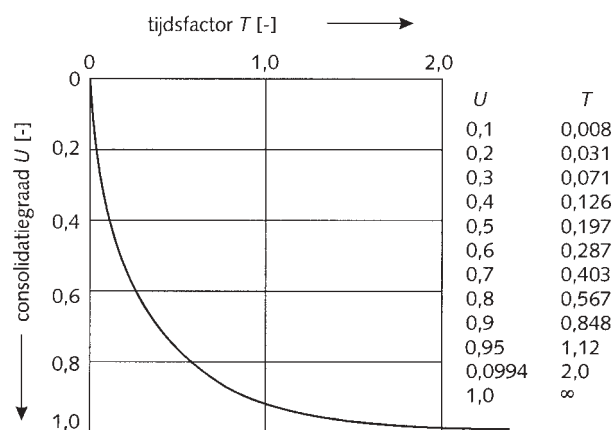
γ_w volumiek gewicht van water [kN/m^3]

De verhouding tussen de samendrukking op het tijdstip t en de uiteindelijke samendrukking op het tijdstip $t = \infty$ wordt gedefinieerd als de verticale consolidatiegraad U . De consolidatiegraad is dus een functie van de tijd. Om het verband tussen de consolidatiegraad en de tijd weer te geven wordt een tijdsfactor T gedefinieerd:

$$T = \frac{c_v O t}{(\gamma h)^2} \quad (4.3.6)$$

Hierin is γ een afstromingsconstante. In vergelijking (4.3.6) kan onderscheid worden gemaakt in eenzijdige afstroming en tweezijdige afstroming. Bij enkelzijdige afstroming ($\gamma = 1$) stroomt het water via de bovenkant of via de onderkant van de beschouwde laag. Een tweezijdige afstroming ($\gamma = 0,5$) vindt plaats via de onder- en bovenzijde.

Figuur 4.3.6 geeft het verband tussen de consolidatiegraad en de tijdsfactor.



Figuur 4.3.6 Verband tussen consolidatiegraad U en tijdsfactor T

Het consolidatieproces is beëindigd, wanneer de waterspanning geheel is verdwenen dat theoretisch gesproken pas na een oneindig lange periode wordt bereikt. Derhalve wordt in de praktijk veelal een consolidatiegraad van $U = 0,994$ genomen, waarbij $T = 2,0$. Vervolgens kan de consolidatieperiode, tijdsduur $O t_e$, tot aan het praktische einde van het consolidatieproces worden berekend met.

$$O t_e = \frac{2(\gamma h)^2}{c_v} \quad (4.3.7)$$

Indicaties voor de tijdsduur van het consolidatieproces bij een grondopbouw als in West-Nederland zijn:

$$\alpha_e = (\gamma/h)^2/5 \quad (\text{jaar}) \text{ in geval van voornamelijk veen};$$

$$\alpha_e = (\gamma/h)^2/2,5 \quad (\text{jaar}) \text{ in geval van gemengd klei- en veengrond};$$

$$\alpha_e = (\gamma/h)^2/1,25 \quad (\text{jaar}) \text{ in geval van voornamelijk klei};$$

Hierin is α_e en h uitgedrukt in respectievelijk jaren en meters. Voor zeer samendrukbare klei met plantenresten ($\gamma_{\text{sat}} \approx 13 \text{ kN/m}^3$) geldt vaak een veel grotere α_e .

EEM methode voor meer-dimensionaal gedrag

Voor de berekening van meerdimensionale vervormingen en zettingen bij ingewikkelde laagopbouw en/of gecompliceerde belastingconfiguraties, zijn de bovenomschreven methoden echter ongeschikt. In die gevallen biedt een eindige-elementenmodel (EEM) (bijvoorbeeld Plaxis) met een realistische spanning-vervormingsrelatie uitkomst.

Binnen Plaxis is een aantal materiaalmodellen geïmplementeerd, die het gedrag van grond beschrijven. In tabel 4.3.1 wordt een overzicht gegeven van de beschikbare modellen en de benodigde materiaalparameters. In het algemeen wordt voor zettingsberekeningen het Soft Soil Creep Model aanbevolen. Voor een beschrijving van dit model wordt verwezen naar de (Ref.) Handleiding Plaxis. Het model van Den Haan komt overeen met de 1-dimensionale weergave van het Soft Soil Creep model, zoals dat in het eindige-elementenmodel Plaxis is geïmplementeerd.

Materiaalmodel/parameters	Sterkte			Stijfheid						
	∇ [°]	C' [kN/m ²]	$\exists$ [°]	$\downarrow$ [-]	E_{50}^{ref} [kN/m ²]	E_{oed}^{50} [kN/m ²]	m [-]	$\rightarrow$ [-]	$\uparrow^*$ [-]	μ^* [-]
Mohr Coulomb	X	X	X	X						
Hardening Soil model	X	X	X	X	X	X	X			
Soft Soil Creep model	X	X	X	X				X	X	X
Soft Soil Model (Cam Clay)	X	X	X	X				X	X	

Tabel 4.3.1 Beschikbare materiaalmodellen en benodigde parameters in plaxis

∇ hoek van inwendige wrijving (uit een CU triaxiaalproef)

C' cohesie (uit triaxiaalproef)

$\exists$ dilatantiehoek

$\downarrow$ dwarscontractiecoëfficiënt

E elasticiteitsmodulus (o.a. uit triaxiaalproef)

E_{50}^{ref} elasticiteitsmodulus bij 50% van de piekschuifsterkte in een triaxiaalproef behorende bij een zekere referentiespanning

E_{oed}^{50} elasticiteitsmodulus bepaald met een samendrukkingsproef

m exponent in het Hardening Soil model, stelt de stijfheid afhankelijk van het spanningsniveau (voor zand $m = 0,3$)

$\rightarrow$ primaire samendrukkingsconstante (uit samendrukkingsproef)

$\uparrow^*$ swell index (uit samendrukkingsproef)

μ^* secundaire samendrukkingsconstante (uit samendrukkingsproef)

N.B. Er is een directe relatie tussen de samendrukkingsconstante C_c , C_s en C_r (NEN 5118) en de parameters $\rightarrow$, $\uparrow^*$ en μ^* . Deze verbanden zijn:

$$\alpha^* = \frac{C_c}{2,3(1+e_0)} \quad \beta^* = \frac{C_s}{2,3(1+e_0)} \quad \mu^* = \frac{C_\gamma}{2,3(1+e_0)}$$

4.3.9 Doorlatendheid

De doorlatendheid van grond wordt gekarakteriseerd door de parameter β . De doorlatendheid van de kleibekleding van grondconstructies is van directe invloed op de kwaliteit van het grondlichaam in zijn functie als waterkering. Deze doorlatendheden bepalen de hoogte van de freatische lijn in maatgevende omstandigheden en zijn daarmee van invloed op de macrostabiliteit (§ 5.3).

De doorlatendheid van klei en veen in de ondergrond bepaalt mede het samendrukkingsgedrag (§ 4.3.8). De doorlatendheid van deze lagen is van directe invloed op:

- De consolidatietijd, dus het zettingsverloop;
- De stabiliteit tijdens de uitvoering in verband met de aanpassing van de lagen (mate van consolidatie) aan de opgebrachte belasting;
- Het uitvoeringstempo.

De doorlatendheid van zand van een watervoerende laag (pakket) is van belang bij onderzoek naar piping, de potentiaalontwikkeling in het zand en daarmee voor de stabiliteit.

De doorlatendheid kan worden bepaald door middel van doorlatendheidsproeven. Hiervoor kan de constant head proef (bij goed doorlatende gronden zoals zand) of de falling head proef (bij slecht doorlatende grondsoorten zoals klei) worden gebruikt (§ 4.4.11).

De praktijk toont aan dat de bepaling van de doorlatendheid van met name klei en veen in het laboratorium slecht reproduceerbaar is en een flinke spreiding in proefresultaten vertoont. Daarom zijn veldproeven zoals de pomp-proef (§ 4.4.9), de infiltratieproef (§ 4.4.10) of de proef van Hooghoudt te prefereren. De pompproef geeft informatie over met name de doorlatendheid van het watervoerende zandpakket en de hydraulische weerstand van de afdekkende slecht doorlatende lagen. De infiltratieproef is geschikt voor de bovenste lagen direct beneden maaiveld en de proef van Hooghoudt voor lagen beneden het grondwater tot circa 4 m beneden het maaiveld. In het kruiponderzoek van de TAW (*Ref. Construeren met grond, Achtergronden bij numerieke modellering van geotechnische constructies deel 1 en deel 2*) is gebleken, dat de berekeningsresultaten van de modellen Msettle en het Soft Soil Creep model in Plaxis inzake het grondgedrag erg gevoelig zijn voor de grootte van de doorlatendheid.

4.4 Grondonderzoek

4.4.1 Inleiding

Er is een veelheid aan grondonderzoekstechnieken. In § 4.4 komen de in de Nederlandse praktijk meest voorkomende technieken aan de orde.

De technieken zijn onder te verdelen in twee categorieën, terreinproeven:

- geofysisch onderzoek (§ 4.4.2);
- sonderingen (§ 4.4.3);
- boringen (§ 4.4.4);
- vinproeven (§ 4.4.5);
- pressio-, dilato-, cone pressuremeter proeven (§ 4.4.6);
- meting van waterspanningen en stijghoogten (§ 4.4.7);
- elektrische dichtheidsmeting (§ 4.4.8.);
- doorlatendheidsproeven (§ 4.4.9 en §4.4.10);
- nucleaire dichtheidsmeting (*Ref. Standaard RAW-bepalingen*, proef 4.6);
- steekringmethode (*Ref. Standaard RAW-bepalingen*, proef 4.4).

laboratoriumproeven:

- bepalen van volumiek gewicht (*Ref. Construeren met grond*);
- doorlatendheidsproeven (§ 4.4.11);
- samendrukbaarheidsproeven (§ 4.4.12);
- directe schuifproef (§ 4.4.13);
- DSS-proef (§ 4.4.13);
- triaxiaalproef (§ 4.4.13);
- zeefproef (*Ref. Standaard RAW-bepalingen*, proef 6.0);
- bepalen van plasticiteit (*Ref. Standaard RAW-bepalingen*, proef 15).

In de tabellen 4.4.1 en 4.4.2 staat vermeldt welke proeven zich lenen voor het bepalen van de verschillende grondkarakteristieken. Hierbij zijn geofysische technieken buiten beschouwing gelaten. Voor een uitgebreidere beschrijving wordt verwezen naar CUR 162 (*Ref. Construeren met grond*).

4 Grondmechanische en geohydrologische aspecten

	Gangbare onderzoeksmethodieken							
	Sonderingen	Boringen	Bepaling volumieke massa	Zeeproef	Bepaling plasticiteit	Metingen water-spanningen	Samendrukkings-proef	Triaxiaalproef
Paragraaf of referentie	4.4.3	4.4.4	Cur 162	¹ 6.0	¹ 15	4.4.7	4.4.12	NEN 5117
Grondkarakterisiteken								
Samendrukbaarheid							X	
Horizontale vervorming								
Grondlaagindeling	X	X						
Laagdikte	X	X						
Doorlatendheid				2X				
Schuifsterkte (ongedraineerd)								X
Wrijvingshoek (effectief)								X
Cohesie (effectief)								X
Waterspanningen en stijghoogte						X		
Verdichtingsgraad								
Hydraulische weerstand								
Korrelverdeling				X				
Klassificatie	X	X						
Volumieke massa			X					
Plasticiteitsindex					X			

¹verwijst naar het desbetreffende proefnummer in de Standaard RAW-bepalingen²indicatief ten behoeve van VO berekeningen

Tabel 4.4.1 Gangbare onderzoeksmethodieken

4 Grondmechanische en geohydrologische aspecten

	Specialistische onderzoeksmethodieken									
	Nucleaire dichtheidsmeting	Steekringmethode	Elektrische dichtheidsmeting	Vinproef	Pressio-, dilato-, cone pressuremeter	Pomp/putproeven	Infiltratieproef	Doorlatendheids- proef (laboratorium)	Directe schuifproef	DSS-proef
Paragraaf of referentie	¹ 4.6	¹ 4.4	4.4.8	4.4.5	4.4.6	4.4.9	4.4.10	4.4.11	4.4.13	4.4.13
Grondkarakteristieken										
Samendrukbaarheid										
Horizontale vervorming					X					
Grondlaagindeling										
Laagdikte										
Doorlatendheid					X	X	X	X		
Schuifsterkte (ongedraineerd)				X	X				X	X
Wrijvingshoek (effectief)									X	X
Cohesie (effectief)										
Waterspanningen en stijghoogte										
Verdichtingsgraad	X	X	X							
Hydraulische weerstand						X	X	X		
Korrelverdeling										
Klassificatie										
Volumieke massa	X									
Plasticiteitsindex										

¹verwijst naar het desbetreffende proefnummer in de Standaard RAW-bepalingen

Tabel 4.4.2 Specialistische onderzoeksmethodieken

Indien men geen grondonderzoek heeft gedaan en een eerste verkennende berekening wil maken, dan kan gebruik worden gemaakt van de grondparameters zoals die in tabel 4.4.3. zijn vermeld. Deze waarden zijn vrij conservatief (aan de veilige kant) en zijn slechts informatief bedoeld. In de NEN 6740 en in CUR 162 (Ref. Construeren met grond) zijn meer uitgebreid de indicatieve grondeigenschappen weergegeven.

Afhankelijk van de kwaliteit van de metingen en het aantal metingen kunnen via materiaalfactoren rekenwaarden voor de parameters bepaald worden die minder conservatief zijn dan de waarden uit tabel 4.4.3.

Grond- soort	Volumieke- massa	Wrijvings- hoek	Cohesie	Primaire samen- drukings constante	Zwellings- constante	Secundaire- samen- drukings- constante	Door- latendheid
	← [kg/m ³]	↘ [°]	c' [kN/m ³]	C _c [-]	C _s [-]	C _γ [-]	↑ [m/s]
Zand	19-21	30-38	0	0,002-0,02	0,001-0,007	0	>10 ⁻⁵
Klei	16-19	20-30	1-10	0,126-1,36	0,04-0,45	0,004-0,012	10 ⁻⁸ -10 ⁻⁶
Veen	10-11	15-25	1-15	0,9-7,6	0,3-2,5	0,016-0,023	10 ⁻⁸ -10 ⁻⁵

Tabel 4.4.3 Globale grondeigenschappen

4.4.2 Geofysisch onderzoek

Inleiding

Deze paragraaf bevat algemene informatie betreffende verschillende geofysische technieken op het land t.b.v. het vaststellen van de bodemopbouw. Naast het non-destructief vaststellen van de bodemopbouw kunnen geofysische metingen ook gebruikt worden voor de detectie van kabels, leidingen en obstakels.

De gegevens per techniek zijn samengevat in tabel 4.4.4. (*Ref. Inventarisatie van technieken voor en RWS-ervaringen bij het vervaardigen van een digitaal terreinmodel in een rivierengebied*). Sommige niet relevante technieken zijn in de tabel volledigheidshalve wel genoemd zonder verdere gegevens met de vermelding 'niet relevant' in de kolom 'geschiktheid onderzoek waterkeringen'.

Algemeen

Het doel van geofysische metingen is de interpolatie tussen boringen en sonderingen te ondersteunen en zodoende het aantal boringen en sonderingen benodigd voor het vaststellen van een geologisch model te verminderen.

De resultaten, verkregen door middel van geofysische technieken bestaan uit profielen en/of contourkaarten, welke verkregen zijn door interpretatie van de meetgegevens. Voor een betrouwbare interpretatie van het resultaat van geofysische metingen zijn altijd calibratieboringen nodig. Voor een precieze dieptebeoordeling van de laagovergangen op centimeterniveau vormt de geofysica geen oplossing.

Het resultaat van geofysische technieken wordt zeer sterk bepaald door de bodemgesteldheid. De bodemgesteldheid legt beperkingen op aan de toepasbaarheid van de methoden. Bij het toepassen van geo-elektrische en elektromagnetische methoden moet men rekening houden met equivalentie. Dit betekent dat verschillende geologische modellen eenzelfde meetresultaat kunnen geven.

De verticale nauwkeurigheid van resultaat van de metingen wordt, behalve door de verticale nauwkeurigheid van het plaatsbepalingssysteem ook bepaald door de nauwkeurigheid waarmee bepaalde parameters ingeschat of bepaald zijn. Parameters, die gebruikt worden bij de interpretatie zijn:

- de geluidssnelheid in sediment (seismiek);
- de elektrische weerstand van de aanwezige grondlagen (geo-elektrisch meten);
- de snelheid van elektromagnetische golven (grondradar).

Alle seismische en geo-elektrische methoden op het land zijn bewerkelijk en dus duur. Bij deze methoden moeten kabels uitgelegd worden en geofoons of elektroden in de grond gebracht worden. Seismische refractie is, tot nu toe, slecht toepasbaar in het ondiepe bereik. Verder is het met Seismische refractie onmogelijk een laag met een lagere geluidssnelheid dan de bovengesloten laag te detecteren (hidden layer).

Een gedetailleerde beschrijving van de instrumentaria en het praktisch gebruik hiervan kan gevonden worden in CUR 162 (*Ref. Construeren met grond*; § 4.3.1).

4 Grondmechanische en geohydrologische aspecten

Methode	Parameter	Resolutie	Dieptebereik [m]	Resultaat	Doorloop tijd (globaal)	Beperking	Status	Geschiktheid onderzoek Waterkeringen*)
Hoge resolutie seismisch profileren	laaggrenzen stijfheid	1 m	50 - 1000	profiel/ contourkaart (geïnterpreteerd)	1 dag opn. 3 dgn uitw. opn.: 750 lm/dag	niet ondieper dan 30 m-mv	in ontwikkeling voor ondiepe metingen	niet relevant vanwege diepte
Seismische refractie		0,3 m	0 - 200	profiel/ contourkaart (geïnterpreteerd)	1 dag opn. 3 dgn uitw. opn.: 750 m/dag	Snelheidsinversie 'hidden layer' omgevings lawaai	Product	O
Seismische tomografie		0,5 m	afhankelijk van diepte boorgat	Profiel (geïnterpreteerd)	1 dag opn. 3 dgn uitw.	alleen in bestaande boorgaten bewerkelijk en equivalentie	Nieuw product ontwikkeling in volle gang	O
Geo-elektrisch sonderen	Weerstand	ca. 10-15% van diepte bereik	10 - 1000	profiel/ contourkaart (geïnterpreteerd)	1 dag opn. 3 dgn uitw. opn.: 750 m/dag		Product uitvoering en processing in ontwikkeling	+
Geo-elektrisch profileren	Weerstand	ca. 10-15% van diepte bereik	0 - 300	profiel/ contourkaart (geïnterpreteerd)	1 dag opn. 3 dgn uitw. opn.: 1,5 km/dag	Equivalentie	Product uitvoering en processing in ontwikkeling	+
Elektro magnetisch sonderen (TEM)	Geleidbaarheid	Resolutie neemt snel af met diepte	0 - 100	profiel/ contourkaart (geïnterpreteerd)	1 dag opn. 1 dag uitw. opn.: 750 m/dag	Equivalentie niet in stedelijk gebied niet met zout/brak grondwater	Product	++
Elektro-magnetisch Profileren (FEM)	Geleidbaarheid	Resolutie neemt snel af met diepte	0 - 100	profiel/ contourkaart (geïnterpreteerd)	1 dag opn. 1 dag uitw. opn.: 7,5 km/dag	Equivalentie niet in stedelijk gebied niet in zout/brak grondwater	Product	++
Grondradar (laagfrequent)	Geometrie en Indicatie voor Porositeit	0,2 m tot enige meters (afh. Freq).	0 - 20	Profiel (geïnterpreteerd)	1 dag opn. 2 dgn uitw. opn.: 10 km/dag	niet in klei niet met brak/zout grondwater	Product processing in ontwikkeling	O
Grondradar (hoogfrequent)	Geometrie van Obstakels	Enkele cm's tot een dm.	0 - 3	Profiel (geïnterpreteerd)	1 dag opn. 2 dgn uitw. opn.: 10 km/dag	niet in klei niet met brak/zout grondwater	operationeel processing en antennes in ontwikkeling	-
Grondradar (tomografie)	Indicatie voor Porositeit	0,5 m	Afhankelijk van diepte boorgat	Profiel (geïnterpreteerd)	1 dag opn. 2 dgn uitw.	Bewerkelijk alleen in bestaande boorgaten	nieuw product, ontwikkelingen in volle gang	O
Gravimetrie	Dichtheidsverschillen	Kwalitatief	10 - 10000	Contourkaart (geïnterpreteerd)		kleine objecten op grote diepte en kleine dichtheidsverschillen	Product	- niet relevant, opsporen holtes
Gamma logging	gehalte klei, zware mineralen	Kwalitatief	Afhankelijk van diepte boorgat	Profiel (geïnterpreteerd)		zeer bewerkelijk alleen in bestaande boorgaten	Product acquisitie en processing in ontwikkeling	-
Neutron logging		Kwalitatief	Afhankelijk van diepte boorgat	Profiel (geïnterpreteerd)		zeer bewerkelijk alleen in bestaande boorgaten	Product acquisitie en processing in ontwikkeling	- niet relevant

*) - niet geschikt
 O matig geschikt
 + geschikt
 ++ geschikt en veel toegepast

Tabel 4.4.4 Geofysische technieken op land

Verklaring kolommen tabel 4.4.4

- 'Methode', in deze kolom wordt de beschouwde techniek vermeld;
- 'Parameter', in deze kolom wordt vermeld wat er gemeten of zichtbaar wordt gemaakt ;
- 'Resolutie', in deze kolom wordt het oplossend vermogen en de minimaal detecteerbare laagdikte weergegeven;
- 'Dieptebereik', in deze kolom wordt het dieptebereik ten opzichte van het maaiveld weergegeven;
- 'Resultaat', in deze kolom wordt de vorm van het eindproduct weergegeven. Dit is bij alle geofysische meetmethoden een geïnterpreteerde contourkaart of geïnterpreteerd verticaal profiel;
- 'Doorlooptijd', in deze kolom wordt de tijd weergegeven die nodig is voor de interpretatie van de gegevens van 1 dag opnemen. De verhouding opnametijd/verwerkingstijd wordt gunstiger naarmate de opname langer duurt, daar een aantal basishandelingen gelijk blijft ongeacht de grootte van de opname;
- 'Beperking', in deze kolom worden de beperkingen van de beschouwde methode vermeld:
 - Bodemgesteldheid;
 - Equivalentie;
 - Diepte;
 - Externe factoren als aanwezigheid van hoogspanningsleidingen, damwanden etc.
- 'Status', deze kolom geeft aan in welke fase van ontwikkeling de beschouwde methode zich bevindt;
- 'Geschiktheid onderzoek waterkeringen', deze kolom geeft aan in welke mate de beschouwde methode toepasbaar is bij het bepalen van een geologisch model ten behoeve van het ontwerp van een waterkering.

Toepassing in het veld

Geofysische metingen worden bij waterkeringen meestal in lengterichting uitgevoerd. Als er sprake is van een nieuwe dijk, verdient het aanbeveling metingen uit te voeren in het tracé van de nieuwe dijk in minstens twee lengteraaien: één langs de buitenteen en één langs de binnenteen. Bij voorkeur dient ook in een lengteraai op 15 à 20 m afstand van de binnenteen gemeten te worden.

Bij een bestaande dijk, als die in de nieuwe dijk wordt opgenomen, is geofysisch onderzoek in een lengteraai op zo kort mogelijke afstand van de binnenteen nodig. Meten in de kruin van de dijk is in het algemeen niet zinvol, omdat de meetresultaten te veel verstoord worden door leidingen en kabels in de grond en de hogere ligging van de dijk ten opzichte van de omgeving, waardoor het tweedimensionale meetresultaat niet representatief is. Het inzicht in de bodemopbouw kan worden uitgebreid door ook dwars op de dijk te meten. Dit laatste wordt vaak achterwege gelaten. Verder is een bruikbare toepassing van geofysische metingen afhankelijk van de volgende aspecten:

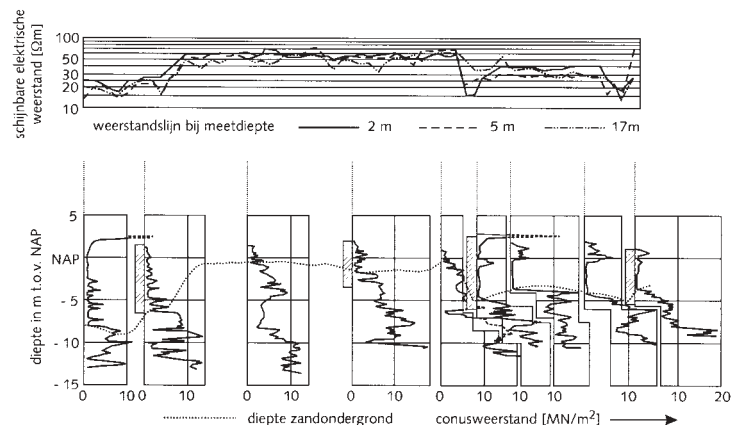
- In een gebied met brak of zout grondwater worden de absolute waarde en de verschillen in elektrische weerstand kleiner; de interpretatie van meetgegevens vraagt dan meer aandacht en vakkennis. Met de toename

van het zoutgehalte in het grondwater neemt de specifieke weerstand af. Opgemerkt wordt dat in brakke of zoute omstandigheden de methode dan ook niet altijd bruikbaar is.

- Bij een sterke gelaagdheid of indien de belangrijkste weinig draagkrachtige- en sterk samendrukbare lagen ver beneden het maaiveld liggen, zijn de geofysische metingen minder geschikt.
- De geo-elektrische meting heeft een zeker ruimtebeslag nodig. Hierdoor kan de methode in de regel niet op de kruin van een dijk worden uitgevoerd en wordt de meting beïnvloed door sloten en bebouwingen.

Voor een goede interpretatie van geofysische metingen zijn ook boringen en sonderingen nodig. Voor een nadere beschrijving van de toepassingsmogelijkheden en beperkingen van geofysische meettechnieken wordt verwezen naar de literatuur, onder andere CUR-publicatie 182 (*Ref. Geofysische technieken voor grondonderzoek*) en (*Ref. Applied Geophysics, code of practice*)

Figuur 4.4.1 geeft een voorbeeld van een geo-elektrische trenchmeting, waarbij per meetlocatie met drie verschillende elektrode-afstanden is gemeten. Hiermee wordt geïllustreerd hoe de bodemopbouw tot uitdrukking komt door het weerstandprofiel.



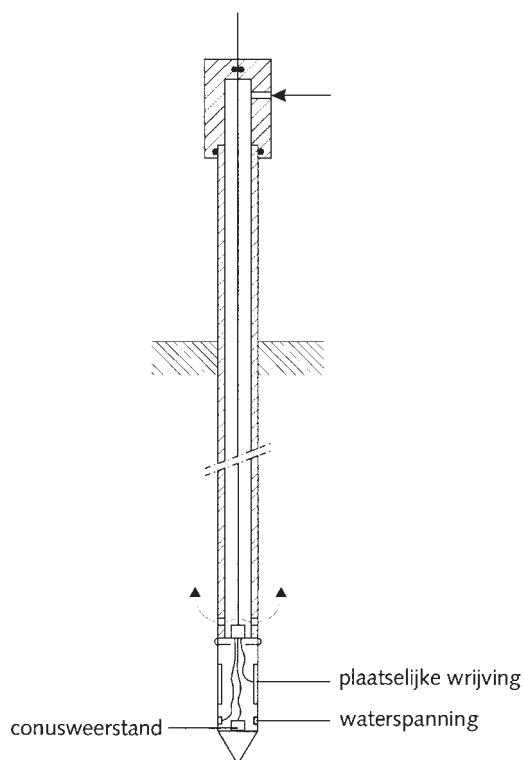
Figuur 4.4.1 Voorbeeld van geo-elektrische profilering

4.4.3 Sonderingen

Voor de bepaling van de bodemopbouw is met name de standaard (elektrische) druksondering (Engels: Cone Penetration Test; CPT) met meting van de klef of mantelwrijving een belangrijke meting. In principe wordt bij een sondering de weerstand gemeten, die een conusvormig lichaam (zie figuur 4.4.2) ondervindt bij het wegdrukken in de grond. De methode is nationaal (*Ref. NEN 3680*) en internationaal gestandaardiseerd. Met behulp van de klefmeting kunnen laagscheidingen tussen bijvoorbeeld veen- en kleilagen met eenzelfde conusweerstand zichtbaar worden

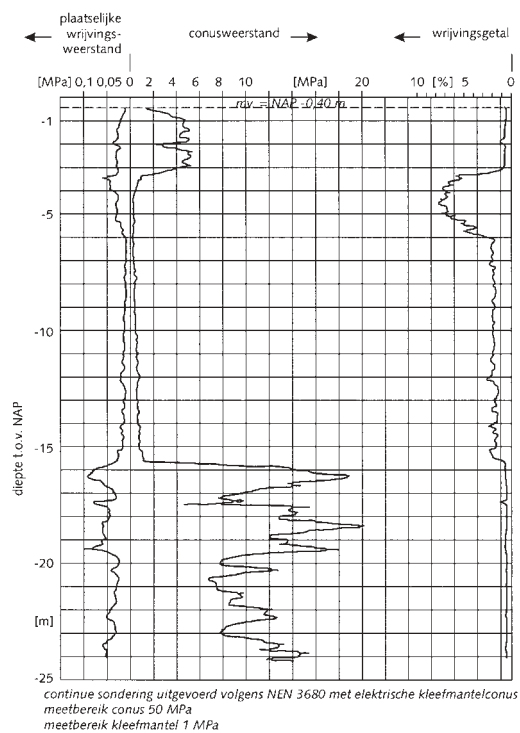
gemaakt, waardoor een aanmerkelijk vollediger beeld wordt verkregen dan bij meting van de conusweerstand alleen. De (elektrische) sondering met kleeftmeting is toepasbaar in nagenoeg alle grondsoorten in Nederland en is voldoende nauwkeurig. Bovendien is de sondering relatief goedkoop. Sonderingen overeenkomstig *NEN 3680* kunnen worden uitgevoerd met sondeerconussen van verschillende vorm. Omdat de vorm van de sondeerconus invloed heeft op de weerstand in de grond, dient overeenkomstig *NEN 3680* bij elk onderzoek duidelijk te worden aangegeven welk type is gebruikt. Meer informatie omtrent de gevoeligheid van de conussen in relatie tot de opbouw van de ondergrond is beschreven in *CUR 162 (Ref. Construeren met grond; § 4.3.2)*.

In *NEN 3680* worden de sonderingen in een drietal kwaliteitsklassen verdeeld. De mechanische conus behoort tot de laagste kwaliteitsklasse 1 en wordt vrijwel niet meer toegepast. Het toepassen van een mechanische conus gebeurt alleen indien er sprake is van veel puin in de ondergrond, waarbij de kans op beschadiging van de kwetsbare elektrische conus groot is. De huidige praktijk maakt in het algemeen alleen gebruik van elektrisch sonderen. Uit het verloop van de vastheid van de grond met de diepte, zoals die blijkt uit de conusweerstand en de plaatselijke wrijving wordt een goed beeld verkregen van de laagopbouw en de samenstelling van de grondslag.

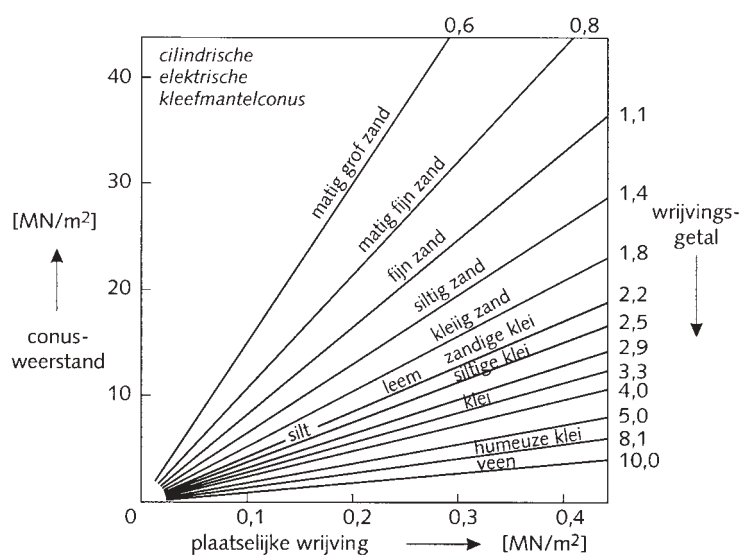


Figuur 4.4.2 Sondeerconus

4 Grondmechanische en geohydrologische aspecten



Figuur 4.4.3 Voorbeeld sondeergrafiek



Figuur 4.4.4 Relatie tussen sondeerweerstand, plaatselijke wrijving en grondsoort

Figuur 4.4.3 geeft een voorbeeld van het resultaat van een sondering met een cilindrische elektrische kleefmantelconus.

Voor de grond onder de grondwaterstand geeft het wrijvingsgetal bovendien een goede indicatie van de grondsoort. In figuur 4.4.4 is het verband tussen conusweerstand en de plaatselijke wrijving in verschillende grondsoorten uitgezet voor sonderingen met de cilindrische elektrische kleefmantelconus.

Gecompleteerd met de resultaten van enige (hand)boringen en het geoelektrisch onderzoek geven sonderingen een betrouwbaar inzicht in de ligging en de dikte van de verschillende bodemlagen.

Er zijn talloze correlaties van sondeerweerstand met bijvoorbeeld dichtheid, sterkteparameters en samendrukkingsparameters. In CUR-publicatie 162, bijlage A (*Ref. Construeren met grond*) zijn de meest gebruikte correlaties opgenomen.

4.4.4 Boringen

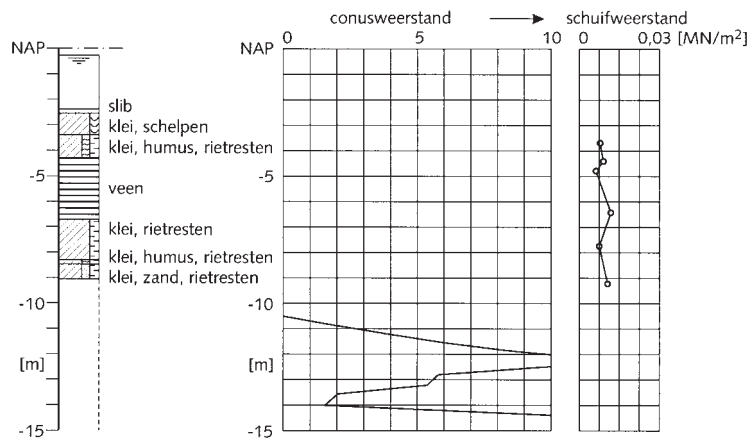
Boringen zijn ten opzichte van sonderingen duur en worden over het algemeen toegepast ten behoeve van classificatie en identificatie van de grond. Een boring is een goede maar bewerkelijke methode om het grondprofiel nauwkeurig vast te stellen. Meestal gebeurt de classificatie van de bodemlagen door visuele beschrijving volgens (*Ref.*) *NEN 5104* van de met de boor omhoog gebrachte grond. Het is gewenst de visuele beoordeling te verifiëren door in het laboratorium uit te voeren classificatieproeven op monsters van de uitkomende grond. Voorbeelden van zulke proeven zijn volumegewichtbepaling, korrelverdelingsbepalingen, en bepalingen van de vloeigrens, uitrolgrens en krimprens van klei. Vaak worden boringen gemaakt voor het nemen van ongeroerde monsters uit de verschillende grondlagen. Deze monsters worden gebruikt voor de bepaling van volumegewichten en de mechanische eigenschappen, zoals de sterkte- en vervormingparameters. Ze vormen daarmee de basis van de grondmechanische analyse, die nodig is voor de stabiliteitsbeoordeling van grondconstructies (§ 5.3). Het is daarom van groot belang dat de monsters werkelijk ongeroerd uit de grond en in het laboratorium komen. In Bijlage 3 staat een korte toelichting bij de boormethoden die in ons land worden toegepast.

4.4.5 Vinproeven

De zogenaamde vinproef of vane-test wordt zowel in het laboratorium als in het terrein toegepast voor de directe meting van de ongedraineerde schuifsterkte van cohesieve gronden. In principe berust de methode op de bepaling van het torsiemoment, dat nodig is om de vin om zijn verticale as in de grond te laten draaien.

Door afwisselend dieper te boren en een vinproef uit te voeren, kan op eenvoudige wijze een bodemprofiel worden verkregen, dat een beeld geeft van de ongedraineerde schuifsterkte als functie van de diepte (figuur 4.4.5)

4 Grondmechanische en geohydrologische aspecten



Figuur 4.4.5 Verloop ongedraineerde sterkte met de diepte

In Bijlage 4 is een uitgebreide beschrijving van de vinproef en de, voor het uitvoeren van de proef, benodigde apparatuur te vinden.

4.4.6 Terreinonderzoek ter bepaling van vervormingsparameters

In situ meting van vervormingsparameters is problematisch, omdat daarbij in feite de spreiding van aangebrachte belastingen en de ontwikkeling van wateroverspanningen zouden moeten worden gesimuleerd. Om die redenen bestaan er nauwelijks in situ methoden, die langs directe weg vervormingsparameters opleveren. Er is altijd een interpretatieslag nodig. Een tweetal veldproeven waarmee vervormingsparameters bepaald kunnen worden zijn de pressiometer en de dilatometer. De cone pressuremeter meet zowel de sterkte als stijfheids-eigenschappen van de ondergrond. In het kader van het TAW onderzoek 'parameterbepaling' is een gebruiksvriendelijk model (Piano) ontwikkeld (*Ref. PIANO User Manual*), waarmee uit de meetresultaten van de cone pressuremeter rechtstreeks de glijdingsmodulus en de ongedraineerde schuifsterkte zijn te bepalen, die in EEM berekeningen kunnen worden gebruikt.

In Bijlage 5 staan de pressiometer, de dilatometer, de cone pressuremeter en de met behulp van deze apparaten uit te voeren onderzoeken beschreven.

4.4.7 Metingen van waterspanningen en stijghoogte

De ligging van de grondwaterniveaus is van invloed op de verschillende geotechnische en geohydrologische berekeningen. Van elk watervoerend pakket moet de actuele en zo mogelijk de hoogste en laagste grondwaterstijghoogte worden bepaald. Tevens moet worden nagegaan door welke factoren de verschillen in waterstand worden beïnvloed. De eventueel aanwezige invloeden op de waterstanden ten gevolge van inzijging, kwel en

wateronttrekking, zoals bijvoorbeeld in een waterwingebied, zijn daarbij van belang evenals bijvoorbeeld de nabijheid van een rivier met wisselende waterstanden. Door middel van een piëzosondering kan de heersende grondwaterspanning worden gemeten maar dit betreft een moment opname. Ten behoeve van korte en langeduurmetingen kunnen beter andere meettechnieken worden toegepast. In Nederland is een grote verscheidenheid aan waterspanningsmeters beschikbaar. De meest gangbare zijn:

- de open peilbuis;
- de Bourdon waterspanningsmeter;
- de elektrische waterspanningsmeters.

Inzichten met betrekking tot de toepasbaarheid, nauwkeurigheid, betrouwbaarheid en kosten van de waterspanningsmeetapparatuur staan vermeld in tabel 4.4.5.

Voor meer informatie over de diverse toepasbaarheid van de meetmethoden wordt verwezen naar CUR 162 (*Ref. Construeren met grond*). Tijdens het sonderen kan de waterspanning bij de conuspunt continu worden gemeten (zie figuur 4.4.6).

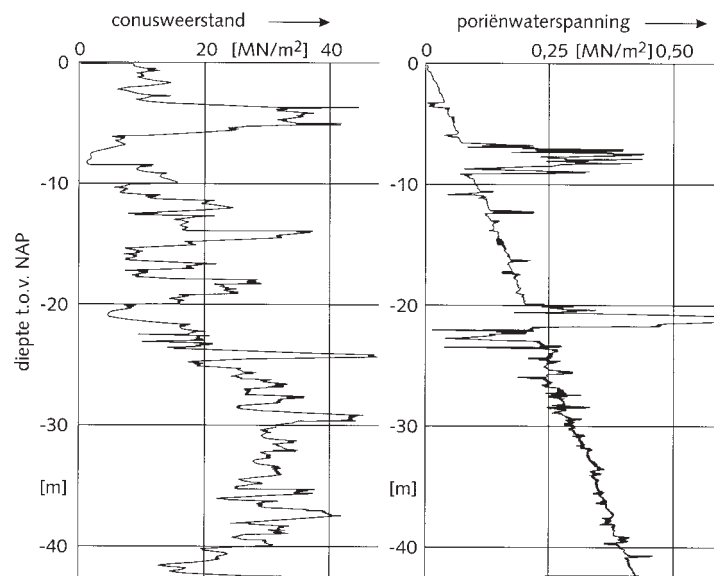
Meetapparatuur	Grondsoort	nauwkeurigheid	betrouwbaarheid	kosten
Peilbuis	Zand, veen ¹⁾	++	++	++
Bourdon water-spanningsmeter	Zand, veen, klei ¹⁾	+	-	o
Elektrische water-spanningsmeter	Zand, veen, klei	++	+	--

¹⁾ niet toepasbaar voor cyclische of dynamische waterspanningsmetingen

verklaring: ++ = goed of goedkoop o = matig - = slecht of duur
+ = redelijk -- = zeer slecht of zeer duur

Tabel 4.4.5 Waarderingen van waterspanningen met betrekking tot toepasbaarheid in grondsoorten

4 Grondmechanische en geohydrologische aspecten



Figuur 4.4.6 Voorbeeld van sondering met waterspanningsmeting

4.4.8 Elektrische dichtheidsmeting

In hoofdstuk 2 is als faalmechanisme de zettingsvloeiing genoemd. Om de gevoeligheid van het voorland voor dit mechanisme vast te stellen moet de dichtheid van de zandlagen in situ bepaald worden. De eerder beschreven onderzoeksmethoden als sonderen en boren zijn hiervoor niet geschikt. Door Geodelft is apparatuur ontwikkeld waarmee dit onderzoek wel kan worden uitgevoerd. Het is gespecialiseerd en kostbaar onderzoek, maar bedacht moet worden dat de schade die bij het optreden van zettingsvloeiing ontstaat groot is.

Door Geodelft is apparatuur ontwikkeld om het poriëngehalte van met water verzadigd zand in het terrein als functie van de diepte te kunnen vaststellen. De apparatuur kan zowel vanaf land als vanaf water met normale sondeerapparaten in de grond worden gebracht.

De toegepaste methode berust op het feit dat de zandkorrels uit elektrisch niet-geleidend materiaal bestaan, terwijl het poriënwater wel elektrisch geleidend is. De eigenlijke meting geschiedt dan ook in twee fasen. In de eerste fase wordt de specifieke elektrische weerstand gemeten van het totale grondmassief – korrels en poriënwater – met behulp van de zogenaamde grondsonde. Deze grondsonde bestaat uit een speciale sondebuis, waarin de meetelementen elektrisch geïsoleerd zijn aangebracht. De meetelementen zijn twee combinaties van vier elektroden. De ene combinatie heeft een invloedssfeer van enige decimeters; de andere een invloedssfeer van ongeveer één meter. Tevens is de sonde voorzien van een conus en een kleeftmantel, zodat tegelijkertijd de ook in dit geval waardevolle conus-

weerstand en plaatselijke kleeft worden geregistreerd. De sonde wordt in de grond weggedrukt en elke 0,20 m wordt de specifieke elektrische weerstand afgelezen.

In de tweede fase van de meting wordt door middel van de zogenaamde watersonde de specifieke elektrische weerstand van het poriënwater bepaald. De watersonde bevat een meetcel die via een filter kan worden volgezogen met een kleine hoeveelheid poriënwater, waarna de specifieke elektrische weerstand van dit water wordt gemeten. Deze meting wordt op verschillende diepten uitgevoerd.

Het poriëngehalte kan worden afgeleid uit het quotiënt van de beide gemeten specifieke elektrische weerstanden. Een theoretische afleiding van het verband is praktisch niet mogelijk, daar een zandmassa bestaat uit korrels van verschillende grootte en vorm, die niet regelmatig gerangschikt zijn. De gevraagde betrekking wordt daarom in het laboratorium vastgesteld, in de vorm van een ijklijn, door middel van proeven op monsters uit het onderzochte zandpakket. Daartoe wordt in een uit isolerend materiaal vervaardigde cilinder een met water verzadigd zandmonster opgebouwd met een bekend poriëngehalte. Dan kan zowel de specifieke elektrische weerstand van het verzadigde zand als die van het poriënwater worden gemeten. Deze proef wordt bij verschillende poriëngehalten van een monster herhaald. Na ijkling van een aantal monsters uit het onderzochte gebied wordt een gemiddelde ijklijn vastgesteld.

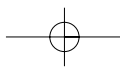
4.4.9 Pomp- en putproeven

Met pomp- en putproeven kunnen geo-hydrologische parameters zoals het doorlaatvermogen en de bergingscoëfficiënt van een watervoerend pakket, en de weerstand tegen verticale stroming door een slecht doorlatende laag worden bepaald (hydraulische weerstand).

Bij een pompproef wordt door middel van één of meer putten water onttrokken aan één of meer watervoerende pakketten. Tijdens het pompen en gedurende enige tijd erna worden de veranderingen in de stijghoogten gemeten, in zoveel mogelijk punten op verschillende afstanden van de pomp-put. Met behulp van de dalingslijnen die in de peilfilters geregistreerd worden, kunnen de verschillende geo-hydrologische eigenschappen van de ondergrond worden bepaald.

Wanneer tijdens het pompen alleen de stijghoogte in de pompput of in de omstorting van de put vastgelegd wordt, spreekt men van een putproef. Dit is een vereenvoudigde versie van de pompproef die vaak toegepast wordt om het boren van putten en het installeren van dure peilfilters te voorkomen. Een nadeel is echter dat uit deze proef alleen het doorlatend vermogen van het watervoerend pakket bepaald kan worden. Ook is het gebied waarvoor de berekende bodemparameter geldt, beperkt tot de directe omgeving van de put.

Veel onderzoek naar geo-hydrologische parameters met behulp van pomp- en putproeven wordt gedaan door verschillende instituten op het gebied van de drinkwatervoorziening. De resultaten worden verzameld door de Dienst Grondwaterverkenning van TNO.



4.4.10 Infiltratieproeven

Infiltratieproeven dienen om de verticale doorlatendheid van de grond ter plekke te bepalen. Bij deze proeven wordt een ring met een diameter van meestal 0,15 m op het maaiveld geplaatst, met daaromheen - ter voorkoming van randeffecten - een grotere ring met een diameter van 1,0 m. Beide ringen worden gevuld met water. Uit het toegevoerde debiet en de gemeten waterspanningen of stijghoogten in de grond onder de ringen kan de doorlatendheid worden afgeleid. Een nadeel is dat, ondanks de aanwezigheid van een tweede ring, een zeker randeffect door zijdelingse stroming niet valt uit te sluiten, zodat geen zuiver verticale doorlatendheid wordt gemeten.

Het voordeel van deze proeven boven doorlatendheidsproeven in het laboratorium is, dat een meer representatief monster wordt beproefd als gelet wordt op structuren in de grond zoals scheuren en wormgaten. Bovendien is het monster dan echt ongeroerd. De proef moet worden doorgezet tot een continu debiet naar beneden is bereikt. Dit kan enige tijd (uren) vergen.

4.4.11 Doorlatendheidsproeven in het laboratorium

Voor doorlatendheidsbepalingen in het laboratorium zijn, afhankelijk van de grondsoort, twee soorten proeven in gebruik. De 'constant head' proef en de 'falling head' proef, zijn respectievelijk beschreven in (Ref.) NEN 5123 en NEN 5124.

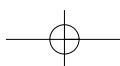
Constant head proef

De 'constant head' proef wordt toegepast voor goed doorlatende, weinig samendrukbare grond zoals zand. In deze proef laat men water door het monster stromen, waarbij het verval constant wordt gehouden. Hierbij wordt het volume van de hoeveelheid water dat per tijdseenheid door het monster stroomt bijgehouden. Aan de hand van het aldus bepaalde debiet wordt de doorlatendheid van de grond bepaald met behulp van de wet van Darcy. Het monster is veelal geroerd. De proef wordt enkele malen op het monster uitgevoerd bij wisselende pakkingdichtheden. De 'constant head' proef kan ook in een triaxiaalapparaat worden uitgevoerd.

Falling head proef

De 'falling head' proef wordt toegepast bij slecht doorlatende, goed samendrukbare grond zoals veen en klei. Bij deze gronden is het poriëngehalte, en dus de doorlatendheid, sterk afhankelijk van de mate van samendrukking. Doorlatendheidsproeven op klei en veen worden daarom uitgevoerd bij verschillende bovenbelastingen op het monster. Dikwijls wordt daarbij gebruik gemaakt van het samendrukkingsapparaat.

De doorlatendheid bij een bepaalde bovenbelasting wordt berekend uit de zakking van een waterkolom in een zeer nauwe verticale buis, die aangesloten is op de onderzijde van het grondmonster. Aan de bovenzijde van het monster stroomt het water vrij af. Deze werkwijze is nodig met het oog op de invloed van verdamping op het zeer geringe debiet dat uit het monster stroomt.



Voor het bepalen van de horizontale doorlatendheid is een soortgelijke proef mogelijk. De grens van toepassing tussen de 'constant head proef' en de 'falling head' proef ligt in de buurt van 15 gewichtsprocenten van de deeltjes $< 16 \mu\text{m}$.

Aan de bepaling van de doorlatendheid van klei en veen in het laboratorium aan de hand van kleine monsters zijn overigens grote onzekerheden verbonden. De werkelijke doorlatendheid van deze grondsoorten zal dikwijls worden bepaald door mogelijk aanwezige scheuren en wormgaten. De voorkeur moet dan ook worden gegeven aan bepaling in situ met pompproeven of infiltratieproeven.

Uit recente ervaringen met een tweetal geavanceerde kruipmodellen is gebleken dat de doorlatendheid een grote invloed heeft op het kruipgedrag. Het aantal doorlatendheidsproeven kan doorgaans beperkt blijven, omdat :

- Met behulp van samendrukkingsproeven bij klei en met behulp van fractie-analyses in geval van zand schattingen voor de doorlatendheid mogelijk zijn;
- De lokale doorlatendheid ten opzichte van de doorlatendheid van een groter massief niet altijd een even grote rol speelt.

4.4.12 Samendrukkingsproef (oedometerproef)

De samendrukkingsproef of oedometerproef wordt gebruikt om de samendrukkingsconstanten en de consolidatie-eigenschappen van grond te bepalen in het laboratorium. In Bijlage 6 staat een uitgebreidere beschrijving van de samendrukkingsproef en de voor het uitvoeren van de proef benodigde apparatuur.

4.4.13 Meting van schuifspanningsparameters in het laboratorium

De meest gebruikte methode om schuifsterkteparameters te bepalen is de triaxiaalproef. De triaxiaalproef staat nader omschreven in CUR 162 (*Ref. Construeren met grond*) en (*Ref.*) NEN 5117. De oude directe schuifproef kent een aantal beperkingen, maar door nieuwe ontwikkelingen is nu de 'Direct simple shear test' beschikbaar.

Directe schuifproef

De directe schuifproef (Engels: direct shear test) is een van de oudste proefapparaten waarmee de wrijvingseigenschappen, de ongedraineerde schuifsterkte in het bijzonder, kan worden bepaald. In Bijlage 7 staat een beschrijving van de directe schuifproef en de voor het uitvoeren van de proef benodigde apparatuur.

De proef wordt voornamelijk toegepast voor de bepaling van de wrijvings-eigenschappen van zand en de ongedraineerde schuifsterkte van klei. Een gedraineerde schuifproef op een kleimonster wordt zelden uitgevoerd, vanwege de lange duur van de proef. Een uitzondering vormt het meten van de wrijvingshoek bij erg grote cumulatieve verplaatsingen van kleimonsters (residual strength). In een triaxiaalproef is dit niet uitvoerbaar. Daarnaast wordt de proef toegepast voor het testen van geotextielen en membranen.

De directe schuifproef heeft een aantal nadelen waarvan de belangrijkste is dat de proef leidt tot een overschatting van de wrijvingseigenschappen. Beter is het uitvoeren van de hierna beschreven 'Direct Simple Shear test'.

Direct Simple Shear Test

Bij de Direct Simple Shear test (DSS-proef) wordt het grondmonster belast door een constante verticale kracht. Na consolidatie van het monster (één-dimensionaal) wordt het monster afgeschoven, waarbij afschuifvervorming in één richting mogelijk is. De DSS-proef geeft een vervormingstoestand, die homogener is dan die van de directe schuifproef (*Ref. Comparison of truly undrained and constant volume direct simple shear test*). In Bijlage 8 staat een beschrijving van de DSS-proef en de voor het uitvoeren van de proef benodigde apparatuur.

Kritiek schuifvlak

In de Direct Simple Shear test komt het kritieke schuifvlak nooit overeen met het horizontale schuifvlak. De hoek tussen het kritieke schuifvlak en het horizontale schuifvlak wordt bij grote schuifvervormingen overigens wel kleiner (*Ref. Lateral stress measurements during static and cyclic direct simple shear testing*).

De oriëntatie van het kritieke schuifvlak is afhankelijk van de gehele spanningstoestand van het grondmonster. In de standaardconfiguratie van de meeste schuifapparaten (evenals in de directe schuifproef, zie Bijlage 7) wordt echter de laterale spanningstoestand niet gemeten. Alleen de schuifspanning ($T/A = \hat{\sigma}_h$) en de verticale normaalspanning ($N/A = \hat{\sigma}_{vc}'$) worden gemeten. Dit betekent dat niet de gehele spanningstoestand van het monster bekend is. Derhalve wordt aangenomen dat het horizontale (of verticale) schuifvlak het kritieke schuifvlak is. Hieruit volgen de schuifsterkteparameters (c en φ).

Recente ontwikkelingen

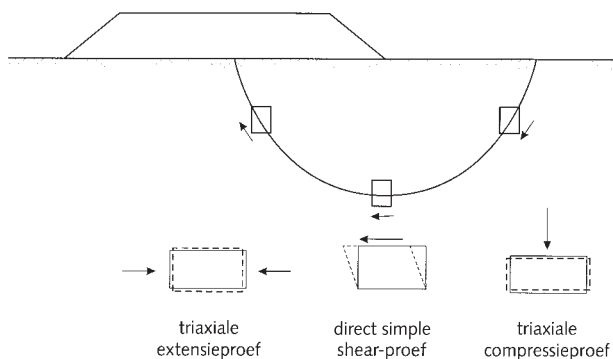
Een van de recente ontwikkelingen in de DSS-proef, is de meting van laterale spanningen in het monster (*Ref. Lateral stress measurements during static and cyclic direct simple shear testing*) met het apparaat van het NGI. Uitvoering van deze metingen tijdens de schuifproef zorgt ervoor dat de hele spanningstoestand bekend is. De resultaten van de proef komen in dat geval overeen met een triaxiaalproef.

Met de meeste schuifapparaten kan in de standaardconfiguratie niet een volledige ongedraineerde proef worden uitgevoerd, waarbij de waterspanning in de poriën wordt gemeten (*Ref. Comparison of truly undrained and constant volume direct simple shear test*). In plaats daarvan worden schuifproeven uitgevoerd, waarbij het monstervolume constant wordt gehouden. Omdat de apparatuur zijdelingse vervormingen van het monster uitsluit, hoeft slechts de hoogte van het monster constant te worden gehouden tijdens de schuifproef.

Anisotropie

De belasting in een schuifproef wordt niet door middel van extensie of compressie opgelegd maar door een schuifbelasting. Dit verschil in belasting is van belang indien de sterkte (φ en c') van een grondsoort sterk

richtingsafhankelijk is (*Ref. Construeren met grond*). In een aantal gevallen leidt het gebruik van schuifsterkteparameters uit triaxiale compressieproeven in glijvlakberekeningen tot een (te) lage veiligheidsfactor. Met name bij veen is het anisotrope gedrag erg dominant.



Figuur 4.4.7 Glijvlak en grondonderzoek

De afhankelijkheid van de belastingsrichting kan worden bewerkstelligd door gebruik te maken van verschillende proeven (zie figuur 4.4.7). Zie ook de ADP-methode in Bijlage 2. In de neutrale en mogelijk ook in de passieve zone van het glijvlak worden schuifsterkten verondersteld, die kunnen worden gemeten met simple shear- of direct shear proeven, respectievelijk triaxiale-extensieproeven.

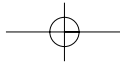
4.5 Geohydrologische aspecten

4.5.1 Inleiding

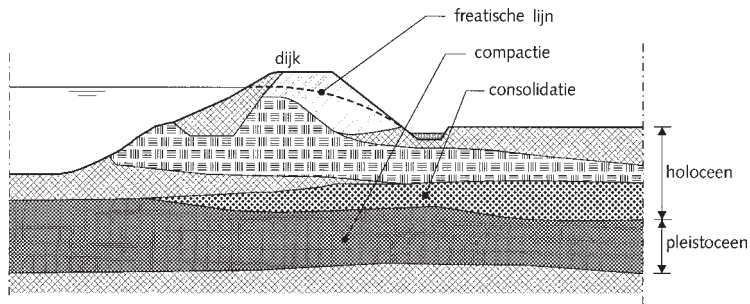
De stabiliteit van grondconstructies is vooral afhankelijk van de waterspanningen en stijghoogten in en onder het grondlichaam gedurende ontwerpbelastingen. De ontwerpbelasting voor een waterkering is meestal een maatgevende hoogwaterstand, maar kan bijvoorbeeld ook bij hevige neerslag optreden (zie § 4.6.3). De hierbij optredende waterspanningen zijn afhankelijk van de optredende grondwaterstroming door de ondergrond, welke weer afhankelijk is van de geologische gelaagdheid, de doorlatendheid, het bergend vermogen en het consolidatieproces.

4.5.2 Grondwaterstroming in het Hollandprofiel

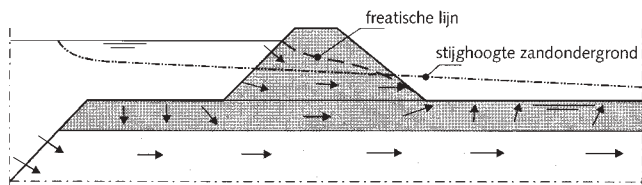
In Nederland wordt de geologie gevormd door relatief ondoorlatende en slappe toplagen (Holoceen) en eronder een relatief doorlatende en onsaamendrukbaar zandpakket (Pleistoceen): het Hollandprofiel (zie figuur 4.5.1 en § 4.2). Soms zijn ook diepere watervoerende lagen van invloed op het stromingsbeeld.



4 Grondmechanische en geohydrologische aspecten



Figuur 4.5.1 Hollandprofiel en bergingsmechanismen



Figuur 4.5.2 Grondwaterstroming in dijkprofiel en ondergrond

Meestal ligt het intreepunt van grondwater vanuit het buitenwater ter plaatse van het onbedekte voorland. Uittreding vindt vaak door de deklaag van het achterland plaats.

In die gevallen kan de grondwaterstroming globaal als volgt worden ingedeeld (zie figuur 4.5.2):

- Twee-dimensionale stroming in een verticaal vlak door het grondlichaam en de ondergrond;
- Stroming door de afdekkende laag nabij het uittreepunt is nagenoeg verticaal;
- Stroming van spanningswater in de zandondergrond is vrijwel horizontaal.

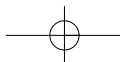
De volgende elementen worden bekeken bij de schematisatie van de stijghoogte in het grondlichaam en ondergrond:

- De stijghoogte in het Pleistoceen/watervoerend pakket;
- De ligging van de freatische lijn;
- De mate van aanpassing/indringingslengte in het slappe lagenpakket;
- De mogelijkheid van opdrijven en opbarsten en het optreden van een grenspotential onder het afsluitende pakket.

4.5.3 Aandachtspunten geohydrologische beschrijving

De volgende aspecten van de grondwaterstroming verdienen de aandacht:

- Stationaire en niet-stationaire stroming;
- Freatische of elastische berging;
- Stroming in de verzadigde capillaire zone boven de freatische lijn;



- Stroming bij laagscheidingen;
- Door deformatie (belasting-)geïnduceerde waterspanningen (zie ook § 5.2 en § 5.3);
- Hydraulische grondbreuk en grenspotential (zie ook § 5.6).

Op enkele van bovenstaande aspecten wordt nader ingegaan. Voor de overigen wordt verwezen naar (*Ref.*) *Basisopzet Technisch Rapport Waterspanningen*.

Stationaire/niet-stationaire stroming

Voor het grondwaterstromingsbeeld kan onderscheid worden gemaakt tussen stationaire en niet-stationaire grondwaterstroming. Indien de duur van de maatgevende hoogwaterstand lang is in verhouding tot de consolidatieperiode van de afdekkende lagen op de watervoerende zandlaag dient rekening te worden gehouden met stationaire grondwaterstroming en indien deze in verhouding kort is, kan met niet-stationaire grondwaterstroming rekening worden gehouden.

Als de randvoorwaarden (zeepil, rivierpeil en polderpeil) niet-stationair zijn, is de grondwaterstroming in beginsel niet-stationair. Als de reactie van het grondwaterstromingssysteem echter zo is dat de waterspanningen zich praktisch direct aan een variatie in de randvoorwaarden aanpassen, noemt men de stroming wel quasi-stationair. In dat geval kan de stroming per tijdstip als stationair worden beschouwd.

Niet-stationaire stroming wordt gekenmerkt door vertraging en demping (voor- en naïlen) van het stromingsbeeld ten opzichte van de niet-stationaire randvoorwaarden. Dit wordt veroorzaakt door berging van water in de grond en consolidatie in het Holocene pakket; hierdoor wordt de amplitude van een zich voortplantende golf gedempt.

Freatische/Elastische berging

Er kan onderscheid worden gemaakt tussen freatische berging en elastische berging. Freatische berging treedt op als bij een stijgende, vrije grondwaterspiegel de holle ruimten in het korrelskelet van de grond met water gevuld raken. De kenmerkende parameter voor freatische berging is de porositeit van de grond. Daar echter nooit alle poriën geheel met water worden gevuld, gebruikt men in dit verband een zogenaamde effectieve porositeit.

Elastische berging doet zich voor wanneer de grondwaterspanning stijgt bij gelijkblijvende gronddruk. Hierdoor neemt de korrelspanning van de grond af, en het korrelskelet dat onder invloed van de korrelspanning was ingedrukt, zal dan bij benadering elastisch uitzetten. Daardoor ontstaat extra ruimte in de poriën, die door water kan worden gevuld. Door samendrukking van poriewater ten gevolge van de drukverhoging (wat in de praktijk vrijwel nihil is) kan bovendien nog water worden geborgen. In klei is vooral de elastische berging van belang. Bij dikke kleilagen kunnen daardoor bij het passeren van een hoogwatergolf aanzienlijk lagere waterspanningen ontstaan dan bij stationaire stroming.

Bij freatisch water in een zandpakket is de elastische berging te verwaarlozen ten opzichte van de freatische berging. Bij spanningswater in zand heeft de elastische berging een merkbaar, maar meestal gering effect ten

aanzien van de demping en vertraging van een zich voortplantende drukgolf in het zandpakket.

Stroming in verzadigde capillaire zone

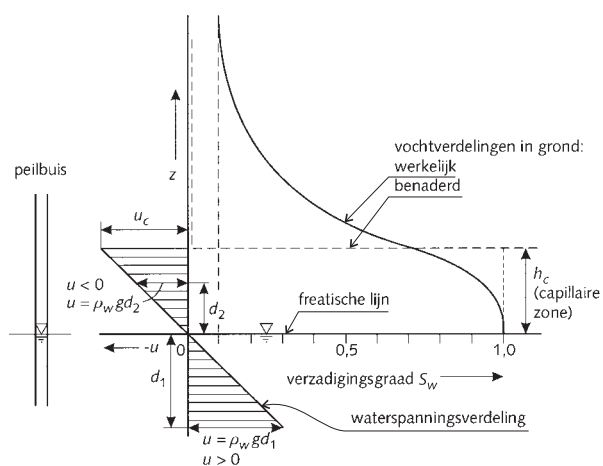
Het stromingsbeeld in grondconstructies wordt aan de bovenzijde niet begrensd door de freatische lijn. Boven die lijn is, afhankelijk van de grondsoort, een zekere zone aanwezig waarin zich door capillaire opstijging ook grondwater bevindt.

De grond direct boven de freatische lijn is in het algemeen volledig met water verzadigd, terwijl verder naar boven de verzadigingsgraad afneemt. Alleen de fijne capillairen trekken daar nog water omhoog.

Een duidelijke begrenzing van de volledige verzadigde zone boven de fretatische lijn is niet aan te wijzen. In de praktijk legt men deze grens wel bij een verzadigingsgraad S_w van ongeveer 75%.

De capillaire opstijging bedraagt in grof zand ongeveer 0,02-0,05 m, in matig fijn tot matig grof zand 0,12-0,35 m, in silt 0,70-1,50 m en in klei 2-4 m of meer.

Het grondwater in de verzadigde capillaire zone neemt op dezelfde wijze deel aan de grondwaterstroming als het water onder de freatische lijn. Bij kleidijken, waarin een grote capillaire opstijging mogelijk is, kan de stroming in het gehele dijkprofiel plaatsvinden.



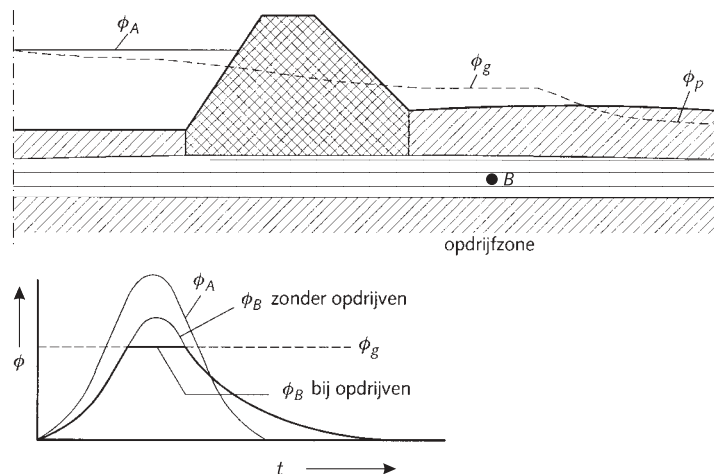
Figuur 4.5.3 Capillaire zone

Het bovenstaande is een sterke schematisering van de werkelijkheid. In de onverzadigde zone boven de freatische lijn is het stromingsmodel gecompliceerd. Het voert te ver om hier op in te gaan (Ref. *Basisopzet Technisch Rapport Waterspanningen*).

Grenspotentiaal afsluitend pakket

Als bijzonder geval moet het opdrijven van het afsluitend pakket bij hoge buitenwaterstanden worden onderkend. Aan de landzijde van een waterkering worden de potentialen in het grensvlak tussen de watervoerende

zandlaag en het afsluitende klei- en veenpakket zo groot, dat het afsluitend pakket opdrijft (zie figuur 4.5.4). De opwaartse waterdruk wordt dan gelijk aan de neerwaartse druk, dat wil zeggen het gewicht van de grondlagen binnenwaarts.



Figuur 4.5.4 Waterspanningsverloop in watervoerende laag bij opdrijven

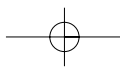
Wanneer de mechanismen opdrijven en opbarsten worden beschouwd is het gebruikelijk om de belasting en de sterkte uit te drukken in een stijghoogte. De stijghoogte waarbij juist opdrijven optreedt heet de grenspotentiaal. In § 5.6.3 wordt meer in detail ingegaan op de aspecten van opdrijven of opbarsten van een afdekkende laag.

Bij berm- en dijksloten spelen naast het laaggewicht ook andere effecten een rol (zoals boogwerking). Het feit, dat een sloot niet opbarst, kan juist ongunstige gevolgen hebben voor de stabiliteit, omdat de 'ventielwerking' van de sloot dan ontbreekt. Het is derhalve van belang, dat het laaggewicht t.p.v. de sloot voorzichtig (dus voor de stabiliteitsbeoordeling niet te laag) wordt ingeschat.

De lengte loodrecht op het grondlichaam waarover opdrijven optreedt is uiteraard sterk afhankelijk van de duur van het hoge water. Voor de analytische oplossing wordt verwezen naar (Ref.) *Basisopzet Technisch Rapport Waterspanningen*. Naar numerieke berekeningen hebben aangetoond komt deze oplossing echter tot een te grote opdrijf lengte (50 à 100% te groot). Voor een eerste indruk evenwel is de analytische berekening een bruikbare methode.

4.5.4 Modellering

Bij de modellering van grondwaterstroming wordt in eerste instantie uitgegaan van de watervoerende lagen. De in deze paragraaf genoemde modellen hebben dan ook betrekking op de watervoerende lagen. De bereke-



4 Grondmechanische en geohydrologische aspecten

ningsresultaten van deze modellen vormen de basis voor de bepaling van de waterspanningen in het slappe lagenpakket.

Modellering en realiteit

De mate waarin de uitkomst van een berekening overeenkomt met de realiteit is sterk afhankelijk van het toegepaste rekenmodel, de schematisering en de nauwkeurigheid van de parameters die in de berekening een rol spelen. De grondwaterstroming is in principe een driedimensionaal verschijnsel. In die gevallen waarbij in één richting geen grote wijzigingen optreden in geometrie, grondparameters en randvoorwaarden, is een schematisering tot twee dimensies mogelijk. De wijze waarop men schematiseert is echter ook afhankelijk van het beschouwde probleem.

Bij het oplossen van grondwaterstromingsproblemen in relatie tot grondconstructies volstaat in vrijwel alle gevallen een twee-dimensionale schematisering.

Analytische modellen

Dikwijls kan men door toepassing van eenvoudige analytische modellen een redelijk inzicht verkrijgen in de grondwaterbeweging. Voorwaarde is wel, dat het mogelijk moet zijn de differentiaalvergelijking die de stroming beschrijft, bij de gegeven randvoorwaarden langs analytische weg op te lossen. Een nadeel van de analytische oplossing is daarom dat er dikwijls een sterke schematisering van de geometrie van de te onderzoeken situatie nodig is, om tot een oplossing te komen. Het grote voordeel van het analytische model ligt vooral in het kwalitatieve inzicht dat dit model verschaft in het gedrag van de stroming, en de invloed van de diverse parameters daarop.

Numerieke modellen

De grote beperking van analytische modellen ligt, zoals gezegd in de sterke schematisatie die daarbij vaak nodig is. Dit nadeel geldt bij numerieke modellen veel minder, omdat hiermee in principe ook meerlagensystemen, en grondprofielen samengesteld uit verschillende grondsoorten, kunnen worden berekend, zowel stationair als niet-stationair.

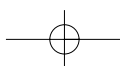
Mogelijke numerieke rekenmethoden zijn:

- Eindige-differentiemethode, expliciet of impliciet;
- Eindige-elementenmethode;
- Analytische functiemethode;
- Rand-integraalmethode.

Grafische benadering

Bij tweedimensionale quasi-stationaire grondwaterstroming door een isotroop doorlatend grondmassief kan het stromingsbeeld worden benaderd door gebruik te maken van de eigenschap dat stroomlijnen en potentiaallijnen een orthogonaal stelsel vormen: de vierkanten netmethode.

Er zijn vele modellen beschikbaar ieder met specifieke voor- en nadelen. Derhalve wordt in de praktijk vaak een combinatie van modellen gebruikt. De in de praktijk meest voorkomende modellen zijn in § 4.6.2 genoemd.



4.5.5 Peilbuiswaarnemingen en waterspanningsmetingen

Peilbuiswaarnemingen van stijghoogten in de zandondergrond en waterspanningsmetingen in slecht doorlatende grondlagen kunnen een belangrijke bron van informatie vormen bij het verkrijgen van inzicht in het geohydrologische systeem bij grondconstructies. Behalve voor rechtstreekse extrapolatie naar ontwerpomstandigheden kunnen de waarnemingen ook worden gebruikt om rekenmodellen te ijken aan omstandigheden in de werkelijkheid.

Peilbuizen lenen zich goed voor stijghoogtemetingen in de zandondergrond. Voor het meten van waterspanningen in klei zijn ze echter niet geschikt: door de berging in de buis wordt het lokale stromingsbeeld namelijk ingrijpend beïnvloed. Voor metingen in klei zijn speciale waterspanningsmeters beschikbaar.

De interpretatie van waarnemingen vraagt inzicht wil men kunnen extrapoleren naar ontwerpomstandigheden.

Men dient derhalve bij het ijken en daarna het extrapoleren van het model rekening te houden met de volgende invloeden:

- De invloed van het bereiken van de grenspotential bij de hydraulische grondbreuk ofwel het opdrijven van een laag;
- De invloed van het onder water lopen van het voorland;
- De invloed van berging;
- De invloed van het wel of niet stationaire karakter van de veranderingen van de buitenwaterstand;
- Bij het extrapoleren dient rekening te worden gehouden met mogelijke veranderingen in modelparameters in de toekomst (gaten graven in voorland, baggerwerkzaamheden e.d. buiten de eventuele beheerszone, stoppen grondwateronttrekking achter het grondlichaam etc.);
- De invloed van bodemvorming (biologische factoren, etc.).

Bij het extrapoleren kan men op twee manieren te werk gaan: men kan uitgaan van topstanden of van momentane peilbuisstanden/waterspanningen. Voor nadere informatie wordt naar het (*Ref.*) *Basisopzet Technisch Rapport Waterspanningen*.

4.5.6 Waterspanningen in watervoerende pakketten

Bij de bepaling van het waterspanningsverloop in ontwerpomstandigheden worden de volgende stappen doorlopen:

- Afhankelijk van de vorm van de geul (watervoerend pakket) wordt gekozen voor een schematisering van de geometrie van het grondlichaam en ondergrond. Daarbij kan de geul als volgt geschematiseerd worden:
 - Twee-dimensionaal in een horizontaal vlak;
 - Twee-dimensionaal in een verticaal vlak;
 - of drie-dimensionaal;
- Afhankelijk van het tijdsafhankelijk verloop van de hydraulische randvoorwaarden kan worden besloten of een stationaire berekening voldoende is of dat een tijdsafhankelijke (of cyclische) berekening zinvol is.

- Mede afhankelijk van voorgaande keuzes moet worden besloten of het model gekalibreerd dient te worden op actuele metingen (al dan niet tijds-afhankelijk), of dat wordt uitgegaan van een conservatieve inschatting op basis van een voorzichtige inschatting van de hydrologische situatie.
- Afhankelijk van het beoogde gebruik van het model (bijvoorbeeld extrapolatie naar hoog water), dienen keuzes te worden gemaakt hoe de onzekerheden (nu of in de toekomst) in de geologische schematisatie worden verwerkt.

Zo kan bijvoorbeeld voor rivierdijken in het bovenrivierengebied als uitgangspunt worden gesteld dat:

- Bij stijgende buitenwaterstand de stroming in zandige dijkprofielen, in de zandondergrond en in niet te dikke afdekkende lagen stationair is;
- Bij vallend rivierpeil rekening moet worden gehouden met een mogelijk najlen van de grondwaterbeweging in de zandondergrond.

Een uitgekende geohydrologische schematisatie stelt voorwaarden aan de beheers- en onderhoudscondities in de toekomst. Als men in de schematisatie van de geohydrologie uitgaat van uitgangspunten behorend bij het huidige stromingsbeeld, dient men bovendien verdacht te zijn op veranderende omstandigheden in de toekomst. Omdat het geohydrologisch invloedsgebied zeer groot kan zijn, kunnen activiteiten op grote afstand invloed hebben op het stromingsbeeld in en onder de waterkering. Dit geldt ook voor de uitvoering van archiefonderzoek: bij gewijzigde geohydrologische omstandigheden zijn metingen uit het verleden niet zonder meer bruikbaar. Derhalve vormt de keuze van de geohydrologische schematisatie een belangrijk uitgangspunt voor de extrapolatie naar hoogwater.

4.5.7 Waterspanningen in het slappe lagenpakket

Voor de stabiliteit van een waterkering zijn ook de waterspanningen in het afdekkende klei- en veenpakket van belang. In het algemeen worden deze waterspanningen bepaald door de ligging van de freatische lijn, de potentiaal in het onderliggende watervoerende pakket en soms ook door geïnduceerde (horizontale) deformaties.

Indien de grondwaterstroming in het slappe lagen pakket quasi-stationair wordt beschouwd en de verticale doorlatendheid in het pakket constant is, kan worden uitgegaan van een lineair verloop van de waterspanningen over de diepte.

Het verloop is meestal niet hydrostatisch, maar sluit aan bij de jaargemiddelde potentiaal in het watervoerende pakket. Variaties in de potentiaal in het watervoerende pakket leiden tot variaties in de waterspanningen aan de onderkant van de slappe lagen.

Vanwege de dikte van het slappe lagenpakket dat de watervoerende zandlaag afdekt, is de grondwaterstroming bij vrij kort durende belastingen tengevolge van hoogwatergolf en getij niet-stationair: de tijd die het stationaire regime nodig zou hebben om zich in te stellen hangt af van de hydrodynamische periode van het afdekkend pakket, en is meestal veel groter dan de duur van de hoogwaterstand onder maatgevende omstandigheden.

Indringingslengte

De hoogte waarover de waterspanningsvariaties van betekenis zijn, heet de indringingslengte. Voor de stabiliteitsberekeningen mag men aannemen dat het waterspanningsverloop over deze indringingslengte lineair is. De grootte van de indringingslengte hangt af van de geohydrologische parameters en het verloop van de waterstand; voor de bepaling van de indringingslengte wordt naar het (Ref.) *Basisopzet Technisch Rapport Waterspanningen* verwezen. Voor een plotselinge waterstandswijziging ligt de indringingslengte in de meeste gevallen (afhankelijk van de consolidatiecoëfficiënt en de duur van de waterstandswijziging) tussen de 0,5 en 3m.

Boven de indringingslengte blijven de waterspanningen in het semi-permeabele pakket onder en achter het grondlichaam bij een relatief kort durende hoogwaterstand gelijk; dit is een gevolg van de geringe doorlatendheid en samendrukbaarheid van de slappe laag. Ten behoeve van de berekening van de indringingslengte in het afdekkende klei- en veenpakket moet de consolidatiecoëfficiënt van dit pakket worden vastgesteld.

Opdrijven of opbarsten afdekkende lagen

Bij opdrijven of opbarsten van afdekkende lagen - ook bij dikke, slecht doorlatende pakketten - is er een stationaire opwaartse grondwaterstroming; de waterspanningsverdeling over de laag verloopt lineair, vanaf nul aan het maaiveld tot de waarde van de waterspanning in de zandondergrond, aan de onderzijde van de laag (zie ook § 5.6.3).

4.6 Waterspanningen bij ontwerpbelasting

4.6.1 Inleiding

Bij de stabiliteitsberekeningen spelen de ligging van de freatische lijn en de waterspanningen in het grondlichaam en ondergrond een belangrijke rol. In de berekeningen worden ontwerpwaarden voor de geometrische-, grondmechanische- en hydrologische parameters ingevoerd. De berekende stijghoogten en waterspanningen mogen dan als ontwerpwaarden worden beschouwd. Zo wordt bijvoorbeeld de intreelengte bij buitendijkse afdekkende lagen in het bovenrivierengebied niet groter genomen dan 50 à 100 m. Echter als ontgrondingen redelijkerwijs uitgesloten zijn, kan bij brede uiterwaarden een grotere intreelengte in rekening worden gebracht.

In deze paragraaf worden drie belastingssituaties nader toegelicht. Daarbij staat de bepaling van de ontwerpwaarden voor de waterspanningen centraal.

Er wordt onderscheid gemaakt naar oorzaak van de waterspanningen:

- Geohydrologie (maatgevende hoogwaterstanden en extreme neerslag);
- Respons op toename grondspanningen (ophogingswerkzaamheden in de uitvoeringsfase, geïnduceerde horizontale deformaties).

Bij hoogwater en hevige neerslag hangen de waterspanningen samen met de geohydrologische situatie. Derhalve vormt de geohydrologische model-

lering de basis voor de bepaling van de waterspanningen.

In de uitvoering zijn de waterspanningen het gevolg van een toename van de grondspanningen, die een directe toename geven van de waterspanningen in het slappe lagenpakket (consolidatieproces).

Een combinatie van ontwerpbelastingen wordt niet beschouwd. Dit betekent dat er vanuit wordt gegaan dat het optreden van het ontwerppeil en het tijdstip van extreme neerslag niet samenvallen.

4.6.2 Hoogwater

In de situatie van hoogwater zijn de volgende aspecten van belang:

- Maatgevende hoogwaterstand (MHW);
- Hoogte freatisch vlak.

De waterspanningen tijdens MHW kunnen in watervoerende lagen met behulp van rekenmodellen worden bepaald.

In het geval dat zich onder 'normale' condities een opbolling van de freatische lijn bevindt in het grondlichaam, dient men ook bij hoogwater rekening te houden met deze opbolling.

In tabel 4.6.1 zijn enkele rekenmodellen vermeld, die in de praktijk veelvuldig gebruikt worden. Omdat ieder model zijn specifieke eigenschappen en toepassingen heeft, is een juiste keuze van het model van belang. Vaak is voor de bepaling van de waterspanningen een combinatie van modellen benodigd.

Het model Watex is een analytisch tijdsafhankelijk model. Micro-fem is een numeriek model, waarin de buitenrandvoorwaarde tijdsafhankelijk kan worden ingevoerd. Watex en Micro-fem worden toegepast voor de voorspelling van de stijghoogte in de watervoerende pakketten. Daarbij wordt de stijghoogte binnen een watervoerend pakket over de verticaal constant verondersteld.

Mseep en Seepw zijn numerieke modellen, die bovendien veel gebruikt worden om de freatische lijn te bepalen. Seepw houdt daarnaast rekening met elastische berging.

	Geometrie	Hydr. Rvw.	Type	Toepassing
Watex	Quasi-2D in vert. vlak	niet-stationair (blok golf)	analytisch	watervoerend pakket
Micro-fem	Quasi-3D	niet-stationair	numeriek	watervoerend pakket
Seepw	2D	niet-stationair	numeriek	freatische lijn of spanningsmeter
Mseep	Quasi-3D	stationair	numeriek	freatische lijn of spanningswater

Tabel 4.6.1 Enkele rekenmodellen

Voor het gebruik van metingen voor extrapolatie tot ontwerpbelasting wordt verwezen naar het (Ref.) *Basisopzet Technisch Rapport Waterspanningen*.

Op basis van de bepaling van de stijghoogte in de watervoerende pakketten en de gemiddelde waterspanningen in het slappe lagenpakket wordt de waterspanning gedurende hoog water in het slappe lagenpakket bepaald. Voor de methodiek wordt verwezen naar § 4.5.6.

4.6.3 Extreme neerslag

Behalve de invloed van het ontwerppeil op de waterspanningen, dient ook de invloed van extreme neerslag in een evenwichtsbeschouwing te worden betrokken. Door langdurige waterspanningsmetingen in de kruin en de teen van grondconstructies is het mogelijk inzicht te krijgen in het effect van neerslag. Daarbij kan eveneens gebruik worden gemaakt van modellen, die in § 4.6.2 zijn genoemd. Door extrapolatie van het verband tussen de hoeveelheid neerslag en de stijging van de waterspanning kunnen dan de effecten van extreme neerslag worden voorspeld. Naast waterspanningen dient dus ook de hoeveelheid neerslag in een bepaalde natte periode ter plaatse te worden gemeten. Globaal zullen de volgende effecten optreden:

- Freatische lijn ter plaatse van de binnenkruinlijn en het binnentalud van de kleidijk stijgt met 0,5 à 1,0 m ten opzichte van de freatische lijn onder normale omstandigheden;
- Polderpeil stijgt tot aan de gemiddelde maaiveldhoogte ter plaatse van de laagste gedeelten van de polder; hierbij wordt verondersteld dat tevens de bemaling van de polder uitvalt;
- Invloed van de verhoging van de freatische lijn op de waterspanning in dieper gelegen slappe lagen neemt met de diepte af.

Het effect van extreme neerslag is nog niet diepgaand onderzocht.

4.6.4 Buitenwaartse stabiliteit

Voor de stabiliteit van het buitentalud is een ongunstige combinatie van hoge grondwaterstand in de dijk na een snelle daling van de waterstand voor het grondlichaam of de situatie bij extreme neerslag bepalend. Voor de dijken in het beneden- en bovenrivierengebied kan worden gesteld dat deze situatie optreedt bij vallend water en een naijlend waterspanningsbeeld in de dijk. Voor het benedenrivierengebied wordt aanbevolen uit te gaan van de situatie na een val van 1 dag. Voor het bovenrivierengebied wordt aanbevolen uit te gaan van een situatie na een val van 10 dagen. Bij zee- en meerdijken kan worden uitgegaan van en val naar een niveau van GLW respectievelijk SP over een periode van de halve stormduur ($1/2 t_s$) zoals in de *Leidraad Zee- en meerdijken* is aangegeven. De stormduur t_s varieert tussen 35 en 45 uur.

4.6.5 Ophogingswerkzaamheden in de uitvoeringsfase

Wateroverspanningen in de uitvoeringsfase hebben in eerste instantie weinig met de geohydrologische beschrijving te maken. Wel vormt de geohydrologische beschrijving een 'randvoorwaarde', waarop de wateroverspanningen ten gevolge van ophoogwerkzaamheden worden gesuperponeerd. Bij het aanbrengen van ophogingen voor aanleg of versterking van grondconstructies wordt de sterkteafname in eerste instantie vooral bepaald door de toename van de waterspanningen. Theoretisch gesproken zullen de wateroverspanningen door het consolidatieproces mettertijd afnemen (§ 4.3.8), met als gevolg een toename van de effectieve spanningen ofwel de sterkte. De waterspanningen kunnen evenzo in de tijd toenemen door neerslag of vervormingen, met name in grondconstructies op zeer slappe ondergronden. Indien de initiële sterkte onvoldoende is om de totale aanvulling te dragen; dan is een gefaseerde uitvoering gewenst, zodat gebruik kan worden gemaakt van het geleidelijk toenemen van de effectieve spanningen in de ondergrond, en daarmee van de sterkte. Een overzicht van uitvoeringsaspecten is in hoofdstuk 10 gegeven.

5 Faalmechanismen

5.1 Inleiding

In (Ref.) *Grondslagen voor waterkeren* wordt in § 7.3 een overzicht gegeven van faalmechanismen voor waterkerende grondconstructies. In dit hoofdstuk zullen deze mechanismen meer in detail worden beschreven. Rekenmethodieken voor het ontwerpen van grondconstructies worden behandeld. Daarbij zal een onderscheid worden gemaakt tussen ontwerpregels en geavanceerde rekenmodellen. De ontwerpregels worden in detail besproken, van de geavanceerdere methoden wordt alleen het toepassingsgebied en de extra details beschreven ten opzichte van de ontwerpregels. Waar nodig zal het verschil tussen toetsen en ontwerpen van een dijk worden aangegeven. Er wordt uitgegaan van het ontwerpen van een dijk, omdat de rekenmethoden voor ontwerpen en toetsen in principe niet van elkaar verschillen. Echter voor sommige mechanismen kan de tijd effect hebben op het mechanisch gedrag van grondconstructies. Voor het toetsen zelf wordt verwezen naar de (Ref.) *Leidraad Toetsen op Veiligheid*. In dit hoofdstuk komen de volgende onderwerpen aan de orde:

- Kruinhoogte;
- Binnenwaartse en buitenwaartse macrostabiliteit;
- Microstabiliteit;
- Stabiliteit door golfoverslag;
- Zandmeevoerende wellen;
- Stabiliteit vooroever.

Bij elk onderwerp wordt aandacht besteed aan verbeteringsmaatregelen. Aan het eind van dit hoofdstuk is de ontwerper in staat om een eerste ontwerp te maken. Vervolgens wordt het ontwerp getoetst aan het programma van eisen waarna het ontwerp geoptimaliseerd kan worden, eventueel met behulp van hoofdstuk 6.

Bij de beoordeling van de sterkte of de stabiliteit van grondconstructies zijn de volgende aspecten van belang:

- De belastingen op grondconstructies (hoofdstuk 3);
- De sterkte-eigenschappen van grond (§ 4.3);
- Het rekenmodel voor de controle op al of niet overschrijden van de grenstoestand bezwijken (hoofdstuk 5);
- De geometrie van de grondconstructie (hoofdstuk 6).

Voor het beoordelen van een te bouwen of bestaande grondconstructie kunnen verschillende methodes worden toegepast. De klassieke deterministische beoordeling wordt tot op de dag van vandaag toegepast. Een methode, uitgaand van een inundatiekansbenadering, is in ontwikkeling deze methode wordt beschreven in het (Ref.) *Grondslagen voor waterkeren*.

5 Faalmechanismen

5.2 Kruinhoogte

5.2.1 Inleiding

Voor de bepaling van de aanleghoogte van grondconstructies zijn niet alleen de mechanismen overlopen en golfoverslag van belang, maar ook de zetting en de te verwachten vervormingen door kruip van de grond. De aanleghoogte is de hoogte van de kruin onmiddellijk na het gereedkomen van de aanleg of de verbetering van de kering.

In § 5.2.2 wordt aandacht besteed aan de aanleghoogte van de kruin van een dijkprofiel. De paragrafen 5.2.3 en 5.2.4 behandelen respectievelijk zetting en horizontale deformaties. In § 5.2.5 wordt ingegaan op de aanleghoogte van de kruin van bijzondere constructies.

5.2.2 De aanleghoogte van de kruin

De aanleghoogte van de kruin wordt enerzijds bepaald door maatgevende hoogwaterstanden (§ 3.3.2), hoogwaterstijging (§ 3.3.4), lokale waterstandsverhogingen (§ 3.3.5), golfoverslaghoogte (§ 3.3.6) en anderzijds door de sterkte-eigenschappen van de grond (§ 5.2.3). Bovendien spelen de geometrie van het buitentalud en de tijd een relevante factor bij de kwantificering van de aanleghoogte. Meer informatie hierover kan worden gevonden in § 5.2 van *Leidraad Zee en Meerdijken*, hoofdstuk 6 van *Leidraad voor het ontwerpen van rivierdijken deel 2* en § 8.1 van *Leidraad voor het ontwerpen van rivierdijken deel 1*.

5.2.3 Zetting

Als gevolg van de aanleg of de verhoging van een waterkering treden twee soorten vervormingen op:

- Zetting (of verticale vervormingen), als gevolg van zetting van de ondergrond en klink van het ophoogmateriaal;
- Horizontale vervormingen in, onder en naast de dijk; de vervormingen kunnen leiden tot belasting van constructies in en nabij de waterkering zoals leidingen en funderingen van gebouwen (§ 5.2.4).

Zetting kan als een faalmechanisme van de waterkering worden beschouwd als wordt bedacht dat bij een te grote zetting van de kruin in de loop van de tijd overlopen kan ontstaan of een grotere hoeveelheid overslag kan optreden dan waarop de sterkte van het binnentalud is gedimensioneerd.

Als men verwacht dat de horizontale deformaties beperkt zullen blijven, wordt aanbevolen de zettingen te berekenen met de methode zoals beschreven in § 4.3. De benodigde samendrukkingsconstanten kunnen worden bepaald uit samendrukkingsproeven. Voor wat betreft de keuze van de te hanteren ontwerpwaarden kan het volgende worden opgemerkt.

Kruin

De kruindaling van grondconstructies zal niet als gemiddelde bekend moeten zijn, maar als maximaal bedrag van een aantal punten, omdat geen enkel punt beneden de dijktafelhoogte mag dalen. Daarom zou in principe moeten worden gerekend met de karakteristieke waarden voor de samendrukkingscoëfficiënten en de bijbehorende materiaalfactoren.

Indien de zettingen gedurende de uitvoeringsperiode worden geobserveerd door middel van zakbaken, zodat het mogelijk is de in de ontwerpfase berekende overhoogte gedurende de uitvoeringsfase bij te stellen, mag met de rekenkundige gemiddelde waarde van de samendrukkingsconstante worden gewerkt.

Het profiel van grondconstructies moet gedurende een onderhoudstermijn van 50 jaar in stand blijven. Daar zetting een tijdsafhankelijk proces is, dienen de zettingsberekeningen daarop te worden afgestemd. De totale zetting wordt berekend, dat wil zeggen: de primaire zetting die optreedt gedurende de hydrodynamische periode plus de secundaire zetting over een periode van 50 jaar (zie § 4.3.8). In de berekeningen moet het extra gewicht worden verdisconteerd van de overhoogte die nodig is om de voorspelde zetting te compenseren.

Een deel van de zetting treedt reeds op tijdens de uitvoering. Afhankelijk van de duur van de consolidatie (de hydrodynamische periode) en de fasering van de uitvoering en de eventueel toegepaste grondverbeteringstechniek kan hier in de ontwerpfase een verwachting voor worden uitgesproken.

Glooiing en bermen

Behalve de zetting van de kruin is het ook van belang inzicht te hebben in de te verwachte zetting van andere punten in het dwarsprofiel van het grondlichaam, denk bijvoorbeeld aan zetting van de glooiing en bermen. Bij de aanleg van een nieuwe grondconstructie op een maagdelijke vlakke ondergrond speelt het probleem dat in ieder punt van het dwarsprofiel de belastingtoename op de ondergrond (en die bepaalt mede de zetting) anders is. Bij grondverbetering is het probleem nog complexer, daar het nieuwe profiel naast en gedeeltelijk over het oude profiel wordt gelegd. Voor dat geval is in ieder punt van het dwarsprofiel behalve de belastingtoename ook de initiële spanningstoestand anders. In de berekeningen kan hiermee rekening worden gehouden.

Voor de bepaling van het twee-dimensionale gedrag van grond is de eindig-elementenmethode een nuttig hulpmiddel. De meeste voor de praktijk beschikbare programma's gebruiken elasto-plastische grondmodellen. Het gebruik van een eindig elementen model vereist ervaring en geotechnische kennis voor wat betreft de parameterkeuze, de schematisatie en de interpretatie van de resultaten (zie ook § 4.3)

Restzetting

Naast de totale zetting van de kruin, is met name inzicht in de te verwachte restzetting van belang. Restzetting is de te verwachte zetting met inbegrip van kruip na het gereedkomen van de dijkverzwaring. Zeker bij een snelle uitvoeringstermijn kan deze restzetting groot zijn. Ongelijke restzetting in het dwarsprofiel van de glooiing zal in het algemeen zeer onge-

wenst zijn (denk bijvoorbeeld aan spleetbreedte en klemkracht tussen de harde elementen van de bekleding).

In voorkomende gevallen kan afhankelijk van de mogelijkheden het toepassen van verticale drainage (versnelling van het zettingproces) of het verlengen van de uitvoeringsperiode worden overwogen. Zelfs kan de tracékeuze door dit aspect worden beïnvloed. Een buitenwaartse versterking met een geheel nieuwe glooiing is in dit verband problematischer dan een binnenwaartse versterking waarbij ter plaatse van de bestaande glooiing geen of nauwelijks zetting plaatsvindt.

De werkelijke zettingen kunnen afwijken van de berekende zettingen. Het is daarom zinvol de zettingen vanaf het aanbrengen van de ophogingen te blijven volgen met behulp van zakbaken. Het is dan gebruikelijk om kort voor het aanbrengen van de laatste ophoging de zetting opnieuw te voorspellen, maar nu aan de hand van de verkregen zakbaakgegevens. Voor het geven van een juiste zettingsprognose zijn naast de zakbaakgegevens ook gegevens nodig over het verloop van de waterspanningen. In hoofdstuk 10 wordt nader ingegaan op deze uitvoeringsbegeleiding.

Klink

De te verwachte klink van vers aangebrachte grond is slechts bij benadering te bepalen. Voor de klink van klei wordt een waarde van 10% van de ophoging aanbevolen. Bij zorgvuldige uitvoering en verdichting kan deze waarde worden teruggebracht tot 5%. Bij toepassing van ongerijpte klei dienen veel hogere percentages te worden aangehouden. Overigens valt het gebruik van niet volledig gerijpte klei sterk te worden ontraden, bijvoorbeeld in verband met ongewenste scheurvorming (zie verder *Ref. Technisch Rapport Eisen klei voor dijken*). Voor de klink van zandophogingen wordt dikwijls een waarde van 5% gehanteerd, maar bij een goede verdichting is deze klink verwaarloosbaar klein, zeker in vergelijking met de zettingen van de ondergrond.

Indien het zand door middel van spuiten in het werk is gebracht (en niet meer wordt geroerd) kan van een klinkpercentage van enkele procenten worden uitgegaan.

Bodemdaling

Bodemdaling treedt op door oxidatie van organische bestanddelen in bijvoorbeeld veen. Een bijzondere vorm van verticale vervorming kan bodemdaling door wateronttrekking (bijvoorbeeld het aanpassen van het polderpeil) of winning van delfstoffen zijn. Effecten hiervan kunnen dermate grote vormen aannemen dat, als dit is te voorzien, het noodzakelijk is deze mee te nemen bij de vaststelling van de aanleghoogte van het grondlichaam. Een concreet geval is de bodemdaling in de Provincie Groningen. Hier vindt sinds 1963 aardgaswinning plaats waarvan de invloed (in de vorm van bodemdaling) zich voordoet tot onder de zeedijk. Gebaseerd op de meest recente gasproductieverwachting voor het Groningerveld, wordt voorzien dat omstreeks het jaar 2050 de bodemdaling als gevolg van gaswinning in het centrum van het veld een waarde in de orde van 40 cm zal bereiken. Ter plaatse van de zeewering betekent dit bijvoorbeeld bij Delfzijl een zakking van circa 30 cm.

De prognoses worden per 5 jaar op grond van metingen geactualiseerd en openbaar gemaakt. De prognoses houden géén rekening met andere vormen van maaiveldaling. Indien bijvoorbeeld een polderpeil wordt verlaagd om de gevolgen van bodemdaling voor de drooglegging van landbouwgronden te compenseren, wordt met de extra daling die daarvan het gevolg is, géén rekening gehouden. Hoewel meestal van geringe invloed wordt erop gewezen dat de bodemdaling óók consequenties heeft voor de stabiliteit van het grondlichaam bij maatgevende omstandigheden.

5.2.4 Horizontale vervormingen

Ten gevolge van de aanleg of verhoging van een grondconstructie treden niet alleen zettingen van de ondergrond op, maar ook horizontale grondverplaatsingen in, onder en naast het grondlichaam. Opgemerkt dient te worden dat horizontale deformaties rondom het IJsselmeer, in het bovenrivierengebied en langs de zeekust een wat minder belangrijke rol spelen dan in het benedenrivierengebied waar de voorkomende klei- en veenpakketten in het algemeen slapper en dikker zijn. Bovendien komt minder bebouwing voor in de directe nabijheid van de waterkeringen.

In de literatuur zijn verschillende analytische relaties voorhanden voor horizontale verplaatsingen in een lineair-elastisch geval onder invloed van een strookvormige belasting zoals een dijklichaam die uitoefent op de ondergrond. Het wordt echter aanbevolen de horizontale verplaatsingen te berekenen met behulp van elementenprogramma's, waarin het elasto-plastische gedrag van grond is verdisconteerd (zie § 4.3).

Horizontale verplaatsingen kunnen invloed hebben op reeds aanwezige constructies en objecten. Hierop wordt in hoofdstuk 8 teruggekomen.

5.2.5 De aanleghoogte van de kruin bij bijzondere constructies

Het vertalen van het overslagdebiet in een aanleghoogte kan bijzonder complex van aard zijn bij bijzondere constructies. Hoofdstuk 3 wijst hierin de weg voor taluds en, in beperkte mate, voor verticale wanden. Meer informatie is te vinden in de (Ref.) *Leidraad Waterkerende kunstwerken en bijzondere constructies*. In veel gevallen zal specialistische hulp, eventueel aangevuld met modelonderzoek, nodig zijn.

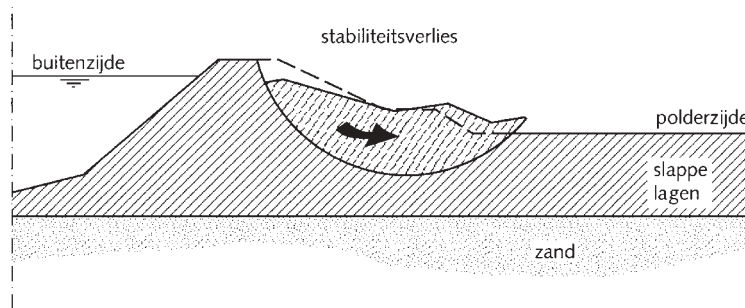
5.3 Macrostabiliteit

5.3.1 Inleiding

Onder de stabiliteit van een grondlichaam wordt in deze paragraaf verstaan: de weerstand tegen afschuiving van grote delen van het grondlichaam langs rechte of gebogen glijvlakken, dan wel het evenwichtsverlies ten gevolge van het ontstaan van grote plastische zones. Met andere woorden: 'Het vermogen om belastingen te weerstaan zonder functieverlies ten gevolge van te grote vervormingen'.

Voor analyse van de macrostabiliteit zijn de volgende gegevens nodig (zie ook hoofdstuk 4):

- Geometrie, dat wil zeggen het ingemeten dwarsprofiel van de waterkering;
- Laagopbouw van de ondergrond en het dijklichaam;
- Volumiek gewicht en de (representatieve) sterkte-eigenschappen voor elke laag;
- Belasting: maatgevende ligging van de freatische lijn en waterspanningsverloop in de ondergrond.



Figuur 5.3.1 Afschuiving binnentalud

De sterkte-eigenschappen en de waterspanningen in en onder grondconstructies bepalen de weerstand tegen afschuiven (zie paragrafen 4.3, 4.5 en 4.6). Dit hoofdstuk gaat nader in op de methoden waarmee sterkte en belasting tegen elkaar kunnen worden afgewogen bij het onderzoeken van de stabiliteit van een waterkering; waar nodig wordt verwezen naar de standaard literatuurlijst voor een meer uitgebreide beschrijving. Voorafgaande aan de beschrijving van de toe te passen methoden, in de paragrafen 5.3.3, 5.3.4 en 5.3.5, wordt in § 5.3.2 een algemene beschouwing gegeven. Paragraaf 5.3.6 besteedt aandacht aan verbeteringsmaatregelen.

5.3.2 Nadere beschouwing macrostabiliteit

Algemeen

Met macrostabiliteit wordt het afschuiven van grote delen van een grondlichaam bedoeld. Dit afschuiven gebeurt langs rechte of gebogen glijvlakken dan wel door plastische zones, waarin door overbelasting geen krachten-evenwicht meer aanwezig is.

De mate van vervorming speelt een belangrijke rol, vanwege de vaak grote stijfheidverschillen tussen enerzijds de bekleding en de grondlagen daaronder en anderzijds de grondlagen achter de kering.

Voor de stabiliteitsbeoordeling staan twee verschillende wegen open:

- Glijvlakberekeningen
- Eindige-elementenmethode

ad a. In de adviespraktijk wordt veelvuldig gebruik gemaakt van glijvlakberekeningen voor een min of meer routinematige beoordeling van bestaande of nieuw ontworpen grondprofielen.

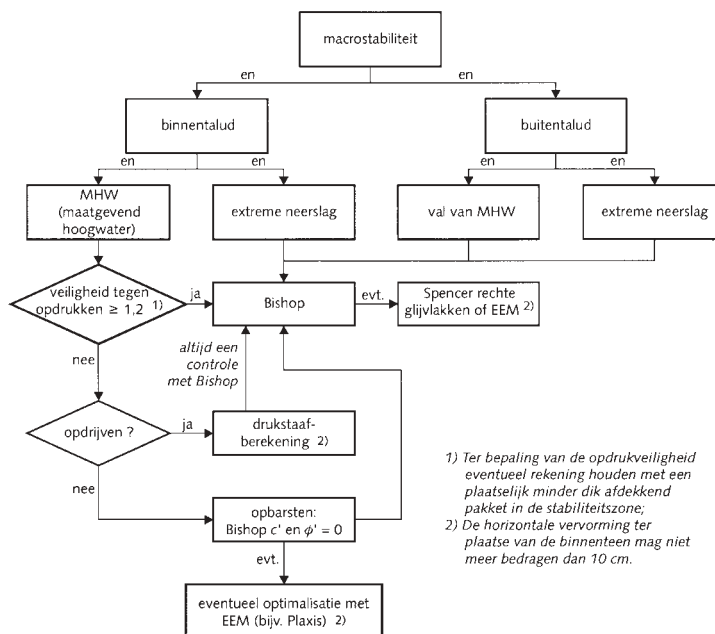
Deze aanpak leidt in normale situaties tot een voldoende betrouwbaar resultaat en is erg aantrekkelijk door de relatieve eenvoud van het rekenmodel in vergelijking met een eindige-elementenmethode.

ad b. Bij een eindige-elementenmethode moet in elk punt van de grond de spanningstoestand worden bepaald. Vanwege het statisch onbepaalde karakter van grondconstructies moeten hierbij ook de vervormingen van de grond worden betrokken.

De spannings-vervormingsrelaties van de grond moeten dus bekend zijn. Het voordeel van deze benadering is, dat de berekening zelf de zone aangeeft waar het potentiële glijvlak zich ontwikkelt, terwijl een vrij volledig inzicht wordt verkregen in de spanningen en vervormingen in het grondmassief.

Belastinggevallen

Voor de macrostabiliteit zijn verschillende belastinggevallen te onderscheiden (zie stroomschema in figuur 5.3.2). Zo dient zowel de stabiliteit van het binnentalud als de stabiliteit van het buitentalud te worden beschouwd. Een ander onderscheid dat gemaakt kan worden is dat tussen de stabiliteit in de bouwphase en de stabiliteit in de eindfase.



Figuur 5.3.2 Stroomschema beoordeling macro-stabiliteit

5 Faalmechanismen

Stabiliteit binnentalud

Voor de stabiliteit van het binnentalud is of de situatie bij maatgevend hoogwater of de situatie bij extreme neerslag bepalend. In § 4.5 is aangegeven dat het tijdsafhankelijke karakter van de grondwaterstroming in rekening kan worden gebracht. Hierbij kan als randvoorwaarde gebruik worden gemaakt van het waterstandsverloop bij maatgevende belasting zoals in § 3.3.3 is weergegeven. Met name langs de kust en in het benedenriviereengebied kan dit van grote invloed zijn.

Bij het beschouwen van de macrostabiliteit van het binnentalud tijdens de situatie van maatgevend hoogwater dient onderscheid te worden gemaakt tussen het geval dat afdekkende klei- en veenlagen op een ondergrond door hoge potentialen in het watervoerende pakket al dan niet worden opgedrukt (zie 'stabiliteit bij opdrijven en opbarsten' in § 5.3.3 en § 5.6.3).

Stabiliteit buitentalud

Voor de stabiliteit van het buitentalud is een ongunstige combinatie van hoge grondwaterstand in de dijk bij een snelle daling van de waterstand voor de dijk, of de situatie bij extreme neerslag bepalend.

De relatie tussen de macrostabiliteit van het buitentalud enerzijds en zettingsvloeiing en afschuiven van de vooroever anderzijds wordt behandeld in § 5.7.

Voor het waterspanningsbeeld wordt verwezen naar § 4.5.4.

Stabiliteit tijdens de uitvoering

Naast beoordeling van een dijkversterkingsontwerp voor de volledig geconsolideerde eindsituatie, dient ook de stabiliteit gedurende de verschillende uitvoeringsfasen te worden berekend. Dat is om twee redenen van belang: ten eerste om na te gaan of de veiligheid tegen dijkdoorbraak als gevolg van instabiliteit gedurende de uitvoeringsfase voldoende gewaarborgd is, en vervolgens om na te gaan of het beoogde ontwerp inderdaad technisch realiseerbaar is, en in welk tempo de diverse ophogingslagen kunnen worden aangebracht. De uitvoeringsstabiliteit wordt verder behandeld in § 10.5 en § 10.6.

Men moet zich realiseren dat de eindsituatie, zijnde 100% consolidatie, pas na lange tijd wordt bereikt. Dus gedurende een langere periode heeft de waterkering een lagere veiligheid.

5.3.3 Glijvlakberekeningen

Algemeen

De glijvlakberekeningen (analytische methoden) geven niet rechtstreeks het potentieel meest gevaarlijke glijvlak. Het glijvlak wordt als randvoorwaarde aan de berekening opgelegd. Uit de resultaten van berekeningen bij een aantal opgegeven glijvlakken kan het potentieel meest gevaarlijke glijvlak, dat is het vlak met de laagste veiligheid tegen afschuiven, worden bepaald.

Er bestaan verscheidene berekeningsmethoden, die te onderscheiden zijn naar de vorm van de beschouwde glijvlakken en naar de schuifspannings-

verdeling die langs het glijvlak in rekening wordt gebracht. De meeste glijvlakmethoden gaan uit van cirkelvormige glijvlakken. In het algemeen zijn de rekenmethoden twee-dimensionaal van opzet; in de richting loodrecht op de doorsnede wordt het glijvlak naar beide zijden oneindig uitgestrekt gedacht. In de dagelijkse adviespraktijk wordt deze methode veelvuldig toegepast.

In CUR 162 (*Ref. Construeren met grond*) is beschreven hoe de macrostabiliteit van grondlichamen kan worden berekend met behulp van cirkelvormige glijvlakken volgens de methode Bishop.

Er kunnen omstandigheden zijn waarbij het afschuiven langs een cirkelvormig glijvlak niet als meest ongunstige geval kan worden aangemerkt. Indien in de ondergrond een grondlaag van beperkte dikte aanwezig is met relatief geringe sterkte-eigenschappen zal de stabiliteit niet alleen moeten worden gecontroleerd op afschuiving langs cirkelvormige glijvlakken maar ook op afschuiving langs een min of meer horizontaal glijvlak door de genoemde relatief slechte grondlaag. Dit kan ook optreden indien door een hoge stijghoogte in het watervoerende pakket het afdichtende slappe lagen pakket opdrijft. Hoewel dit laatste in de meeste voorkomende gevallen wordt afgevangen door afhankelijk van de opdrukveiligheid ($<1,20$) te kiezen voor een niet cirkelvormig glijvlak rekenmodel, dient men er op bedacht te zijn dat ook bij hogere opdrukveiligheden niet cirkelvormige glijvlakken maatgevend kunnen zijn. Hier kan bijvoorbeeld worden gedacht aan de situatie met dijk- of berm sloten met een steil talud (zie § 5.6.3).

Het grote verschil met de cirkelvormige glijvlakberekeningen is dat het horizontaal evenwicht wordt bekeken in plaats van het momentenevenwicht. Deze beschouwing wordt de methode Spencer genoemd en wordt beschreven in CUR 162 (*Ref. Construeren met grond*). Evenals bij een Bishop-analyse wordt bij deze methode het glijvlak als randvoorwaarde aan de berekening opgelegd.

Opgemerkt wordt dat de vervormingen langs het glijvlak in deze analytische glijvlakbenadering overal gelijk zijn. Bij een heterogeen grondprofiel met grote stijfheidsverschillen zijn de gemobiliseerde schuifspanningen in werkelijkheid niet overal gelijk. In veel gevallen zal hieruit volgen dat men zal moeten rekenen met een residuele schuifsterkte van het relatief stijve materiaal in en onder het grondlichaam (actieve zone). Als alternatief kan de ADP-methode (zie § 4.3.6 en Bijlage 2) worden genoemd (hiermee is echter weinig ervaring opgebouwd).

Grondgedrag tijdens afschuiven

Om het grondgedrag tijdens afschuiven te beschrijven is een drietal analysemethoden mogelijk:

1. Een gedraineerde spanningsanalyse;
2. Een ongedraineerde totaalspanningsanalyse (op basis van de c_u methode);
3. Een ongedraineerde effectieve spanningsanalyse op basis van gemeten of voorspelde water(over)spanningen.

ad 1. Een gedraineerde spanningsanalyse is geldig voor situaties waar zowel het grondlichaam en de ondergrond uit goed doorlatende grond bestaat c.q. geen wateroverspanningen worden gegenereerd ten gevolge van belasting. Dit laatste betekent dat de gedraineerde analyse ook mag worden gebruikt voor de beoordeling van dijkconstructies op slecht doorlatende gronden onder de voorwaarde dat de ondergrond volledig is geconsolideerd (eindsituatie) en er bij extreme omstandigheden geen wateroverspanningen worden gegenereerd. Als schuifsterkte wordt de gedraineerde cohesie (c') en de gedraineerde hoek van inwendige wrijving (φ) ingevoerd.

ad 2. Een ongedraineerde totaalspanningsanalyse wordt toegepast in situaties met slecht doorlatende gronden, waar ten gevolge van belasting wateroverspanningen worden gegenereerd die tijdens de uitvoeringsperiode niet of nauwelijks consolideren. De ongedraineerde schuifsterkte (f_{undr} of c_u) wordt bepaald voordat een belastingverandering optreedt of wordt aangebracht. De wijze waarop de ongedraineerde schuifsterkte kan worden bepaald is beschreven in § 4.3. Opgemerkt wordt dat in de eindige-elementen methode een c_u -analyse kan worden uitgevoerd door de actuele c_u -waarde in te voeren.

ad 3. Een ongedraineerde effectieve spanningsanalyse kan worden opgevat als een gedraineerde analyse gecombineerd met een ingevoerde wateroverspanning. In deze analyse worden gedraineerde sterkte-eigenschappen (c' en φ) ingevoerd in combinatie met gemeten of voorspelde water(over)spanningen.

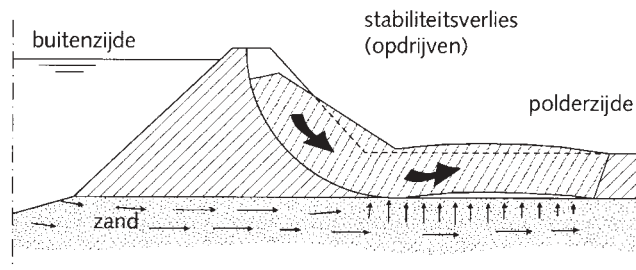
De wateroverspanning ten gevolge van de belasting kan in de diverse grondlagen worden uitgedrukt in aanpassingspercentages. Omdat geen rekening wordt gehouden met spanningsspreiding geeft dit onder de ophoging een te hoge, maar naast de ophoging een te lage wateroverspanning. In de praktijk blijkt dit desondanks gemiddeld goede resultaten te geven. Opgemerkt wordt dat dit grondgedrag tevens in de eindige-elementen methode kan worden toegepast. In deze analyse worden dan tevens de gedraineerde sterkte-eigenschappen (c' en φ) ingevoerd. Vervolgens wordt ongedraineerd gerekend (géén afstroming van overspannen poriënwater). Met de optie 'consolidatie' kan de verandering in de tijd worden meegenomen.

Stabiliteit bij opdrijven en opbarsten

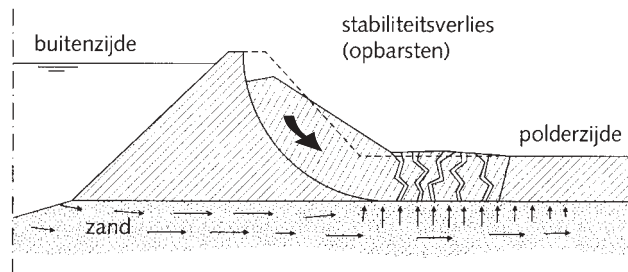
Bij het beschouwen van de macrostabiliteit van het binnentalud in de situatie van maatgevend hoogwater moet worden gecontroleerd of afdekken- de klei- en veenlagen door hoge potentialen in een onderliggende, water-voerende zandlaag al dan niet worden opgedrukt.

Indien rekening moet worden gehouden met opdrukken (als de veiligheid tegen opdrukken kleiner is dan 1,2, zie ook § 5.6.3) dient onderscheid te worden gemaakt tussen:

- Opdrijven (figuur 5.3.3). Bij opdrukken kan zich het geval voordoen dat het gehele afdekkende pakket gaat drijven (opdrijven).
- Opbarsten (figuur 5.3.4). Bij opdrukken kan zich ook het geval voordoen dat de laag ten gevolge van de overdruk kapot gaat (opbarsten). Opbarsten kan optreden bij relatief geringe dikte van het slappe lagenpakket.

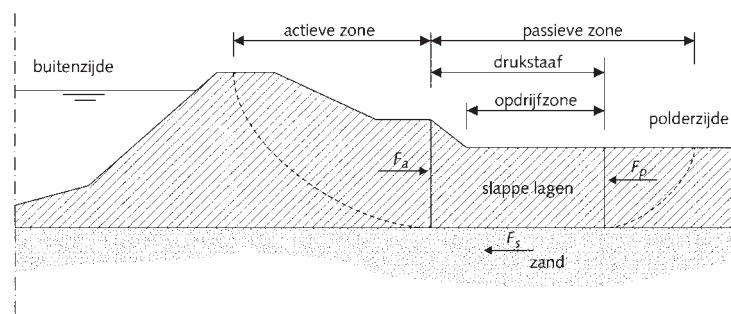


Figuur 5.3.3 Opdrijven



Figuur 5.3.4 Opbarsten

ad a. We beschouwen een situatie met 'opdrijven' (figuur 5.3.5). In een normale situatie, met lage waterstand, ontleent het grondlichaam binnenwaarts een zekere steun aan het grondlagenpakket. Bij hoogwater zal dit grondlagenpakket gaan opdrijven. De schuifweerstand in de actieve zone zal dan, als residuele schuifsterkte, vrijwel geheel zijn gemobiliseerd. De horizontale kracht die door de potentieel afschuivende grondmoot wordt uitgeoefend, F_a , wordt in het passieve gebied enerzijds door middel van



Figuur 5.3.5 Beschouwde krachten in drukstaafmodel

schuifspanningen, F_s , overgedragen aan het pleistocene zand, en anderzijds door de horizontale gronddruk, F_p , buiten de oprijfzone tegengewerkt. Bij hoge waterstanden neemt de opwaartse potentiaal in het zandpakket toe

5 Faalmechanismen

en vermindert de korrelspanning op het scheidingsvlak tussen slappe lagen en zand, en na enige tijd ook in de onderste zone van de slappe lagen zelf. Hierdoor neemt de maximaal mobiliseerbare schuifweerstand F_s in deze zone af.

Bij plaatselijk opdrijven gaat de weerstand op het scheidingsvlak geheel verloren: de opgedrukte grondlaag achter de dijk gaat zich gedragen als een slappe 'drukstaaf', omdat de horizontale schuifspanningen niet meer kunnen worden afgedragen naar de zandondergrond. Er moet dan een extra horizontale kracht worden gemobiliseerd in het achter de opdrijfzone gelegen gebied.

Voor alle duidelijkheid: tot deze categorie behoort ook het geval waarin weliswaar van opdrijven nog geen sprake is, maar waar wel op het contactvlak tussen het slappe lagenpakket en het diepe zand door potentiaalstijging een aanzienlijke reductie optreedt van de schuifweerstand.

In appendix D behorend bij (Ref.) *Leidraad voor het ontwerpen van rivierdijken, deel 2, Appendices* is uiteengezet hoe de stabiliteit in dat geval berekend kan worden met de 'Verbeterde drukstaafmethode'. Deze methode is in het jaar 2000 vernieuwd. Dit nieuwe model sluit perfect aan bij de methode Bishop. Voor een situatie met een drukstaaf lengte die naar nul gaat levert het nieuwe model exact de Bishop-stabiliteitsfactor (Ref. *Theorieontwikkeling rondom opdrijven*) en (Ref. *Validatie MStab lift*).

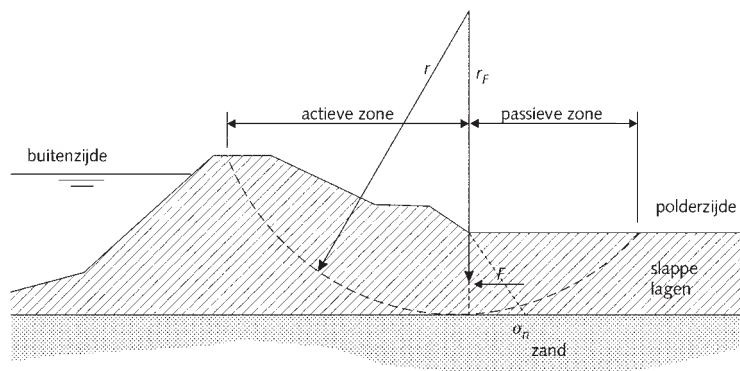
In bijlage 2D, (Ref.) *Handreiking Constructief ontwerpen* is aangegeven hoe van de methode Spencer bij berekening van de stabiliteit met opdrijven gebruik wordt gemaakt.

ad b. Bij opbarsten van de aan de binnenzijde aanwezige klei- en/of veenlagen kan er vanuit worden gegaan dat de sterkte van de opgebarsten laag ernstig is aangetast. Een normale Bishop analyse met $c = 0$ en $\forall = 0$ in de opbarstzone is dan een veilige benadering. Aan de passieve zijde wordt dan alleen rekening gehouden met het eigen gewicht van deze lagen als tegenwerkende kracht (zie figuur 5.3.6). De schuifsterkte wordt in het passieve deel van het glijvlak gelijk aan nul. Deze benadering levert een veilig, maar wel enigszins overgedimensioneerd ontwerp op.

Vervormingsberekening

In situaties waar scherp en uitgekiend moet worden gerekend, dient ook de bijdrage in de sterkte van de opgedreven 'drukzone' aan de stabiliteit van de waterkering in rekening te worden gebracht. In dat geval moet echter naast het evenwicht ook de vervorming worden beschouwd. Dit is weergegeven in appendix D behorend bij (Ref.) *Leidraad voor het ontwerpen van rivierdijken, deel 2, Appendices*.

Een stabiliteitsanalyse met behulp van een eindige-elementenmethode (bijvoorbeeld Plaxis) geeft een vrij volledig inzicht in de spanningen en vervormingen in het grondmassief (zie § 5.3.4).



Figuur 5.3.6 Schematisatie bij opbarsten: Bishop met $C' = 0$ en $\nabla = 0$ in passieve zone

Eindfase

Zoals hiervoor reeds is gezegd moet een aangepaste stabiliteitbenadering worden overwogen wanneer de stijfheidverschillen in, onder en naast het grondlichaam groot zijn, of wanneer het slappe lagenpakket binnenwaarts wordt opgedrukt of bijna opgedrukt.

In die gevallen moet de grond buiten de teen van het grondlichaam relatief veel vervorming ondergaan om voldoende weerstand te kunnen opbouwen, bijvoorbeeld bij belastingsveranderingen ten gevolge van extreem hoog water. De hieronder gepresenteerde benadering concentreert zich dan ook op de vervormingen van grondconstructies. De berekening kan stapsgewijs worden verfijnd, afhankelijk van de gewenste optimalisering.

Eerst vindt een berekening plaats waarbij achter de berm de neutrale gronddruk wordt ingevoerd. Dit veronderstelt een evenwicht zonder vervorming achter het grondlichaam. Blijkt de stabiliteit hierbij onvoldoende, dan volgt een berekening van de stabiliteit met passieve gronddruk. Wijst die berekening uit dat er geen evenwicht mogelijk is bij passieve gronddruk, dan heeft een vervormingsberekening geen zin; het ontwerp moet dan worden aangepast door bijvoorbeeld de berm te verzwaken.

Bestaat er wel evenwicht bij passieve gronddruk, dan wordt een vervormingsberekening gemaakt, gebaseerd op een benadering van de vervorming volgens het drukstaafprincipe. Een praktische maat voor de maximale vervorming aan de binnenteen is 0,10 m.

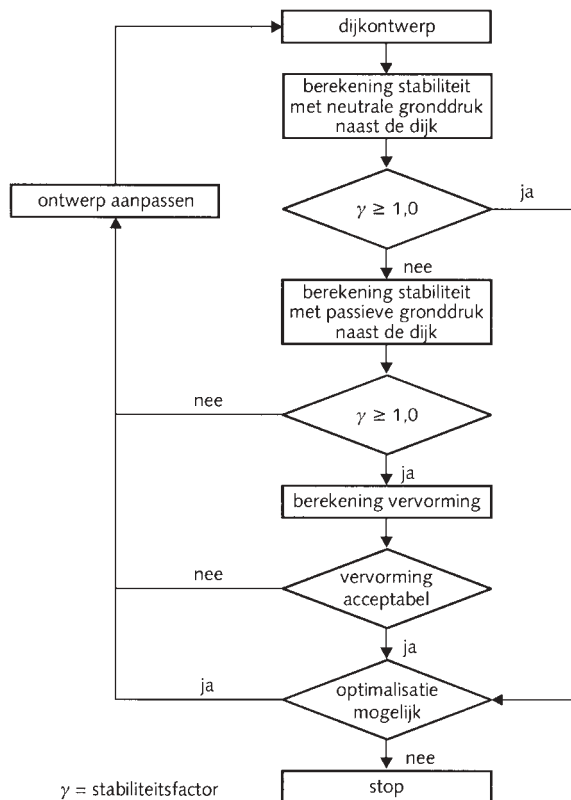
Zijn de vervormingen groter dan toegestaan, dan moet ook in dat geval het ontwerp aangepast worden, bijvoorbeeld door een hogere of bredere berm.

De aangepaste berekening is schematisch in figuur 5.3.7 weergegeven.

Ontwerp

Bij het ontwerpen van een dijk, waarbij opdrukken speelt, ligt het voor de hand om het te voorziene verlies aan schuifsterkte langs het contactvlak tussen de afdeklaag en het diepe zand te compenseren door het gewicht van een voldoende brede en zware berm. Vanuit constructief oogpunt is

het optreden van een voor grondbreuk kritiek verhang op zich niet een reden voor de aanleg van een berm. Een dijk kan onder maatgevende condities opdrijven of opbarsten, terwijl de macrostabiliteit is verzekerd.



Figuur 5.3.7 Schema oprijfberekening

5.3.4 Eindige-elementenberekeningen

Zoals reeds eerder aangehaald is het voordeel van een stabiliteitsanalyse met de eindige-elementenmethode dat het potentiële glijvlak niet vooraf wordt vastgelegd. Tevens wordt een vrij volledig inzicht verkregen in de spanningen en vervormingen van de ondergrond.

Een elementenberekening is wenselijk, indien met een eenvoudiger berekening geen afdoende schematisering mogelijk is:

- Indien bijvoorbeeld in de ondergrond een grondlaag van beperkte dikte aanwezig is met slechte sterkte-eigenschappen (c en φ), moet de stabiliteit niet alleen op afschuiving langs cirkelvormige glijvlakken worden gecontroleerd, maar ook op afschuiving langs een min of meer horizontaal glijvlak door de genoemde relatief slechte grondlaag.
- Dit kan ook het geval zijn, indien door relatief hogere water(over)span-

ningen, een cirkelvormig glijvlak niet de meest ongunstige aanname is.

- Bij een heterogeen grondprofiel met grote stijfheidverschillen zijn de gemobiliseerde schuifspanningen niet overal gelijk. De vervormingen langs het glijvlak zijn echter wel overal gelijk. In een eindige-elementen-analyse wordt hiermee rekening gehouden.
- Tevens wordt aanbevolen een eindige-elementenberekening uit te voeren indien de vervormingen tijdens opdrijven in detail dienen te worden berekend.

In de afgelopen jaren zijn de mogelijkheden van de eindige-elementen-methoden sterk toegenomen. Hierdoor zijn de methoden ook geschikt voor de berekening van de stabiliteit bij oprijfcondities. Er is programmatuur beschikbaar (Plaxis) waarmee een belasting op het slappe lagenpakket ten gevolge van een toename van de potentiaal in het Pleistoceen (watervoerende pakket) kan worden aangebracht.

Bij berekeningen met de eindige-elementenmethode moet bijzondere aandacht worden besteed aan de wijze waarop de grondopbouw, de grondeigenschappen en waterspanningen in het model worden geschematiseerd. Verder dient de besturing (de wijze waarop het eigen gewicht en de belastingen worden aangebracht) van het rekenproces de nodige aandacht te krijgen.

Ten opzichte van glijvlakberekeningsmethoden zijn er een aantal verschillen:

- Indien men alleen is geïnteresseerd in de stabiliteit, dan mag worden volstaan met het Mohr-Colomb-model. Zijn de vervormingen belangrijk dan wordt het Soft Soil Creepmodel aanbevolen (zie ook § 4.3.7 en § 4.3.8 voor de beschikbare materiaalmodellen).
De huidige ervaring is hoofdzakelijk gebaseerd op een lineair-elastisch, perfect plastisch model (Mohr-Coulomb).
- Voor een glijvlakanalyse worden rekenwaarden van de schuifsterkteparameters ingevoerd (zie § 5.3.5). Ter verkrijging van realistische vervormingen wordt voor een eindige-elementenberekening aanbevolen met gemiddelde waarden van de sterkteparameters te rekenen. Dit heeft als consequentie dat de toetswaarde moet worden verhoogd door te vermenigvuldigen met een factor. Deze factor is in principe het quotiënt van de gemiddelde sterkteparameters en de rekenwaarden van de sterkteparameters. Probleem is echter dat bij verhoging van de sterkteparameters met bijvoorbeeld 10% de berekende stabiliteitsfactor met de elementenmethode niet 10% hoger is. Dit is nog onderwerp van studie. Aangezien het bepalen van die factor vrij gecompliceerd is kan men ter bepaling van een stabiliteitsfactor beter de rekenwaarden van de schuifsterkteparameters hanteren. De daarbij berekende vervormingen zijn dan derhalve niet realistisch.
- De resultaten van de elementenberekening zijn afhankelijk van de besturing van het rekenproces. Afhankelijk van het pakket waarmee de berekening wordt uitgevoerd dienen bepaalde instellingen van de rekenproces-parameters te worden gekozen.
Anno 2000 kan de stabiliteit bij opdrijven alleen worden berekend met het elementenpakket Plaxis. Dit pakket beschikt namelijk als enige over de mogelijkheid om de stabiliteitsfactor te bepalen. Deze mogelijkheid wordt aangeduid als c - φ reductie.

5 Faalmechanismen

- Globaal kunnen de volgende fasen in het rekenproces te worden doorlopen:
 - Het berekenen van de initiële spanningssituatie ten gevolge van het eigen gewicht van de constructie; het gedraineerd aanbrengen van het eigen gewicht van de grondlagen en de waterspanningen. Dit wordt gedaan voor de huidige situatie onder normale omstandigheden.
 - Wanneer een grondverbetering wordt doorgerekend: het gedraineerd berekenen van de spanningssituatie ten gevolge van het aanbrengen van de grondverbetering.
Ten behoeve van de analyse van de stabiliteit tijdens de uitvoering kan deze fase als volgt worden gedacht: eerst wordt de grondverbetering ongedraineerd aangebracht; al dan niet door gefaseerde ophoogslagen; al dan niet geconsolideerd.
 - Het berekenen van de spanningssituatie ten gevolge van het verhogen van de buitenwaterstand en de potentiaal in de zandondergrond (Pleistoceen) alsmede het aanpassen/consolideren van deze wateroverspanning in de klei/veenlagen. Voorafgaand aan deze fase kunnen de vervormingen op nul worden gesteld teneinde de vervorming van alleen deze en de volgende fase vast te kunnen stellen.
 - Het ongedraineerd aanbrengen van een verkeersbelasting.
 - Het berekenen van de stabiliteitsfactor door het uitvoeren van een c- ϕ reductie analyse.

Berekeningsmethodiek berekenen stabiliteit tijdens de uitvoering

De algemene gang van zaken bij het bepalen van de uitvoeringsfasering is als volgt:

- a. Berekend wordt bij welk consolidatiepercentage de geplande totale ophoging een voldoende hoge evenwichtsfactor heeft.
- b. Nadat de hydrodynamische periode is berekend kan worden vastgesteld hoe lang moet worden gewerkt om de totale ophoging te realiseren.
- c. Als de onder 'b' berekende periode te lang blijkt te zijn, wordt nagegaan wat het effect is van verticale drainage.
- d. Binnen de gevonden totale uitvoeringsduur wordt nagegaan hoe de verschillende fasen in de tijd zo effectief mogelijk kunnen worden verdeeld.

ad a. In de praktijk betekent dit dat bij een aantal consolidatiepercentages (bijvoorbeeld 30, 60 en 90%) de evenwichtsfactor van de totale ophoging wordt berekend.

Door interpolatie naar de vereiste evenwichtsfactor wordt het benodigde consolidatiepercentage gevonden (bijvoorbeeld 50%).

ad b. Uit de berekeningen of uit grondmechanische handboeken kan worden afgeleid in welk gedeelte van de hydrodynamische periode het benodigde consolidatiepercentage wordt bereikt (bijvoorbeeld 50% aanpassing wordt bereikt in 10% van de duur van de hydrodynamische periode).

ad c. Kan het werk volgens berekening niet in de beschikbare periode worden gerealiseerd dan worden in het algemeen verticale drains toegepast, waarbij indien nodig een kleinere hart op hart afstand wordt geaccepteerd

dan volgens het gebruikelijke stramien. Voor de berekening van het effect van verticale drainages is inzicht nodig in de horizontale k -waarde. Tegenwoordig worden bijna altijd kunststofdrains toegepast. In uitzonderingsgevallen wordt het ontwerp op grond van de uitvoeringsstabiliteit gewijzigd. Wijzigingen in het ontwerp kunnen bestaan uit het maken van hogere of bredere bermen of het toepassen van lichter ophoogmateriaal. Indien een uitvoering in grond op te grote bezwaren stuit in verband met de bouwtijd dan kan het ontwerp worden aangepast door het toepassen van alternatieve materialen of constructies. In hoofdstuk 9 is een overzicht gegeven.

ad d. Op basis van berekeningen wordt vastgesteld welk aanpassingspercentage vereist is om de diverse fasen van het werk te maken met in acht name van de vereiste veiligheid. Vervolgens kan het gevonden aanpassingspercentage worden vertaald in uitvoeringsduur respectievelijk wachttijden. De berekende aanpassingen worden meestal als gemiddelde waarden over het gehele pakket ingevoerd; beter is, en dat gebeurt in gevallen waarbij optimalisering nodig is, de aanpassing als functie van de afstand tot de doorlatende randen in te voeren.

5.3.5 Veiligheid tegen afschuiven: stabiliteitsfactoren

Algemeen

In de deterministische veiligheidsbenadering wordt gebruik gemaakt van conservatieve aannamen met betrekking tot de grootte van de sterkte R en belasting S . Vervolgens wordt met een overall-veiligheidsfactor een marge geëist tussen de berekende sterkte en belasting.

$$\mathcal{F} = R/S \geq 1 \quad (5.3.1)$$

waarin:

R gemiddelde sterkte langs het schuifvlak

S aandrijvend moment (belasting)

$\mathcal{F}$ stabiliteitsfactor op basis van gemiddelde waarden

Bij de drukstaafberekening wordt de overall-veiligheidsfactor $\mathcal{F}_{\text{drukstaaf}}$ als volgt bepaald:

$$\mathcal{F}_{\text{drukstaaf}} = (F_p + F_s)/F_a \geq 1 \quad (5.3.2)$$

waarin:

F_a gemiddelde aandrijvende kracht uit actieve glijvlak

F_p gemiddelde weerstandbiedende kracht in achterland = einde drukstaaf

F_s gemiddelde weerstandbiedende kracht langs scheidingsvlak

Partiële veiligheidsfactoren

Voor de stabiliteitsanalyses wordt aanbevolen een semi-probabilistische methode te hanteren (*Ref. Grondslagen voor waterkeren*).

Zoals hierboven aangegeven wordt de stabiliteit van een grondlichaam tegen afschuiven onderzocht door vergelijking van de sterkte en de belasting. Het maximaal mobiliseerbare tegenwerkende moment (of de weerstandbiedende krachten) en het aandrijvende moment (of de aandrijvende

5 Faalmechanismen

kracht) worden berekend op basis van rekenwaarden. De variabele die de sterkte vertegenwoordigt, wordt door $\mathfrak{F}_k$ gedeeld zodat een veilige rekenwaarde voor de sterkte wordt verkregen. Daarentegen wordt de variabele die representatief is voor de belasting met $\mathfrak{F}$ vermenigvuldigd. Hieronder wordt weergegeven hoe de TAW invulling heeft gegeven aan de ISO-systeem van veiligheidsfactoren voor het mechanisme macrostabiliteit. Voor andere faalmechanismen is de systematiek overeenkomstig.

$$\mathfrak{F} = 1 \quad \text{en} \quad \mathfrak{F}_k = \mathfrak{F}_d \mathfrak{F}_m \mathfrak{F}_n \quad (5.3.3)$$

waarin:

- $\mathfrak{F}_d$ partiële veiligheidsfactor die verband houdt met het gebruikte model (ook wel modelfactor genoemd)
- $\mathfrak{F}_m$ partiële veiligheidsfactor die verband houdt met materiaalparameters (ook wel materiaalfactor genoemd)
- $\mathfrak{F}_n$ partiële veiligheidsfactor die verband houdt met schade (ook wel schadefactor genoemd)
- $\mathfrak{F}_k$ veiligheidsfactor van de sterkte
- $\mathfrak{F}$ veiligheidsfactor van de belasting

Een karakteristieke waarde voor een materiaaleigenschap is een op basis van statistische analyses vastgestelde waarde met een bepaalde onder- en overschrijdingskans en kan worden bepaald zoals in Bijlage 1 is weergegeven.

Voor de Bishop-methode is de stabiliteitsfactor ($\mathfrak{F}_{Bishop}$):

$$\mathfrak{F}_{Bishop} = R_d / S_d \quad \text{of} \quad \mathfrak{F}_{Bishop} = \mathfrak{F}_0 / (\mathfrak{F}_d \mathfrak{F}_m \mathfrak{F}_n) \quad (5.3.4)$$

waarin:

R_d maximaal mobiliseerbare tegenwerkende moment berekend op basis van rekenwaarde ($R_d = R / \mathfrak{F}_k$)

S_d rekenwaarde voor het aandrijvend moment ($S_d = \mathfrak{F} S$)

De stabiliteitsfactor $\mathfrak{F}_{drukstaaf}$ is voor de drukstaafmethode (figuur 5.3.5):

$$\mathfrak{F}_{drukstaaf} = (F_{p,d} + F_{s,d}) / F_{a,d} \quad \text{of} \quad \mathfrak{F}_{drukstaaf} = \mathfrak{F}_{0,drukstaaf} / (\mathfrak{F}_d \mathfrak{F}_m \mathfrak{F}_n) \quad (5.3.5)$$

waarin:

- $F_{a,d}$ rekenwaarde van de aandrijvende kracht uit actieve glijvlak
- $F_{p,d}$ rekenwaarde van de weerstandbiedende kracht in achterland = einde drukstaaf
- $F_{s,d}$ rekenwaarde van de weerstandbiedende kracht langs scheidingsvlak

Er van uitgaande dat de berekening met rekenwaarden is uitgevoerd (de vervormingen kloppen in dat geval niet, zie § 5.3.4) wordt de stabiliteitsfactor ($\mathfrak{F}_{eem}$) voor de eindige-elementenmethode afgeleid volgens:

$$\mathfrak{F}_{eem} = R_d / S_d \quad \text{of} \quad \mathfrak{F}_{eem} = \mathfrak{F}_0 / (\mathfrak{F}_d \mathfrak{F}_m \mathfrak{F}_n) \quad (5.3.6)$$

Bij de eindige-elementenmethode wordt in het algemeen geen stabiliteitsfactor berekend. Het eindige-elementenmodel Plaxis beschikt echter wel over de mogelijkheid om een stabiliteitsfactor te bepalen. Deze mogelijkheid wordt aangeduid als 'c- φ -reductie'

Materiaalfactoren

In de materiaalfactor γ_m zijn onzekerheden ten aanzien van de beschrijving van de schuifsterkte verdisconteerd. Dit is afhankelijk van de grondsoort, maar ook van de beproevingsmethode. De in de huidige adviespraktijk te hanteren materiaalfactoren zijn gepresenteerd in tabellen 5.3.1 en 5.3.2 (ongewijzigd overgenomen uit de (Ref.) *Leidraad voor het ontwerpen van rivierdijken, resp. deel 1 bovenrivieren en deel 2 benedenrivieren*).

Materiaalfactoren	γ_{m1}	γ_{m2}	$\gamma_m = \gamma_{m1} \cdot \gamma_{m2}$
Volumieke massa – nat/droog (ρ)	1,0	1,0	1,0
Inwendige wrijving ($\tan \varphi$)			
• zand (CP) ¹	1,0	1,15	1,15
(TP-CD)	1,0	1,15	1,15
• klei (CP)	1,0	1,15	1,15
(TP-CU-5%)	1,05	1,15	1,2
(TP-CU)	1,1	1,15	1,25
• veen (CP)	1,0	1,2	1,2
(TP-CU-5%)	1,05	1,2	1,25
(TP-CU)	1,1	1,2	1,3
Cohesie (C)	1,0	1,3	1,3
Samendrukkingsconstanten			
• Terzaghi (C, A)	1,0	1,1	1,1
• Buisman-Koppejan (C_p, C_s)	1,0	1,1	1,1

Tabel 5.3.1 Materiaalfactoren voor spanningsonafhankelijke benadering²(Bron: *Leidraad voor het ontwerpen van rivierdijken, deel 1 bovenrivieren*)

Materiaalfactoren	γ_{m1}	γ_{m2}	$\gamma_m = \gamma_{m1} \cdot \gamma_{m2}$
Volumieke massa – nat/droog (ρ)	1,0	1,0	1,0
Inwendige wrijving ($\tan \varphi$)			
• zand (CP) ¹	1,0	1,10	1,10
(TP-CD)	1,0	1,10	1,10
• klei (CP)	1,0	1,10	1,10
(TP-CU-5%)	1,05	1,10	1,15
(TP-CU)	1,1	1,10	1,20
• veen (CP)	1,0	1,15	1,15
(TP-CU-5%)	1,05	1,15	1,20
(TP-CU)	1,1	1,15	1,25
Cohesie (C)	1,0	1,25	1,25
Ongedraineerde sterkte (C_u)	-	-	-
Glijdingsmodulus (G)	1,0	1,2	1,2
Samendrukkingsconstanten	1,0	1,1	1,1
Doorlatendheid (k)	1,0	1,25	1,25
Consolidatie (C_v)	1,0	1,25	1,25

Tabel 5.3.2 Materiaalfactoren voor spanningsafhankelijke benadering²(Bron: *Leidraad voor het ontwerpen van rivierdijken, deel 2 benedenrivieren*)¹CP = celproef;

TP-CD = triaxiaalproef, geconsolideerd en gedraineerd;

TP-CU = triaxiaalproef, geconsolideerd en ongedraineerd;

TP-CU-5% = triaxiaalproef als boven met maximaal 5% vervorming.

5 Faalmechanismen

²⁾Bij gebruik van deze tabellen, en evenzo bij het gebruik van sterkteparameters op basis van *NEN 6740* tabel 1, is het zinvol rekening te houden met de onzekerheid over het in deze tabellen verdisconteerde verschil tussen cel- en triaxiaalproef.

Spanningsafhankelijke of spanningsonafhankelijke benadering

De spanningsafhankelijke benadering levert een betere schematisering voor het werkelijke materiaalgedrag. Hierdoor kan de materiaalfactor lager zijn.

Cel- of triaxiaalproeven

Met celproeven worden lagere schuifsterkten gevonden dan met triaxiaalproeven. Dit betekent dat, om dezelfde rekenwaarden te krijgen, de materiaalfactor voor celproeven lager moet zijn. Wat betreft de thans te hanteren materiaalfactoren is echter onzekerheid ontstaan. Uit recente vergelijkingen van proevenverzamelingen is namelijk gebleken dat de verschillen tussen celproef- en triaxiaalproefresultaten significant groter kunnen zijn dan in de huidige materiaalfactoren (tabellen 5.3.1 en 5.3.2) is verdisconteerd. Hierdoor zal, bij gebruik van de huidige materiaalfactoren, bij toepassing van celproefresultaten een lagere rekenwaarde van de schuifsterkte worden gevonden dan bij toepassing van triaxiaalproefresultaten. Dit verschil is maximaal indien bij de triaxiaalproef de schuifsterkteparameters zijn bepaald bij bezwijken. Indien de schuifsterkteparameters zijn bepaald bij een kleinere vervorming, zal dit verschil kleiner zijn. Het rapporteren van de gehanteerde axiale rek (in %) is bij triaxiaalproeven overigens voorgeschreven.

Grijs gebied

Momenteel wordt onderzocht hoe groot bovenbedoelde verschillen zijn, gelet op o.a. de beschouwde grondsoort en het bij de triaxiaalproef gehanteerde rek criterium. Dit zal leiden tot vervanging van de materiaalfactoren in tabellen 5.3.1 en 5.3.2 door nieuwe materiaalfactoren. Deze zullen naar verwachting gelijktijdig met het uitbrengen van de nieuwe Leidraad Rivierdijken worden gepresenteerd.

Uitgangspunt is dat de verbeterde materiaalfactoren worden vastgesteld binnen een 'grijs gebied', enerzijds begrensd door de huidige werkwijze met celproefresultaten (bovengrens) en anderzijds door de huidige werkwijze met triaxiaalproefresultaten bij bezwijken (ondergrens). Dit houdt in dat bij gebruik van de materiaalfactoren uit tabel 5.3.1 en 5.3.2 – anticiperend op nieuwe materiaalfactoren – een dijk bij toepassing van de celproef (CP) met zekerheid kan worden goedgekeurd met betrekking tot macrostabiliteit, en bij toepassing van de triaxiaalproef bij bezwijken (TP-CU) met zekerheid kan worden afgekeurd.

Sterkteparameters uit NEN 6740

Indien de sterkteparameters op basis van tabel 1 (Ref. *NEN 6740*) worden geschat dienen deze voor klei en veen te worden beschouwd als zijnde bepaald op basis van de triaxiaalproef bij maximale vervorming (TP-CU), uitgaande van een spanningsonafhankelijke benadering. Geadviseerd wordt hiervoor minimaal een materiaalfactor 1,5 voor de cohesie en 1,2 voor de hoek van inwendige wrijving te nemen, of zoveel hoger als volgt uit tabel 5.3.1. Deze waarden dienen eveneens te worden beschouwd als 'ondergrens' van het bovenbeschreven grijze gebied.

Modelfactor

De modelfactor $\mathfrak{F}_d$ verdisconteert onder andere onzekerheden ten aanzien van het rekenmodel. De modelfactor kan worden opgevat als het product van twee deelfactoren. Bij toepassing van de methode Bishop wordt met een modelfactor $\mathfrak{F}_d = 1,0$ gerekend.

Bij toepassing van de drukstaafmethode is de modelfactor afhankelijk van de opdrukveiligheid, namelijk:

$$\mathfrak{F}_d = 1,0 \Phi \frac{1}{2} (n_{\text{opdruk}} \Phi 1,0) = 1,5 \Phi \frac{1}{2} n_{\text{opdruk}} \quad (5.3.6)$$

Hierin vertegenwoordigt n_{opdruk} de veiligheid tegen opdrukken (opdrijven). De modelfactor varieert bij het drukstaafmodel derhalve tussen 0,9 en 1,0 voor opdrukveiligheden tussen 1,2 respectievelijk 1,0. Voor een rekenmodel volgens de eindige-elementen methode wordt aanbevolen $\mathfrak{F}_d = 1,0$ te kiezen.

Schadefactor

De schadefactor $\mathfrak{F}_s$ verdisconteert het uitgangspunt voor de veiligheidsanalyse, namelijk dat de kans op falen door oorzaken als instabiliteit verwaarloosbaar klein dient te zijn. In de schadefactor worden drie deelaspecten verdisconteerd: de overschrijdingsfrequentie van het ontwerppeil, de oorzaak van grondmechanische instabiliteit en de lengte van de waterkeringen rond een dijkkring (het laatstgenoemde aspect vindt zijn oorsprong in een dijkkringbenadering).

Voor de te hanteren schadefactoren wordt verwezen naar de (Ref.) *Leidraad voor het ontwerpen van rivierdijken; deel 2 benedenrivierengebied*.

Veiligheid en materiaalfactor tijdens de uitvoering

Afhankelijk van de vraag of de waterspanningen worden gemeten, wordt een materiaalfactor voor de consolidatiecoëfficiënt gehanteerd van 1,5 of 1,25 bij grondaanvullingen in den droge.

Bij de berekening van de verwachte consolidatie van de ondergrond bij grondaanvullingen in den natte moet worden gewerkt met een partiële materiaalfactor van 1,5 voor de consolidatie-eigenschappen in combinatie met voorzichtige aannamen met betrekking tot de ontwatering van het stort. Evenals voor de beoordeling van de veiligheid in de eindsituatie wordt voor de analyse van de kritieke uitvoeringssituaties gewerkt volgens de semi-probabilistische methodiek, die is opgesteld in de (Ref.) *Leidraad voor het ontwerpen van rivierdijken; deel 2 benedenrivierengebied*. Dat wil dus zeggen dat gebruik gemaakt van karakteristieke schattingen van grondparameters, materiaalfactoren en schadefactoren. Bij de berekening van water(over)spanningen worden de in deze paragraaf genoemde materiaal-factoren gebruikt.

Als eis geldt dat de schadefactor voor glijvlakken, die het waterkerend vermogen van de dijk aantasten, minimaal 1,0 moet zijn. Voor glijvlakken, die het waterkerend vermogen niet aantasten, wordt een schadefactor van minimaal 0,9 aanbevolen. Er is sprake van aantasting van het waterkerend vermogen, indien er schade aan (of falen van) de waterkering ontstaat bij een lagere waterstand dan de waterstand die voor aanvang van de werkzaamheden tot schade (of falen) zou leiden.

Als er gevaar is voor schade aan (of falen van) de waterkering door insta-

tionaire aspecten, is er ook sprake van aantasting van het waterkerend vermogen indien schade ontstaat na een kortere periode van belasting dan de periode van belasting waarna in de oorspronkelijke situatie schade (of falen) zou zijn ontstaan.

Differentiatie van de schadefactor bij afschuiven

Bij het beoordelen van de macrostabiliteit van het binnentalud is een nuancering mogelijk in de te hanteren schadefactor. Niet iedere instabiliteit hoeft direct te leiden tot aantasting van het waterkerend vermogen van de dijk. Dit heeft geleid tot een differentiatie van de schadefactor afhankelijk van de ligging van het intredepunt van het glijvlak. Een lagere schadefactor wordt aanbevolen naarmate het ontstaan van het glijvlak het waterkerend vermogen minder direct in gevaar brengt. Beschouwingen over de ligging van de afgeschoven moot grond en het ontstaan van eventuele nieuwe glijvlakken in het overblijvende grondlichaam, hebben geleid tot de indeling van het dijkprofiel in drie zones (de zogenaamde zonering) voor binnenwaarts gerichte glijvlakken. Voor de buitenwaarts gerichte glijvlakken is géén zonering aangebracht omdat voor die glijvlakken al een lagere schadefactor geldt. Afhankelijk van de zone waarin het intredepunt van de glijdcirkel ligt mag een lagere schadefactor worden toegepast, althans onder bepaalde in bijlage 2H van (Ref.) *Handreiking Constructief Ontwerpen*, genoemde voorwaarden. In deze bijlage zijn de zones gedefinieerd en is aangegeven hoe de grootte van de schadefactor kan worden bepaald. Hieruit blijkt bijvoorbeeld dat, als een schadefactor van 1,20 nodig is voor een glijvlak in zone 1 er een factor van 1,12 toelaatbaar is in zone 2 en een factor van 1,00 in zone 3.

5.3.6 Verbeteringsmaatregelen

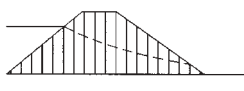
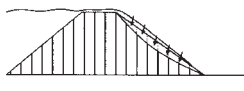
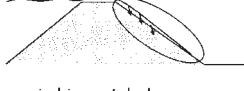
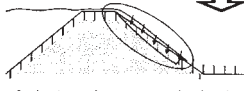
Als de macrostabiliteit van het grondlichaam onvoldoende is, kan hieraan ofwel door middel van een flauwer talud ofwel door een binnenberm tegemoet moet worden gekomen. Uiteraard is een combinatie van beide maatregelen mogelijk. In de praktijk zou uit overwegingen van LNC-aard een voorkeur voor een bepaalde keuze kunnen blijken. Eventueel is een grondverbetering toe te passen (zie § 6.5). Indien zeer slappe lagen verantwoordelijk zijn voor een grote zetting (en overhoogte) en/of veel ruimtebeslag door bermen, kan worden overwogen de slappe lagen te verwijderen en te vervangen door zand.

5.4 Microstabiliteit

5.4.1 Inleiding

Microstabiliteit betreft de stabiliteit van grondlagen van zeer beperkte dikte aan het oppervlak van het binnentalud onder invloed van door een grondlichaam stromend grondwater. Bij microstabiliteit komt de bedreiging voor de stabiliteit van binnen: eventuele problemen worden veroorzaakt door een hoge freatische lijn in het grondlichaam. Dit is anders dan de stabiliteit

van het binnentalud onder invloed van golfoverslag (zie paragraaf 5.5); hier komt de bedreiging van buiten: door infiltrerend water ontstaat een verzadigde toplaag die vanwege het extra gewicht van het water af kan schuiven. Golfoverslag en microstabiliteit zijn daarom verschillende faalmechanismen en de modellering van beide is wel deels vergelijkbaar maar niet hetzelfde (zie figuur 5.4.1).

type dijk	microstabiliteit	stabiliteit bij overslag
kleidijk	 geen probleem	 infiltratie en afschuiven
zanddijk	 uitspoelen	 erosie binnentalud
zanddijk met kleiafdekking	 afdrukken/afschuiven	 infiltratie en afschuiven
		 infiltratie en micro-instabiliteit
		 afschuiven bovenste deel talud

Figuur 5.4.1 Vergelijking microstabiliteit en stabiliteit bij golfoverslag

Bij microstabiliteit wordt gelet op zeer plaatselijke instabiliteiten, welke echter ook een inleiding tot bezwijken van de gehele waterkering kunnen vormen. De term microstabiliteit duidt erop dat hier min of meer tot op het niveau van evenwicht van korrels wordt beoordeeld. Dit in tegenstelling tot de macrostabiliteit, waarbij het evenwicht van een grondlichaam of een groot gedeelte daarvan wordt bekeken. De term microstabiliteit duidt echter niet op een minder belangrijk facet van het grondlichaam. Ook micro-instabiliteit kan tot het bezwijken van een grondlichaam leiden.

De micro-instabiliteiten welke kunnen optreden als gevolg van grondwaterstroming door grondconstructies zijn:

- Afdrukken van de binnentaludbekleding door waterdrukken in de kern van het grondlichaam (zie figuur 5.4.2); dit kan optreden als een minder doorlatende toplaag op een doorlatende kern ligt, bijvoorbeeld een toplaag van klei op een kern van zand (§ 5.4.2).
- Afschuiven van de binnentaludbekleding (of een combinatie van afschuiven en afdrukken van de binnentaludbekleding) door waterdruk

5 Faalmechanismen

ken in de kern van het grondlichaam; dit kan optreden als een minder doorlatende toplaag op een doorlatende kern ligt, bijvoorbeeld een toplaag van klei op een kern van zand (§ 5.4.2).

- Afschuiven van de binnentaludbekleding (zie figuur 5.4.2) als gevolg van het stijgen van de freatische lijn in de dijk. Uitgegaan wordt van een uniforme opbouw van het dijklichaam (een zandkern met een zandige toplaag) en horizontaal uittredend grondwater bij taluds boven water (§ 5.4.3) en loodrecht uittredend grondwater bij taluds onder water (§ 5.4.4).
- Uitspoelen van gronddeeltjes uit het binnentalud door uittredend grondwater (figuur 5.4.3); dit kan optreden als de toplaag een ongeveer even grote doorlatendheid heeft als de kern van het grondlichaam, bijvoorbeeld een zandige toplaag op een zandkern. Uitgegaan wordt van horizontaal uittredend grondwater bij taluds boven water (§ 5.4.3) en loodrecht uittredend grondwater bij taluds onder water (§ 5.4.4).

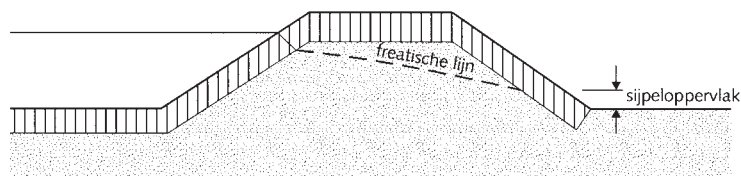
Voor bovengenoemde bezwijkmechanismen zijn ontwerpregels afgeleid, die in § 5.4.5 worden besproken. Paragraaf 5.4.6 gaat in op verbeteringsmaatregelen.

Bij dijken met een kleikern speelt microstabiliteit geen rol (zie figuur 5.4.1).

5.4.2 Zanddijk met een toplaag van klei

Bij de beoordeling van dit type dijk moeten twee zaken tegen elkaar worden afgewogen, te weten de druk in het grondwater tegen de binnentaludbekleding en daar tegenin werkend het gewicht van de binnentaludbekleding. Bij het bepalen van de waterdrukken onder een taludbekleding komt het er in de gevolgde beschouwing op neer dat de te verwachten freatische lijn in het grondlichaam wordt bepaald. Vervolgens wordt beneden het punt waar de freatische lijn de binnenbekleding raakt een hydrostatisch drukverloop verondersteld. Deze laatste aanname bevat enkele vereenvoudigingen, zoals het weglaten van stromingsdrukken. Deze vereenvoudiging wordt relatief gezien, toelaatbaar geacht.

Indien wordt uitgegaan van een initiële toestand waarbij buiten- en binnenwaterstand gelijk zijn, kan het volgende model worden geschetst. Op een zeker tijdstip treedt een plotselinge, langdurige verhoging van de buitenwaterstand op. De positie van de freatische lijn in het grondlichaam zal nu veranderen, omdat door de buitentaludbekleding en door de ondergrond water naar binnen dringt. Door snelheids- en geometrie-effecten zal de freatische lijn aan de buitentaludzijde het snelst stijgen. Vervolgens zet deze stijging zich door naar het binnentalud (zie figuur 5.4.2).



Figuur 5.4.2 Opdrukken en afschuiven van binnenbekleding

Indien de freatische lijn onder het binnentalud zoveel stijgt dat zij boven het binnendijs maaiveld uitstijgt, kan de binnentaludbekleding afgedrukt worden. Hierbij wordt ervan uitgegaan dat door de binnentaludbekleding geen noemenswaardige grondwaterstroming plaatsvindt. Onder deze aanname zal de binnentaludbekleding worden opgedrukt indien de hydrostatische drukken in het grondlichaam groter worden dan het gewicht van de bekleding. Na het opdrukken van de bekleding kan uitspoeling van onder de bekleding aanwezige gronddeeltjes plaatsvinden.

Een tweede bezwijkmechanisme dat bij dit type waterkering moet worden gecontroleerd is afschuiven van de binnenbekleding.

Als gevolg van de hoge waterstand ontstaat een waterdruk onder de minder doorlatende binnenbekleding. Hierdoor neemt de effectieve korrelspanning (grondruk min de waterdruk) op het grensvlak tussen kern en binnenbekleding af, ook al is de waterdruk nog niet zo groot dat afdrukken van de binnenbekleding aan de orde is. Als gevolg van een verminderde effectieve korrelspanning kan minder schuifweerstand worden geleverd. De binnenbekleding heeft een gewichtscomponent evenwijdig aan het binnentalud. Als de waterspanningen onder de bekleding te hoog oplopen kan een afschuiving van de binnenbekleding het gevolg zijn.

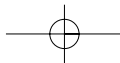
5.4.3 Zanddijk met zandige toplaag

Bij dit type waterkering moet worden gekeken naar evenwicht loodrecht op en evenwicht evenwijdig aan het talud. Evenwicht loodrecht op het talud wordt ook wel uitspoelen van gronddeeltjes genoemd, evenwicht evenwijdig aan het talud gaat over ondiepe glijvlakjes in de zandige toplaag.

Het uitspoelen van gronddeeltjes bij grondconstructies doet zich veelal voor aan de onderzijde van het binnentalud en wel tijdens of kort na hoge buitenwaterstanden. In de praktijk treedt dit verschijnsel alleen op bij granulaire, ofwel niet-cohesieve materialen. Bij cohesieve materialen zullen eerder diepere afschuivingen (zie § 5.3) ontstaan.

Het optreden van micro-instabiliteit behoeft niet onmiddellijk tot verlies van de waterkerende functie van het grondlichaam te leiden. Het weggespoelde materiaal zal op enige afstand worden afgezet. De uitspoeling zal bovendien (althans theoretisch) beperkt blijven tot die zone waar niet aan het stabiliteitscriterium wordt voldaan.

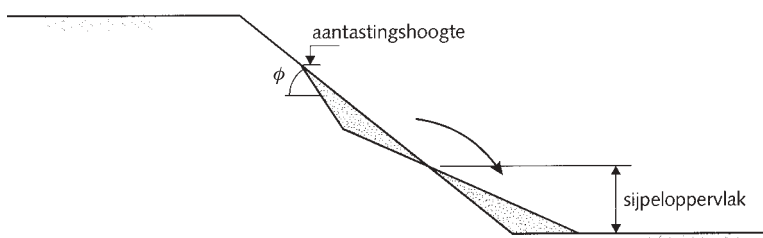
Voor bovenwatertaluds kan een globale afschatting van het schadeprofiel



5 Faalmechanismen

worden gemaakt onder de volgende aannamen (zie figuur 5.4.3):

- Het materiaal kan niet hoger dan het oorspronkelijk sijpeloppervlak uitspoelen;
- Het weggevoelde materiaal wordt afgezet onder een evenwichtshelling van circa 1V:5H;
- Het hoger gelegen materiaal kan wel bijzakken onder een helling van het natuurlijk talud; hierbij is een volume evenwicht noodzakelijk.



Figuur 5.4.3 Schadeprofiel

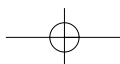
Als definitie van falen van het grondlichaam ten gevolge van uitspoelen van gronddeeltjes kan worden aangenomen, dat dit wordt bereikt wanneer de aantastingshoogte tot een minimale kruinbreedte voortschrijdt. De grootte van dit minimum of de mate waarin erosie mag toenemen is ter beoordeling van de dijkbeheerder.

Een tweede bezwijkmechanisme bij dit type dijk is het ontstaan van ondiepe glijvlakjes in de zandige toplaag (evenwicht evenwijdig aan het talud). Onder invloed van de stromingsdruk van het water dat bij het oppervlak uittreedt neemt de effectieve korreldruk van de gronddeeltjes af. Dit kan leiden tot het ontstaan van kleine, ondiepe glijvlakken.

Bij dit type dijk is de richting van de grondwaterstroming van belang. Bij taluds boven water treedt het grondwater vrijwel horizontaal uit het binnentalud. Bij taluds onder water (sloten, watergangen achter de dijk) liggen de equipotentiaallijnen vrijwel evenwijdig aan het talud en treedt het water loodrecht op het talud uit. Dit uit zich in een verschil in rekenregels voor taluds boven en taluds onder water.

5.4.4 Rekenregels

De rekenregels richten zich op de stabiliteit van grondlagen van beperkte dikte aan het oppervlak van een lang talud onder invloed van stromend water. Het gaat hier zowel om het evenwicht langs rechte glijvlakken, evenwijdig aan het talud, als om het evenwicht in de richting loodrecht op het talud.



Zandkern met kleiafdekking; toetsing op opdrukken

De kern van het grondlichaam is verzadigd tot een hoogte h en afgedekt met een kleilaag. Aan de zijde van het binnentalud ligt de freatische lijn hoog waardoor een drukverschil aan de onderzijde van het talud nabij de teen optreedt. Dit drukverschil wil de top laag van de kern afdrukken, terwijl het gewicht van de top laag dit streven wil tegenwerken. Als de top laag voldoende zwaar is, blijft deze liggen. Aan de eis voor opdrukken is voldaan mits:

$$\cos \gamma \geq \frac{\gamma_{m,c} \gamma_{m,w} (h \Phi z)}{\gamma_{m,g} d} \quad (5.4.1)$$

waarin:

- d beschouwde laagdikte (loodrecht op talud gemeten) [m]
- h grondwaterstand t.o.v. een referentieniveau [m] *)
- z hoogte van de teen t.o.v. een referentieniveau [m]
- γ helling van het talud [°]
- $\gamma_{m,c}$ (= 1,0) materiaalfactor voor de volumieke massa [-]
- $\gamma_{m,w}$ volumieke massa van water [kg/m³]
- $\gamma_{m,g}$ volumieke massa van grond [kg/m³]

Formule 5.4.1 is het resultaat van een eenvoudige beschouwing waarbij de wrijvingsweerstand, die aan weerszijden van een moot grond die omhoog wordt gedrukt, wordt verwaarloosd. Indien dit effect wel in rekening wordt gebracht ontstaat de volgende vergelijking (Ref.) *Microstabiliteit: overzicht modellering*:

$$\frac{2cd}{\gamma_{m,c}} + \frac{\gamma_{m,g}}{\gamma_{m,c}} \alpha \cos \gamma + \frac{\gamma_{m,g}}{\gamma_{m,c}} \alpha d \sin \gamma - \frac{\tan \gamma}{\gamma_{m,w}} \geq \frac{\gamma_{m,w}}{\gamma_{m,c}} \alpha \Phi \left(\frac{1}{2} \alpha \sin \gamma \right) \quad (5.4.2)$$

Deze vergelijking is op te lossen als $\alpha h = (h-z)$ bekend is. Bekeken wordt dan of er een waarde voor α is waarbij niet wordt voldaan aan bovenstaande eis. De term α staat voor de breedte van een moot grond, gemeten evenwijdig aan het talud, en beginnend bij de teen van het talud. Voor de totale veiligheid ($\gamma_{m,w}$) wordt bij loodrecht evenwicht 2,0 aangehouden (Ref. *Leidraad Toetsen op Veiligheid*).

- c cohesie van de klei [kN/m² per m¹]
- g zwaartekracht [m/s²]
- $\gamma_{m,c}$ (= 1,25) materiaalfactor voor de cohesie [-]
- $\gamma_{m,w}$ (= 1,1) materiaalfactor voor de hoek van inwendige wrijving [-]
- γ hoek van inwendige wrijving van de klei [°]

*) De stijghoogte h is te bepalen met behulp van de rekenmodellen gegeven in tabel 4.6.1.

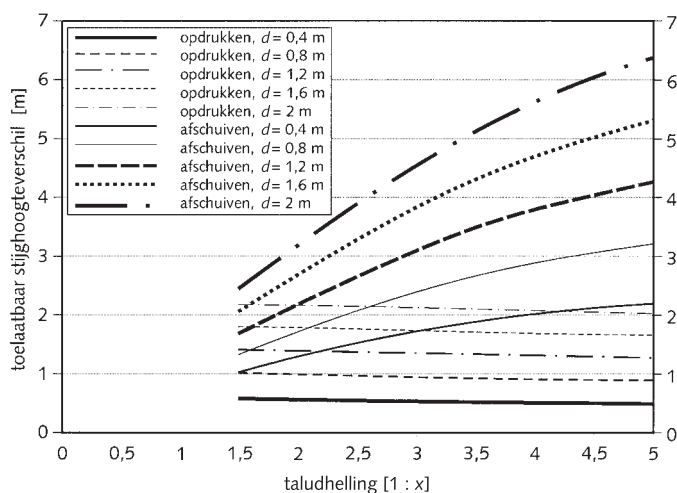
5 Faalmechanismen

De formule is behoorlijk uitgebreid, en kan daarom het best, bijvoorbeeld in een spreadsheet, ingeprogrammeerd worden. Om te controleren of daarbij geen fouten zijn opgetreden wordt het volgende getallenvoorbeeld gegeven:

$$\begin{aligned} c &= 2 \text{ kN/m}^2 \text{ per m}^1 \\ d &= 0,8 \text{ m} \\ g &= 9,81 \text{ m/s}^2 \\ \tan \varphi &= 0,4 \\ \gamma_s &= 1630 \text{ kg/m}^3 \\ \gamma_w &= 1000 \text{ kg/m}^3 \\ \text{talud} &= 1 : 3 \end{aligned}$$

De werkwijze is als volgt: kies een verhang (h - z), bijvoorbeeld 1 m. Variëer α tussen 0 en de maximale waarde $\alpha_{\max} = Oh/\sin'$ (in dit geval 3,16 m) en kijk of er een waarde te vinden is waarbij niet aan de eis volgens de formule wordt voldaan. Dit is bijvoorbeeld voor $\alpha = 1$ m het geval. Dit betekent dat (h - z) lager gekozen moet worden, bijvoorbeeld 0,95 m. Hierbij wordt voor geen enkele waarde van α niet aan de eis voldaan. Als er nog preciezer wordt gekeken, dan wordt gevonden dat bij $Oh = 0,98$ m en $\alpha = 0,9$ m nog maar net aan de eis wordt voldaan. Bij $Oh = 0,99$ m en bijvoorbeeld $\alpha = 1$ m wordt echter niet meer aan de eis voldaan. Het maximaal toegestane stijghoogteverschil over de kleilaag is dus 0,98 m.

Bij gebruik van de 1-dimensionale benadering (formule 5.4.1) zou in dit voorbeeld slechts een stijghoogteverschil van 0,23 m toelaatbaar zijn. In figuur 5.4.4 is voor verschillende diktes van de afsluitende toplaag, een variërende taludhelling, de in het getallenvoorbeeld gegeven constanten en de bijbehorende veiligheidsfactoren de toelaatbare stijghoogte gegeven.



Figuur 5.4.4 Toelaatbare stijghoogte bij zandkern met kleiafdekking

grafiek geldig indien: $C = 2 \text{ kN/m}^2 \text{ per m}^1$ $\tan \varphi = 0,4$
 $\gamma_s = 1630 \text{ kg/m}^3$ $\gamma_w = 1000 \text{ kg/m}^3$

Zandkern met kleiafdekking; toetsing op afschuiven

Op basis van krachterevenwicht kan de volgende voorwaarde worden afgeleid:

$$\cos \gamma \geq B \frac{\gamma_n \gamma_d (h \Phi z) \gamma_w}{\gamma_{m,c} d \gamma_g} \quad (5.4.3)$$

Deze vergelijking is het resultaat van een 1-dimensionale beschouwing (oneindig lang talud). Indien ook rekening wordt gehouden met de wrijvingsweerstand die bij de teen van het talud moet worden overwonnen ontstaat de volgende vergelijking (Ref. *Microstabiliteit: overzicht modelering*):

$$\gamma_n \gamma_d \left[Oh d \frac{\gamma_g}{\gamma_{m,c}} \Phi \left(\frac{cd}{\gamma_{m,c}} + \frac{cOh}{\gamma_{m,c} \sin \gamma} + \left[\frac{Oh}{\tan \gamma} d \frac{\gamma_g}{\gamma_{m,c}} \Phi \frac{1}{2} \frac{\gamma_w g Oh^2}{\gamma_{m,c} \sin \gamma} \right] \frac{\tan \gamma}{\gamma_{m,\gamma}} \right) \right] \geq \frac{cd}{\gamma_{m,c} \sin \gamma} + \frac{1}{2} \frac{d^2 \gamma_g}{\sin \gamma \gamma_{m,c}} \quad (5.4.4)$$

waarin:

c cohesie van de klei [kN/m² per m¹]

g zwaartekracht [m/s²]

γ = 1,1

$\gamma_{m,c}$ (=1,25), materiaalfactor voor de cohesie [-]

$\gamma_{m,\gamma}$ (=1,1), materiaalfactor voor de hoek van inwendige wrijving [-]

γ = 1,1

γ hoek van inwendige wrijving van de klei [°]

(Ref. *Leidraad voor het ontwerpen van rivierdijken; deel 1-boven-rivierengebied*)

Dit is een lange formule, die het best bruikbaar is als hij wordt ingeprogrammeerd, bijvoorbeeld in een spreadsheet. Om te controleren of daar geen fouten in worden gemaakt wordt een getallenvoorbeeld gegeven:

c = 2 kN/m² per m¹

d = 0,8 m

g = 9,81 m/s²

$\tan \gamma$ = 0,4

γ_g = 1630 kg/m³

γ_w = 1000 kg/m³

talud = 1 : 3

Als deze waarden worden ingevuld, dan blijkt bij een stijghoogteverschil $Oh = 2,42$ m nog juist aan de eis te worden voldaan.

Bij gebruik van de 1-dimensionale formule is dit in dit getallenvoorbeeld 1,0 m. In figuur 5.4.4 is voor verschillende diktes van de afsluitende toplaag, een variërende taludhelling, de in het getallenvoorbeeld gegeven constanten en de bijbehorende veiligheidsfactoren de toelaatbare stijghoogte gegeven.

Zanddijk met zandig binnentalud boven water; toetsing op uitspoelen

De gevaarlijkste situatie voor het verlies van microstabiliteit bij taluds boven water is als water horizontaal uittreedt. Op basis van een krachtereven-

wicht, waarbij de loodrechte stabiliteit wordt gezien, kan voor de helling van het talud de volgende vergelijking worden afgeleid:

$$\tan \alpha = \frac{\Phi_w}{\sum_{m=1}^n \gamma_m \cos \alpha_m} \quad (5.4.5)$$

Voor de totale veiligheid (γ_s, γ_h) wordt bij loodrecht evenwicht 2,0 aangehouden (Ref. Leidraad Toetsen op Veiligheid).

Indien niet aan deze eis wordt voldaan, bestaat de mogelijkheid om te kijken of met behulp van het schadeprofiel (zie figuur 5.4.3) aangetoond kan worden dat dit slechts leidt tot schade van beperkte omvang (zie § 5.4.3).

Zanddijk met zandig binnentalud boven water; toetsing op afschuiven

Bij een zanddijk met een zandig binnentalud zal, als de freatische lijn in de kern hoog ligt water vrijwel horizontaal op het binnentalud uittreden. Onder deze veronderstelling, uitgaand van de aanname $c = 0$ wordt voor het evenwicht evenwijdig aan het talud afgeleid:

$$\tan \alpha = \frac{\sum_{m=1}^n \gamma_m \sin \alpha_m}{\sum_{m=1}^n \gamma_m \cos \alpha_m} \quad (5.4.6)$$

Met $\gamma_s = 1,1$ en $\gamma_h = 1,1$.

(Ref. Leidraad voor het ontwerpen van rivierdijken; deel 1-boven-rivierengebied)

Zanddijk met zandig binnentalud onder water; toetsing op uitspoelen

Bij een talud onder water zal het grondwater min of meer loodrecht uittreden. Dit leidt tot de volgende vergelijking:

$$\cos \alpha = \frac{\sum_{m=1}^n \gamma_m i_m}{\sum_{m=1}^n \gamma_m} \quad (5.4.7)$$

Het verhang i moet door een grondwaterstromingsberekening bepaald worden. Deze toetsing is alleen noodzakelijk indien het binnentalud zich deels onder water bevindt, bijvoorbeeld door een sloot of een watergang achter de dijk. Er kan ook worden gekeken naar de stabiliteit van sloottaluds bij een binnenberm, maar dan is ook een overweging of dit een bedreiging voor de stabiliteit van de dijk kan vormen (zie § 5.3.5, Differentiatie van de schadefactor bij afschuiven).

Voor de totale veiligheid (γ_s, γ_h) wordt bij loodrecht evenwicht 2,0 aangehouden (Ref. Leidraad Toetsen op Veiligheid).

Zanddijk met zandig binnentalud onder water; toetsing op afschuiven

Voor uittredend grondwater loodrecht op het talud wordt voor taluds onder water, uitgaand van de aanname $c = 0$, de volgende vergelijking voor evenwicht evenwijdig aan het talud gededuceerd:

$$\tan \Phi \frac{B \frac{\mathfrak{J}_d \mathfrak{J}_m \mathfrak{J}_n \left(\frac{\leftarrow}{g} \Phi \frac{\leftarrow}{w} \right) g \sin \leftarrow}{\leftarrow}{g} \cos \leftarrow \Phi \frac{\leftarrow}{w} g (\cos \leftarrow + i)}{g} \quad (5.4.8)$$

Met $\mathfrak{J}_d = 1,1$ en $\mathfrak{J}_n = 1,1$.

(Ref. Leidraad voor het ontwerpen van rivierdijken; deel 1-bovenri-vierengebied)

Het verhang i moet door een grondwaterstromingsberekening bepaald worden. Deze toetsing is alleen noodzakelijk indien het binnentalud zich deels onder water bevindt, bijvoorbeeld door een sloot of een watergang achter de dijk. Er kan ook worden gekeken naar de stabiliteit van sloottaluds bij een binnenberm, maar dan is ook een overweging of dit een bedreiging voor de stabiliteit van de dijk kan vormen (zie § 5.3.5, Differentiatie van de schadefactor bij afschuiven).

5.4.5 Verbeteringsmaatregelen

Er zijn verschillende manieren om de microstabiliteit te verbeteren. Soms kan een freatische lijn worden 'opgevangen' in een toch op grond van macrostabiliteit benodigde berm. Ter hoogte van de uit tredende freatische lijn kan een taludverflauwing naar 1V:5H worden aangebracht om uitspoelen van materiaal te voorkomen. Ook met drainage kan worden voorkomen dat de freatische lijn op het binnentalud uit kan treden. Aan de binnenzijde is tenslotte het aanbrengen van een dikkere kleilaag een mogelijkheid, zodat geen opdrukken of afschuiven op kan treden.

Aan de buitenzijde van het grondlichaam is ingrijpen in de waterhuishouding wellicht mogelijk, bijvoorbeeld door een minder doorlatende bekleding aan te brengen.

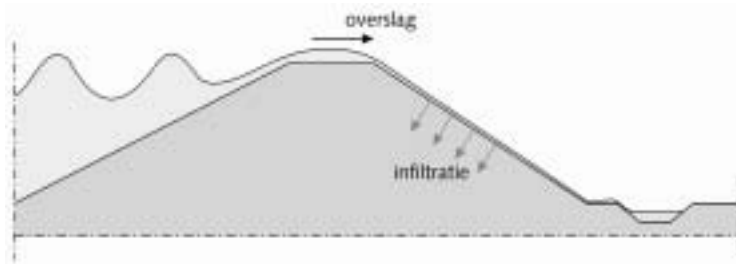
5.5 Stabiliteit bij overslag

5.5.1 Inleiding

Overslag is niets anders dan water dat bij een hoge waterstand ten gevolge van golven over de kruin van het grondlichaam slaat. Het water dringt in grondconstructies binnen: 'infiltreren' (figuur 5.5.1). Infiltratie kan leiden tot afschuiven van het binnentalud.

Bij de watersnoodramp van 1953 zijn veel Zeeuwse dijken bezweken door afschuiven van het binnentalud onder invloed van overslag. Het is daarom in de huidige praktijk gebruikelijk de kruinhoogte voldoende hoog te kiezen zodat er weinig overslag op zal treden, ook bij maatgevende condities. Er hoeft dan niet gedimensioneerd te worden op overslaand water.

5 Faalmechanismen



Figuur 5.5.1 Infiltratie door golfoverslag

In complexe situaties kan worden besloten toch een groter overslagdebiet toe te laten. Dat moet een bewuste keuze zijn, waarbij de consequentie is dat de kruin en het binnentalud dusdanig worden gedimensioneerd dat deze hiertegen bestand zijn. Bovendien mag dit in de polder niet tot waterbezwaar leiden.

De mechanismen die optreden bij infiltratie door golfoverslag worden in § 5.5.2 beschreven. Hierbij wordt onderscheid gemaakt tussen twee kenmerkende situaties voor de opbouw van een dijk. Het stromende water kan ook erosie van het oppervlak van het binnentalud veroorzaken, dit wordt in § 5.5.3 behandeld (zie ook hoofdstuk 7).

In § 5.5.4 wordt aangegeven hoe grondconstructies kunnen worden gedimensioneerd zodanig dat deze stabiel zijn voor stabiliteitsverlies ten gevolge van infiltratie. Paragraaf 5.5.5 gaat in op verbeteringsmaatregelen.

5.5.2 Infiltratie en afschuiven

Bij infiltratie door overslag of neerslag treedt water via de kruin en binnentalud in de dijk. Tijdens dit infiltratieproces neemt de volumieke massa toe van γ_{droog} tot γ_{nat} . De waterspanningen in de infiltratiezone zijn nauwelijks van enige betekenis zolang het geïnfiltreerde water verder de dijk instroomt. De mate van infiltratie is afhankelijk van de hoeveelheid overstromend water (het overslagdebiet), de gesommeerde tijdsduur van overslag en de doorlatendheid van de afdekkende kleilaag. De factor tijd is dus erg belangrijk.

Bij een verzadigde infiltratiezone neemt de waterspanning toe en nemen de aanwezige korrelspanningen af en daarmee de te mobiliseren schuifspanning. De aandrijvende kracht daarentegen neemt toe doordat de grond verzadigd is met water. Dit heeft een negatief effect op de stabiliteit van het binnentalud. Instabiliteit van het binnentalud uit zich door de aldaar optredende vervormingen. Het talud verplaatst zich in eerste instantie richting de teen van de dijk en bolt op. Nabij de kruinlijn ontstaat een trekzone waar een scheur parallel aan de kruin kan ontstaan. Wanneer deze situatie zich voordoet, wordt de dijk als bezweken beschouwd. Prototypeproeven hebben aangetoond, dat het ontstaan van een scheur en het op-

bollen of uitbuiken van de onderzijde van het binnentalud nagenoeg gelijktijdig optreden. Op het moment dat een scheur is ontstaan, verdwijnt een groot deel van het overgeslagen water in de scheur en zorgt ervoor dat de dijk zeer snel verzadigd raakt en afschuiven van het binnentalud inleidt. Het betreft meestal een oppervlakkige afschuiving waarbij de grasmat in zijn geheel van de dijk schuift en de dijk kern blootstelt aan erosie door het overslaande water. In korte tijd ontstaat nu een bres in de dijk. In 1953 zijn deze parallelscheuren in Zuidwest Nederland waargenomen. In sommige gevallen waren door de beheerders zeildoeken over de scheuren neergelegd. Dit heeft veelal het bezwijken van de dijken vertraagd. Het bezwijkmechanisme door infiltratie wordt sterk bepaald door de configuratie (hellingshoek) en de opbouw van een dijk. Bij toepassing van taluds, die flauwer zijn dan 1V:3H, blijkt uit ervaring dat er nauwelijks gevaar is op instabiliteit ten gevolge van infiltratie door golfoverslag. In principe kunnen voor het beschrijven van het infiltreren twee karakteristieke situaties worden onderscheiden:

- Grondlichaam bestaat uit een kleikern, afgedekt met een laag door-groeide klei;
- Grondlichaam heeft een zandige kern, afgedekt met een kleilaag.

In de praktijk kunnen zeker situaties voorkomen waar heterogeniteit een belangrijke rol kan spelen. Plaatselijk kunnen zich dan andersoortige mechanismen voordoen. In dit verband kan worden geconstateerd dat gaten van graverij door konijnen en mollen een risico vormen en het proces van andere mechanismen versterken.

Kleikern

De klei aan het oppervlak is veel doorlatender dan de klei in de kern. Scheurtjes en wortelkanalen creëren een voor klei vrij hoge doorlatendheid van de orde van 10^{-5} tot 10^{-4} m/s. Bij overslag infiltreert water juist het sterkst in de toplaag, waardoor de waterspanning oploopt. De korrelspanning neemt hierdoor uiteindelijk zoveel af, dat een glijvlak kan ontstaan op de grens van de toplaag en kern op een diepte van orde 1 m onder het maaiveld. Bij een steil talud schuift de toplaag af.

Zandige kern

Ook bij grondconstructies met een zandige kern kan infiltratie de oorzaak van het bezwijken door overslag zijn. De doorlatendheid van de toplaag is sterk anisotroop. Door scheurtjes en begroeiing is de doorlatendheid van de toplaag vaak maar weinig minder dan die van de kern. In de richting loodrecht op het talud is de doorlatendheidswaarde veel groter dan die in de richting langs het talud. Door deze anisotropie stroomt er relatief weinig water door de toplaag evenwijdig aan het talud, het meeste zakt de zandige kern in.

Als de kern niet is gedraineerd of als de toplaag minder doorlatend is dan de kern, bijvoorbeeld bij een toplaag van klei op een kern van zand, dan kan door infiltrerend water bij de teen onder de bekleding een hogere freatische lijn ontstaan, die een opwaartse druk over de toplaag veroorzaakt. Bij het beoordelen van afschuiven van het binnentalud onder invloed van overslag moet in dat geval rekening worden gehouden met deze extra

kracht op de binnenbekleding. Aanbevolen wordt in die gevallen een grondwaterstromingsberekening te maken om de freatische lijn in de dijk te kunnen bepalen. De duur van het infiltreren is hierbij van belang voor de totale hoeveelheid water die via het binnentalud kan infiltreren. Als de hoogte van de freatische lijn eenmaal is bepaald moet ook worden gecontroleerd of er geen combinatie van twee bezwijkmechanismen kan ontstaan: eerst ontstaat in het onderste deel van het binnentalud micro-instabiliteit, waarna vervolgens afschuiven van het bovenste deel van de bekleding op het binnentalud plaatsvindt. Als dit fenomeen van een gecombineerd bezwijkmechanisme een bedreiging kan vormen, kunnen dezelfde maatregelen worden getroffen die nu onder microstabiliteit staan genoemd.

5.5.3 Erosie binnentalud

Erosie aan het binnentalud van grondconstructies wordt voornamelijk veroorzaakt door water, dat over de kruin heen is gestroomd. Dat water is afkomstig van golfoverslag of -overloop. De combinatie van een hoge waterstand en golfoploop op het buitentalud kan overslag opleveren. Vanwege het onregelmatige karakter van golven moet bij overslag worden gedacht aan een verschijnsel, dat alleen onder extreme omstandigheden optreedt. Bij een hoog overslagdebiet kan er erosie van het binnentalud optreden door langs- of afstromend water. De erosie blijkt een functie te zijn van het overslagdebiet, de taludhelling, de grondsoort waarmee het talud is bedekt en de kwaliteit van de begroeiing.

5.5.4 Rekenmethoden

Joustra en Edelman

Voor afstromend grondwater evenwijdig aan taluds boven water vonden Joustra en Edelman voor een homogeen oneindig lang talud de volgende bovengrensvergelijking:

$$\tan \forall B \frac{\frac{\mathfrak{I}_d \mathfrak{I}_{m,v} \mathfrak{I}_n \Leftarrow_g \sin / \Phi \mathfrak{I}_{m,v} \mathfrak{I}_m \Leftarrow \frac{c}{\mathfrak{I}_{m,c} d}}{\Leftarrow_g \cos / \Phi \Leftarrow_w g \cos /}}{(5.5.1)}$$

waarin:

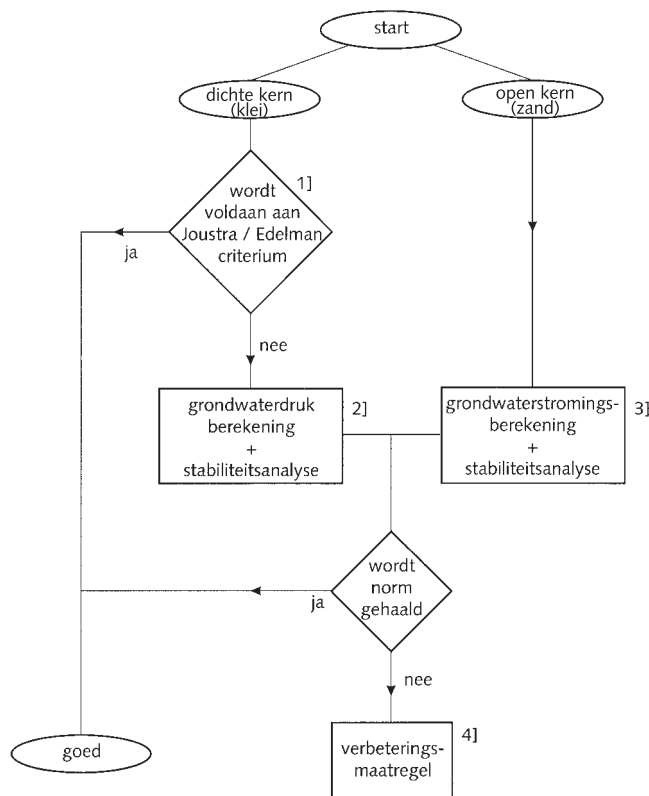
- | | |
|--------------------------|--|
| c | cohesie [N/m^2 per m^1] |
| d | beschouwde laagdikte (loodrecht op talud gemeten) [m] |
| g | zwaartekracht [m/s^2] |
| α | helling van het talud [$^\circ$] |
| $\mathcal{F}$ | (= 1,1) modelfactor [-] |
| $\mathcal{F}_{m,c}$ | (= 1,25) materiaalfactor voor de cohesie [-] |
| $\mathcal{F}_{m,\psi}$ | (= 1,1) materiaalfactor voor de hoek van inwendige wrijving [-] |
| $\mathcal{F}_{m,\gamma}$ | (= 1,0) materiaal voor de volumieke massa [-] |
| $\mathcal{F}_h$ | (= 1,1) schadefactor [-] |
| ψ | hoek van inwendige wrijving [$^\circ$] |
| γ_w | volumieke massa van water [kg/m^3] |
| γ_s | volumieke massa van grond [kg/m^3] |

Stabiliteit bij infiltratie

De eenvoudigste numerieke methode is een glijvlakberekening met de methode van Bishop voorafgegaan door een grondwaterstromingsberekening. Met behulp van de eindige-elementen methoden kan het grondgedrag nog beter worden gemodelleerd, daar de vorm van het glijvlak niet a-priori cirkelvormig behoeft te zijn zoals bij de methode van Bishop.

Veelal wordt aangenomen dat het freatisch vlak samenvalt met het talud en dat de stijghoogte constant is langs lijnen loodrecht op het talud. Bij een zandige kern zal de stijghoogteverdeling veelal veel gunstiger zijn, omdat het infiltratiefront zich gedraagt als een waterbel en niet direct naar de ondergrond zakt.

Bij het daadwerkelijk ontwerpen kan volgens het schema in figuur 5.5.2 te werk worden gegaan. In deze aanpak wordt steeds uitgegaan van een vrij eenduidige opbouw, of kleibekleding op zandkern of kleibekleding op kleikern. Voor het geval van een relatief ondoorlatende toplaag (een kleibekleding op een zandkern) is van belang in hoeverre zich in de kern waterdrukken kunnen opbouwen. Voor dit geval is het debiet en de duur van de overslagperiode een randvoorwaarde in de berekening van grote invloed. Een en ander betekent dat de ontwerpberekeningen en eventuele oplossingen wat kunnen afwijken van het geval 'klei op klei'.



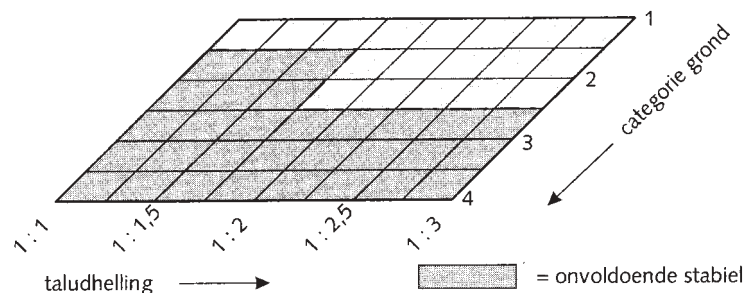
Figuur 5.5.2 Schema analyse stabiliteit bij infiltratie

5 Faalmechanismen

- (1) Toets de helling van het binnentalud aan de analytische oplossing van vergelijking (5.5.1). Bij een inhomogene (gelaagde) opbouw van het talud worden de eigenschappen van de laag gekozen, die de laagste hoek ϕ in het ontwerp opleveren. Bij een aanwijsbare aanwezigheid van cohesie mag hiermee ook rekening worden gehouden. Voor de dikte van de afschuivende laag wordt bij een kleidijk de dikte van de gestructureerde toplaag (veelal circa 1 m) genomen. Meer informatie omtrent de wrijvings eigenschappen van deze gestructureerde klei kan gevonden worden in (Ref.) *Technisch Rapport Eisen klei voor dijken*.
- (2) Voer een twee dimensionale stabiliteitsanalyse uit, voorafgegaan door een grondwaterstromingsberekening (zie tabel 4.6.1). De stabiliteitsanalyse kan worden uitgevoerd volgens de methode van Bishop of met een eindige-elementenmodel. In het laatste geval wordt geen enkele beperking opgelegd aan de vorm en de ligging van het glijvlak. Uit deze vorm en uit de grootte van de realistisch optredende deformaties moet worden bepaald of de taludhelling toelaatbaar is. In alle gevallen moet worden aangenomen dat het talud volledig verzadigd is en dat het freatisch vlak samenvalt met het talud. Berekeningen die, uitgaande van de onverzadigde toestand van de klei en rekening houdend met een afstroming over het oppervlak van het talud, een beter beeld kunnen geven zijn momenteel nog niet operationeel.
- (3) Hoewel ook voor de dijk met een doorlatende kern een toets aan vergelijking 5.5.1 zou kunnen plaatsvinden, verdient het geen aanbeveling dit te doen. Zowel door infiltratie als door grondwaterstroming door het buitentalud zou eerst de zandige kern moeten vollopen alvorens er sprake zou kunnen zijn van een verzadiging van de toplaag van het binnentalud. Aangenomen kan worden dat, voordat de kern volledig is gevuld, door een vermindering van korrelspanning tussen bekledingslaag en kern nabij de binnenteen, dan wel afdrukken van die bekledingslaag, bezwijken zal optreden.

Afschuiven

Uit bovenstaande blijkt dat de verzadigingsgraad van de toplaag van groot belang is. Indien het overslagdebiet kleiner is dan 0,1l/m/s hoeft met overslag geen rekening te worden gehouden, aangezien de toplaag niet volledig verzadigd wordt geacht. Bij grotere debieten wordt aangenomen dat verzadiging optreedt. Aan de (Ref.) *Handreiking Constructief Ontwerpen* is een globale indicatie ontleend voor de veiligheid tegen afschuiven. Op basis van afschattende berekeningen geeft de arcering in figuur 5.5.3 aan waar (gegeven volledige verzadiging) afschuiven zal optreden.



Figuur 5.5.3 Indicatie oppervlakkig afschuiven

De in de figuur gehanteerde 'categorie grond' heeft betrekking op de erosiebestendigheid van klei zoals verwoord in de (Ref.) *Standaard RAW-bepalingen*. Opgemerkt moet worden dat het om een eerste indicatie gaat.

5.5.5 Verbeteringsmaatregelen

Verschillende alternatieven zijn mogelijk voor het aanpassen van het ontwerp. De eerste is het (beneden deel van het) talud flauwer te maken. De tweede is om de hoogte van kruin van de dijk te vergroten om het overslagdebiet te verminderen. Een derde mogelijkheid doet zich voor als er sprake is van een dijk met een zandkern. Dan kan de freatische lijn soms laag worden gehouden door middel van een drainageconstructie. Deze drainageconstructie is daarmee dan wel een essentieel onderdeel van de waterkering geworden en daarmee een aandachtspunt bij het beheer en onderhoud. Er moet immers zekerheid bestaan dat de constructie steeds functioneert. Verder is het ook mogelijk dat LNC-voorwaarden andere oplossingen (bijzondere constructies, eigenschappen bekledingslaag verbeteren) nodig maken.

Anisotropie van grondconstructies maakt dat enige terughoudendheid bij de acceptatie van overslag op zijn plaats is. Meer debiet accepteren betekent namelijk dat met een lagere kruinhoogte wordt ontworpen. Een lagere kruinhoogte betekent dat de periode waarin de overslag optreedt langer zal zijn en de kans op volledige verzadiging groter. Het mechanisme stabiliteit bij overslag vormt momenteel overigens nog onderwerp van studie.

5.6 Zandmeevoerende wellen

5.6.1 Inleiding

Het ontstaan van drijfzand bij verticaal uittredend water (Engels: heave) en vorming van ondergrondse kanaaltjes (Engels: piping) zijn verschijnselen die de stabiliteit van grondconstructies kunnen bedreigen. Het optillen van gronddeeltjes en terugschrijdende erosie kunnen worden teweeggebracht doordat bij groot verval over grondconstructies gronddeeltjes in watervoe-

rende zandlagen door het kwelwater worden meegevoerd. Hierdoor kunnen of doorgaande kanaaltjes onder de grondconstructie ontstaan of kunnen de korrelspanningen wegvallen ten gevolge van een te groot verticaal verhang. In het (Ref.) *Technisch Rapport Zandmeevoerende wellen* wordt uitgebreid ingegaan op eventuele maatregelen in bedreigende situaties en aandachtspunten voor het beheer om gesteld te staan voor eventuele noodsituaties. Tenslotte worden verschillende case studies nader uitgewerkt, waarbij (klassieke) rekenregels gebaseerd op stationaire grondwaterstromingen en instationaire rekenmodellen zijn toegepast. In deze paragraaf zullen bovengenoemde aspecten summier worden behandeld. Hier ligt de nadruk op de beschrijving van de verschillende fasen die bij kwel onder grondconstructies kunnen ontstaan (§ 5.6.2). Evenzo wordt stilgestaan bij rekenregels voor het controleren van het optreden van de fenomenen heave en piping (§ 5.6.3 en § 5.6.4). Paragraaf 5.6.5 besteedt aandacht aan mogelijke constructieve oplossingen en de te nemen beheerstechnische maatregelen om de veiligheid tegen zandmeevoerende wellen voldoende te verzekeren.

5.6.2 Procesbeschrijving

In principe kunnen twee karakteristieke configuraties worden onderscheiden waarbij kwel onder en door de grondslag van grondconstructies doordringt:

1. Binnenwaarts van de grondconstructie is op de watervoerende zandlaag een afdekkende laag bestaande uit klei- en/of veen aanwezig.
2. Binnenwaarts van de grondconstructie is op de watervoerende zandlaag geen of slechts een dunne afdekkende grondlaag aanwezig die bijvoorbeeld door een brede sloot wordt doorsneden

Binnenwaartse afdekkende laag

Voor ondoorlatende grondconstructies waarvan de binnenwaartse bovenlaag waterdicht is, kunnen de volgende kwelfasen worden gekenmerkt:

- Opdrijven van de afdekkende laag. Door een hoge buitenwaterstand zullen de waterspanningen in de watervoerende zandlaag toenemen. Wanneer de waterspanningen ter plaatse van de afdekkende laag aan de binnenzijde groter worden dan het gewicht van die laag, zal deze gaan opdrijven. Deze gebeurtenis is een vorm van hydraulische grondbreuk. In de praktijk is opdrijven soms, maar niet altijd, waarneembaar door zwakke golfbewegingen van het maaiveld bij betreden.
- Opbarsten van de afdekkende laag. Door het opdrijven zal de afdekkende laag scheuren, waardoor kwelwater via verticale kanaaltjes, zich een weg naar het maaiveld zoekt.
- Erosieproces in de watervoerende zandlaag. Het optreden van horizontale kanaaltjes in watervoerende zandlagen is sterk afhankelijk van de optredende stroomsnelheid in deze kanaaltjes en de kritieke stroomsnelheid (= de gemiddelde stroomsnelheid van het water waarbij de zandkorrels nagenoeg in rust blijven). De optredende stroomsnelheid wordt grotendeels bepaald door het verval over de grondconstructie, terwijl de kritieke stroomsnelheid sterk afhankelijk is van de materiaaleigenschappen, bijvoorbeeld de korrelgrootte. In principe zijn er twee

mogelijkheden, namelijk (1) de stroomsnelheid is kleiner dan de kritieke stroomsnelheid; het erosieproces stopt, of (2) de stroomsnelheid is groter dan de kritieke stroomsnelheid; de afvoer van zand uit het kanaaltje blijft voortduren. Het geërodeerde materiaal wordt door het kwelwater meegevoerd en rond de holte nabij het maaiveld afgezet. Bij voldoende groot verval zullen de kanaaltjes blijven groeien (terugschrijdende erosie). Als deze kanaaltjes het buitenwater bereiken is sprake van 'piping'. Wanneer er een open verbinding is tussen het buitenwater en de locatie waar het kwelwater uittreedt zullen de afmetingen van de kanalen toenemen. Uiteindelijk zal dit leiden tot holle ruimtes onder de grondconstructie die zo groot worden dat verzakking en breuk en dus bezwijken van de grondconstructie zal optreden.

Binnenwaarts geen afdekkende laag

Indien aan de binnenzijde van grondconstructies de grondsamenstelling zandig is, kunnen de verticale korrelspanningen aldaar wegvallen onder invloed van kwel. Dit wordt aangeduid met heave, wat overeenkomt met de vorming van drijfzand en met name optreedt bij verticaal uittredend grondwater. Vervolgens zullen ondergrondse kanalen ontstaan die in grootte zullen toenemen door de eroderende werking van het kwelwater met als uiteindelijk resultaat het bezwijken van de constructie. Omdat zowel heave als wel piping kunnen optreden bij een watervoerende laag aan het oppervlak dienen deze twee aspecten afzonderlijk te worden beoordeeld. Ter voorkoming van beide fenomenen worden veelal kwelbermen of kwelschermen (damwanden, kleikisten, kistdammen etc.) toegepast. Deze verlengen de afstand die het water moet afleggen, waardoor de snelheid van het kwelwater en het uittredende verhang beide afnemen.

5.6.3 Rekenregels voor opdrijven, opbarsten en heave

Uit onderzoek is gebleken dat voor het opdrijven en opbarsten van een afdekkende laag het van primair belang is de dikte hiervan te kennen. Voor het optreden van drijfzand nabij het uittreepunt moet informatie voorhanden zijn omtrent de kwelengte, de doorlatendheid van het zand en de dikte van het watervoerende zandpakket: hoe dunner, des te kleiner het risico dat grond fluïdiseert.

Hieronder volgt een uiteenzetting aangaande het voorspellen van hydraulische grondbreuk voor twee kenmerkende configuraties (zie § 5.6.2), waarbij een klassieke deterministische benadering (*Ref. Grondslagen voor waterkeren*) als rode draad fungeert. Voor de veiligheidscontrole ten aanzien van heave zijn ook geavanceerde rekenmodellen beschikbaar. Het programma WATEX berekent de stijghoogte in de zandlaag onder een relatief ondoorlatende laag van het theoretisch intreepunt tot de kritieke oprijfzone zowel voor stationaire als voor niet-stationaire grondwaterstromingen. Indien binnenwaarts van de grondconstructie geen afdekkende laag aanwezig is, kunnen de stijghoogtes worden bepaald met een semi-analytisch rekenmodel gebaseerd op de 'Fragmentenmethode'. Voor meer informatie omtrent deze modellen wordt verwezen naar het (*Ref.*) *Technisch Rapport Zandmeevoerende Wellen*.

5 Faalmechanismen

Om voldoende veiligheid te waarborgen tegen opdrijven, opbarsten en heave, dient de maximaal optredende belasting kleiner te zijn dan de sterkte die uit de materiaaleigenschappen volgt. Wanneer de mechanismen opdrijven en opbarsten worden beschouwd is het gebruikelijk om de belasting en sterkte uit te drukken in een stijghoogte, terwijl voor het wel of niet optreden van drijfzand benedenstrooms van grondconstructies (heave) veelal het verhang als karakteristieke parameter wordt gebruikt. Samenvattend geldt:

$$v_{sterkte} B \mathfrak{I} v_{belasting} \text{ of } i_c B \mathfrak{I} \quad (5.6.1)$$

Hierin is $\mathfrak{I} (> 1)$ een veiligheidsfactor, i_c is het kritieke verhang (= 0,5) en i is het verhang.

Binnenwaartse afdekkende laag

Wordt een grondconstructie beschouwd die op een waterdichte laag is gelegen dan kan op basis van vergelijking (5.6.1) in de oprijfzone het volgende verband worden afgeleid (zie figuur 5.6.1):

$$\frac{(\mathfrak{I}_{nat} \Phi \mathfrak{I}_w)}{\mathfrak{I}_w} d B \mathfrak{I} (v_z \Phi h_p) \text{ of } v_{z,g} B \mathfrak{I} v_z \quad (5.6.2)$$

waarin:

- h_p grondwaterstand of waterstand bij vrije waterspiegel [m]
- d dikte van de waterdichte laag (zie tabel 5.6.2) [m]
- $\mathfrak{I}_{nat}$ natte volumegewicht afdekkende laag [kN/m³] (zie § 4.4.1)
- $\mathfrak{I}_w$ volumegewicht van het grondwater [kN/m³]
- v_z stijghoogte direct onder de afdekkende laag [m] (WATEX)
- $v_{z,g}$ grenspotentiaal [m] (stijghoogte waarbij opdrijven optreedt)

Wanneer de stijghoogte in de zandlaag overal kleiner is dan de berekende grenspotentiaal, dan is opbarsten uitgesloten. De lokale grondopbouw en grondeigenschappen zijn van groot belang, maar die zijn in detail vaak niet of slechts bij benadering vast te stellen. Voor de berekening om voldoende veiligheid tegen opbarsten te verzekeren dient te worden uitgegaan van een minimale dikte van de afdekkende laag (lage representatieve waarde), zie tabel 5.6.2. Voor de toe te passen veiligheidsfactor wordt onderscheid gemaakt tussen een veiligheidstoetsing en het ontwerpen van een berm ter voorkomen van het opbarsten.

- Wanneer de optredende stijghoogte bij maatgevende buitenwaterstand uitsluitend wordt berekend met behulp van een geohydrologisch model, kunnen onzekerheden bij de parameters een belangrijke rol spelen. In dat geval wordt een veiligheid van $\mathfrak{I} = 1,2$ gehanteerd. In situaties waarin de onzekerheden over de optredende stijghoogte betrekkelijk gering zijn, kan worden volstaan met een $\mathfrak{I} = 1,1$, conform de geotechnische norm (Ref.) NEN 6740.
- Bij een steunberm wordt de optredende stijghoogte mede aan de hand van betrouwbare waterspanningsresponsmetingen bepaald. Als de watervoerende zandlaag onder de grondconstructie gevoelig blijkt te

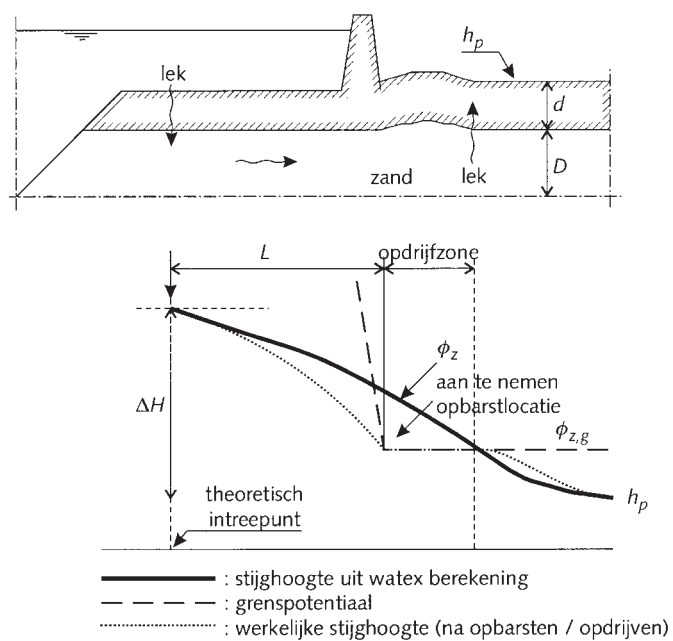
voor het verschijnsel piping (zie § 5.6.4), kan het aanbrengen van een berm uitkomst bieden. Hierdoor neemt de kwellengte toe en de locatie van opbarsten verschuift naar de teen van de nieuwe berm. Daar heerst in de zandlaag onder bezwijkcondities de grenspotential. Deze is randvoorwaarde voor het verloop van de stijghoogte in de zandlaag onder de berm. Omdat de grenspotential nauwkeurig kan worden bepaald, is ook het verloop van de stijghoogte onder de berm vrij nauwkeurig te bepalen. Daarom kan voor het dimensioneren van de dikte van de berm volstaan worden met een veiligheid van $\beta = 1,1$ conform (Ref.) NEN 6740. In de (Ref.) *Handreiking Constructief Ontwerpen* wordt zelfs een veiligheidsfactor $\beta = 1,05$ genoemd; aangeraden wordt echter om zich hierbij te vergewissen dat de onzekerheid van de geschatte optredende potential klein is of dat conservatieve schattingen worden gebruikt. Indien bij een veiligheidstoetsing wordt voldaan aan het criterium van opbarsten (zie vgl. 5.6.2), dan dient nog te worden nagegaan of welvorming tijdens hoogwater optreedt (zie § 5.2.8 (Ref.) *Technisch Rapport Zandmeevoerende wel-len*). Indien niet aan het opbarstcriterium wordt voldaan, dan moet verdere controle op piping plaatsvinden. Daartoe moet de locatie van opbarsten worden vastgesteld om de aanwezige kwellengte voor piping te berekenen. Deze maatgevende locatie is het dichtst bij de dijk gelegen punt achter de dijk, waar niet aan het criterium van opbarsten wordt voldaan (zie figuur 5.6.1).

Invloed van sloten en watergangen

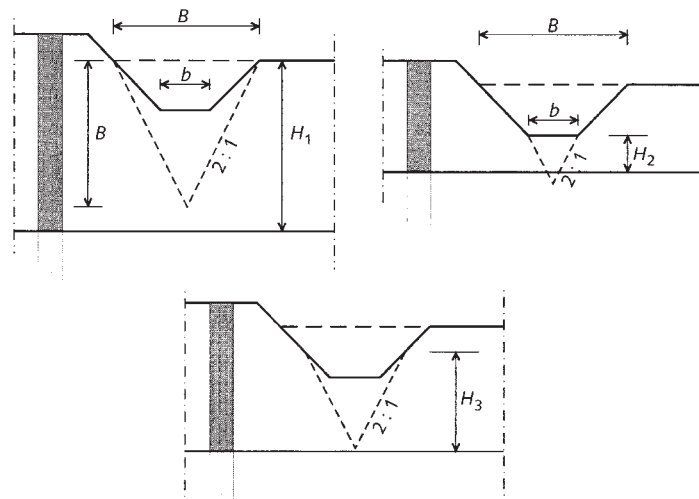
Indien in de stabiliteitszone plaatselijk een duidelijk minder dik afdekkend pakket aanwezig is, bijvoorbeeld ter plaatse van een watergang (dijk- en bermsloten), kan de veiligheid tegen opbarsten hier ter plaatse lager zijn. In figuur 5.6.2 is aangegeven dat ter bepaling van de opdrukveiligheid kan worden gerekend met de gewichtsvermindering van de ondoorlatende laag onder de sloot uitgaande van een spreiding van 2:1.

Bij een laagdikte groter dan de slootbreedte B wordt geen reductie van het grondgewicht meer toegepast. De maximale waterspanning is gelijk aan het gewicht laag H_1 . Bij een laagdikte onder de sloot kleiner dan de slootbodembreedte b , wordt gerekend met het gewicht van de ondoorlatende laag onder de slootbodem H_2 inclusief het gewicht van de waterlaag in de sloot. Bij een laagdikte kleiner dan B en groter dan b onder de slootbodem is de maximale waterspanning tegen de onderkant van de ondoorlatende laag gelijk aan het gewicht van laag H_3 inclusief het gewicht van de waterlaag in de sloot. Als ter plaatse van de sloot de grenspotential wordt bereikt dan mag ervan worden uitgegaan dat op dat punt de potential zodanig wordt gereduceerd dat opdrijven van het achterliggende gebied niet meer kan optreden. In het achterliggende gebied is de dikte van het slappe lagenpakket immers dikker dan ter plaatse van de slootbodem. Hiermee is de zone waar met opdrukken rekening moet worden gehouden begrensd tot de slootbreedte B .

5 Faalmechanismen



Figuur 5.6.1 Dijk met voorland en ondergrond; Stijghoogte in zandlaag, grenspotentiaal, opbarstlocatie en opdrijfzone



Figuur 5.6.2 Bepaling effectieve laagdikte voor opbarsten bij sloot

Geen afdekkende laag aan het oppervlak

Bij een verticale kwelstroming in zandige grond achter een kwelscherm aan de binnenzijde van een grondconstructie kan een gelijksoortige relatie als (5.6.2) worden afgeleid (zie figuur 5.6.3)¹:

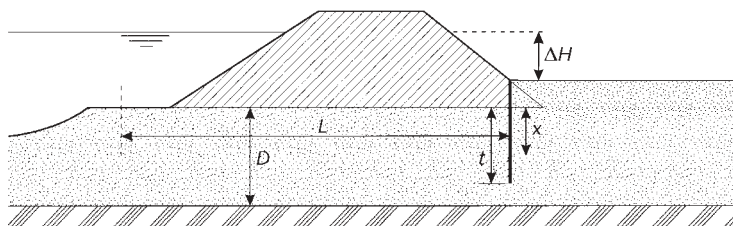
$$\frac{(1\Phi n)(\gamma_k \Phi \gamma_w)}{\gamma_w} B \gamma \frac{(\gamma_0 \Phi h_p)}{x} \text{ of } i_c B \gamma i \quad (5.6.3)$$

waarin:

- h_p polderpeil of de waterstand boven het maaiveld [m]
- n porositeit [-] in zandlaag
- x afstand waar het uittreeverhang maximaal is [m]
- γ_k volumegewicht van het korrelmateriaal [kN/m³]
- γ_w volumegewicht van het grondwater [kN/m³]
- γ_0 stijghoogte ter plaatse van de onderkant van het kwelscherm waar het uittreeverhang maximaal is [m]

Indien de grond laagsgewijs is opgebouwd, kan het ondergedompelde volumegewicht door laagsgewijze sommatie worden berekend.

Het uittreeverhang (i) is sterk afhankelijk van het totale verval over de kering en de geohydrologische configuratie en de plaats en diepte van eventuele kwelschermen. Voor grondconstructies op een zandige ondergrond met kwelschermen wordt aangenomen dat wanneer het (verticale) uittreeverhang (i) groter is dan 0,5, zandmeevoerende wellen ontstaan en een verdergaande controle op piping is vereist (zie § 5.6.4). Afhankelijk van de gegradeerdheid en pakking van de zandlaag nabij het uittreepunt kunnen grotere toelaatbare verhangen dan 0,5 worden toegestaan. Daartoe zijn dichtheidsmetingen van de zandlaag nodig (Ref. *Technisch Rapport Zandmeevoerende wellen*, appendix I).



Figuur 5.6.3 Kwelscherm bij grondconstructies

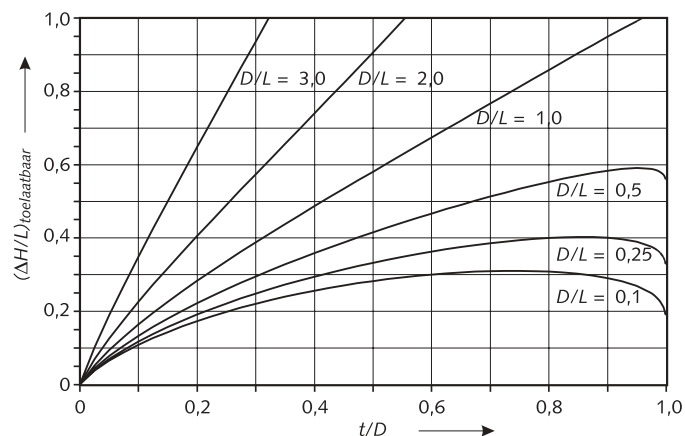
Het kritieke verhang (i_c) is afhankelijk van de porositeit en ligt theoretisch tussen 0,9 en 1,1 in. Wordt bovenstaande in ogenschouw genomen, dan ligt de veiligheidsfactor γ in de range van 1,8 tot 2,0, echter door de heterogeniteit van de ondergrond wordt deze veiligheid veelal niet behaald.

¹Merk op dat $\gamma_{nat} = (1\Phi n) \gamma_k + n\gamma_w$

Figuur 5.6.4 toont enkele berekeningsresultaten van de Fragmentenmethode voor een eenvoudige controle op heave. Voor meer informatie omtrent deze methode wordt verwezen naar het (Ref.) *Technisch Rapport Zandmeevoerende wellen*.

5.6.4 Rekenregels voor piping

De rekenregels van Bligh en Sellmeijer worden in Nederland gebruikt voor controle op piping waarin uitsluitend de horizontale kwelweg wordt beschouwd, terwijl Lane naast de horizontale ook de verticale kwelweg in zijn rekenregel meeneemt.



Figuur 5.6.4 Berekeningsresultaten Fragmentenmethode (zie figuur 5.6.3)

De laatste jaren is het gebruikelijk om bij rivierdijken in het westen van Nederland bij de berekening van het verval rekening te houden met een reductie van de belasting als gevolg van de weerstand in verticale kanaaltjes vanaf de zandlaag tot het maaiveld of bodem van de sloot. In laboratoriumproeven is het potentiaalverval gemeten over een kolom zand die door verticale kwel is gaan fluïdiseren (Ref. *Piping due to flow towards ditches and holes*). Op basis van verschillende proeven blijkt dat het gemiddelde potentiaalverval over de gefluidiseerde zandkolom 0,6 keer de hoogte van de zandkolom bedraagt. In een prototypesituatie waarbij het geërodeerde zand uit de zandlaag via verticale kanaaltjes naar het maaiveld wordt afgevoerd zal dit verval gemiddeld genomen ook optreden. Voor het mechanisme piping is het potentiaalverval tussen het buitenwater en uittreepunt in de zandlaag maatgevend. Dit verval komt overeen met het totale verval over de grondconstructie minus het verval over het verticale kanaal in de afdekkende laag. Wordt rekening gehouden met dit verschijnsel en wordt tegelijkertijd een veiligheidsfactor van 2 geïntroduceerd, dan luidt de controleregel:

$$OH_{sterkte} \geq OH_{belasting} (= \mathcal{I} (OH \Phi 0,3 d)) \quad (5.6.4)$$

waarin:

$OH_{sterkte}$	kritieke verval [m]
OH	verval over de grondconstructie [m]
d	dikte van de afdekkende laag (tabel 5.6.2) [m]
$\mathcal{I}$	veiligheidsfactor [-]

Bij grondconstructies wordt tegenwoordig het gebruik van verticale kwel-schermen overwogen. Kwelschermen aan de benedenstroomse zijde van grondconstructies zijn in het algemeen het meest effectief, omdat door het dimensioneren op heave in het algemeen een groter verval kan worden toegelaten. Bij kwelschermen aan de bovenstroomse zijde van de grondconstructie wordt alleen de weerstand van de stroming vergroot. Voor een effectieve werking zijn dan dikwijls kwelschermen noodzakelijk die de watervoerende zandlaag afsluiten.

De methode van Lane wordt uitsluitend toegepast wanneer de methoden van Bligh en Sellmeijer niet toepasbaar zijn. Voor het toetsen en ontwerpen van grondconstructies op heave kan bovengenoemde methode worden gebruikt. Echter, bij aan te leggen grondconstructies, worden de minder strenge regels voor controle op heave (zie § 5.6.3) aanbevolen. In sommige situaties is het gebruik van deze regels niet goed mogelijk, bijvoorbeeld bij achterloopsheid. Het rekenmodel voor tweedimensionale kwelstroming schiet daarbij te kort. Een driedimensionale analyse van het grondwater biedt in die gevallen uitkomst.

Bligh

Bligh heeft een aantal gevallen van bezwijken van kleine stuwdammen door piping geïnventariseerd en geanalyseerd (*Ref. Dams barrage and weirs on porous foundations*). Het kritieke verval is volgens Bligh afhankelijk van een materiaalconstante (C_{creep}) (zie tabel 5.6.1) en de zogenaamde 'line of creep' ook wel de doorgaande lijn van intreepunt tot uitreepunt (L).

$$OH_{sterkte} = \frac{L}{C_{creep}} \quad (5.6.5)$$

Bij het toepassen van de regel van Bligh is de veiligheidsfactor = 1,0; de benodigde veiligheid waarvan de grootte onbekend is, is reeds in de materiaalconstante verdisconteerd.

Lane

Onder andere bij kunstwerken of grondconstructies gesitueerd op zandige bodems worden ter verlenging van de kwelweg een of meerdere verticale kwelschermen toegepast. Vooral bij kunstwerken met onder- en achterloopsheidsschermen kunnen maatgevende kwelwegen erg ingewikkeld zijn. Kwelwater volgt immers de weg van de minste weerstand. In het (*Ref.*) *Technisch Rapport Zandmeevoerende Wellen* wordt een aanpak gegeven om dit soort kwelwegen systematisch te onderzoeken. Door Lane (*Ref. Security from under-seepage masonry dams on earth*

5 Faalmechanismen

foundations) is op basis van een inventarisatie van bezweken constructies waarbij de kwelweg deels uit verticale stukken bestond de volgende rekenregel opgesteld:

$$OH_{sterkte} = \frac{\frac{1}{3}L_h + L_v}{C_{w,creep}} \quad (5.6.6)$$

Hierin is L_h de totale lengte van de horizontale delen van de kwelweg en L_v is de totale lengte van de verticale delen van de kwelweg. Merk op dat de verticale kwelweg langs een scherm gelijk is aan twee keer de lengte van het scherm. De materiaalconstante $C_{w,creep}$ is gebaseerd op een bovengrens wat impliceert dat bij het aanwenden van de regel van Lane geldt: $\mathfrak{F}=1,0$; in tabel 5.6.1 zijn de door Lane aangegeven waarden voor verschillende typen materiaal in de grondlaag weergegeven.

Sellmeijer

Door Sellmeijer (Ref. *On the mechanism of piping under impervious structures*) is in het kader van TAW onderzoek een rekenmodel voor het controleren van piping ontwikkeld. Het is geldig voor een geïdealiseerde bodemsamenstelling, dat wil zeggen een watervoerende zandlaag met een homogene doorlatendheid en een constante dikte die zich uitstrekt tot ver voorbij het uittreepunt. In werkelijkheid komen echter vaak afwijkende samenstellingen voor, terwijl de zandafzettingen allerm minst homogeen zijn. Het model is echter toch toepasbaar mits het product van laagdikte en doorlatendheid van de zandlaag in het model zo gekozen wordt, dat de kwelstroming in de prototypesituatie wordt gesimuleerd.

Met bovengenoemd rekenmodel zijn verschillende numerieke berekeningen uitgevoerd waarbij het verval en de grondparameters varieerden. Vervolgens zijn deze berekeningsresultaten gebruikt voor het kalibreren van een analytische rekenregel. Aan de hand van een modelproef op grote schaal in de Deltagoot van het Waterloopkundig Laboratorium is de rekenregel van Sellmeijer gevalideerd. Aan de hand van de modelproef zijn in de pipingrichtlijn (Ref. *Technisch Rapport Zandmeevoerende wellen*) nominale waarden vastgesteld voor rolweerstandshoek ($\mathfrak{N}$) en sleepkrachtfactor (Ω), namelijk $\mathfrak{N}=41$ graden en $\Omega=0.25$. Deze parameters kunnen niet op eenvoudige wijze van geval tot geval worden bepaald (dure laboratoriumstudies). Bovendien wordt door deze vaststelling de modelfout in het oorspronkelijke model van Sellmeijer afgedekt. Rekenend met deze nominale waarden luidt de oorspronkelijke formule van Sellmeijer:

$$OH_{sterkte} = D^{\epsilon} L^{1\Phi\epsilon} \left[\frac{gd_{70}^3}{\downarrow kL} \right]^{\frac{1}{3}} \left[0,25 \Phi 0,037 \ln \left[\frac{gd_{70}^3}{\downarrow kL} \right]^{\frac{1}{3}} \right] \quad (5.6.7)$$

$$\text{met } \epsilon = \frac{0,28}{\left[\frac{D}{L} \right]^{2,8} \Phi 1}$$

waarin:

$\alpha H_{sterkte}$	kritiek verval
D	dikte van de zandlaag [m] (zie tabel 5.6.2)
d_{70}	70-percentielwaarde van de korrelverdeling [m] (tabel 5.6.2)
g	versnelling van de zwaartekracht [m/s^2]
k	doorlatendheid [m/s] (zie tabel 5.6.2)
L	lengte van de kwelweg (horizontaal gemeten) [m] (tabel 5.6.2)
$\downarrow$	$(1,33 \cdot 10^{-6} m^2/s$ bij 10° Celsius) kinematische viscositeit water

Tabel 5.6.1 Creepfactoren voor de regels Bligh en Lane

Grondsoort	Mediane korreldiameter (μm)	C_{creep} (Bligh) ($\beta = 3$)	$C_{w,creep}$ (Lane) ($\beta = 3$)
Uiterst fijn zand, silt	< 105		8,5
Zeer fijn zand	105 - 150	18	
Zeer fijn zand (mica)		18	7
Matig fijn zand (kwarts)	150 - 210	15	7
Matig grof zand	210 - 300		6
Zeer/uiterst grof zand	300 - 2000	12	5
Fijn grind	2000 - 5600	9	4
Matig grof grind	5600 - 16000		3,5
Zeer grof grind	> 16000	4	3

¹indicaties conform NEN 5104 (september 1989)

Eventueel kan tussen de klassenmiddens van de mediane korreldiameters worden geïnterpo-
leerd

Tabel 5.6.2 Representatieve keuze van parameters

Parameter	Omschrijving	type represen- tatieve waarde	Opmerkingen
D	Laagdikte afdekkende laag	<i>l.r.w.</i>	$V_c = 0,10$
d_{70}	70 percentiel zand	<i>l.r.w.</i>	$V_c = 0,25$
D	dikte zandlaag	<i>h.r.w.</i>	$V_c = 0,10$
K	doorlatendheid	<i>h.r.w.</i>	(zie tekst)
L	lengte kwelweg	<i>l.r.w.</i>	$V_c = 0,10$

Representatieve of karakteristieke waarden:

<i>h.r.w.</i>	$\mu (1 + t_{N-1}^{0,95} V_c)$ (hoge representatieve waarde of 95% bovengrens)
<i>l.r.w.</i>	$\mu (1 - t_{N-1}^{0,95} V_c)$ (lage representatieve waarde of 95% ondergrens)
μ	gemiddelde waarde uit steekproef, of beste schatting
V_c	variatiecoëfficiënt uit steekproef of default variatiecoëfficiënt; zie tabel
$t_{N-1}^{0,95}$	student t-factor (indien geen steekproef beschikbaar is: 1,65)

5 Faalmechanismen

Voorbeeld bepaling van k indien geen steekproef voorhanden zijn:

$$k_{\text{rekenwaarde}} = k_{\text{gemiddelde}}(1 + 1,65 \cdot 0,1) = 1,16 k_{\text{gemiddelde}}$$

Indicatieve waarden voor de doorlatendheid van zand indien nauwelijks slib voorkomt (zie ook § 4.3.9)

Korrelgrootte d_{50} [mm]	Doorlatendheid k [mm/s]
0,1	0,06
0,15	0,14
0,2	0,24
0,3	0,54
0,4	1,0

In tegenstelling tot de uit de praktijk afgeleide aanpak van Bligh en Lane, is Sellmeijer voor het toetsen van de experimentele waarnemingen en berekeningsresultaten uitgegaan van een meest aannemelijke schatting. Evenzo is aandacht besteed aan partiële veiligheden. Op basis van deze uitgebreide studie naar de betrouwbaarheid is bij het valideren van de formule van Sellmeijer een veiligheidsfactor van $\beta = 1,2$ afgeleid (Ref. *Technisch Rapport Piping rivierdijken*).

Het kan voorkomen dat met de formulering van Sellmeijer een grotere benodigde kwelengte wordt gevonden dan de maximale benodigde kwelengte, $18 \cdot OH$, conform de regel van Bligh. Zulke situaties doen zich voor als de verhouding tussen de dikte van de zandlaag en de lengte van de (horizontale) kwelweg relatief groot is, bijvoorbeeld groter dan 1. Onder deze omstandigheden is de regel van Sellmeijer niet gevalideerd en is vooralsnog consensus gevonden om in de huidige adviespraktijk voor Bligh te kiezen.

5.6.5 Verbeterings- en beheersmaatregelen

Maatregelen bij nieuwe of bestaande constructies zullen in het algemeen volgens Sellmeijer (vergelijking 5.6.7) of volgens het Heave criterium (figuur 5.6.4) worden ontworpen. Met name bij grondconstructies in getijdgebieden is het nuttig om rekening te houden met instationaire aspecten. Voor het tegengaan van zandmeevoerende wellen zijn principiële verschillende maatregelen mogelijk. De verschillen worden voornamelijk veroorzaakt doordat op verschillende aspecten van het faalmechanisme wordt ingegrepen. De mogelijkheden zijn:

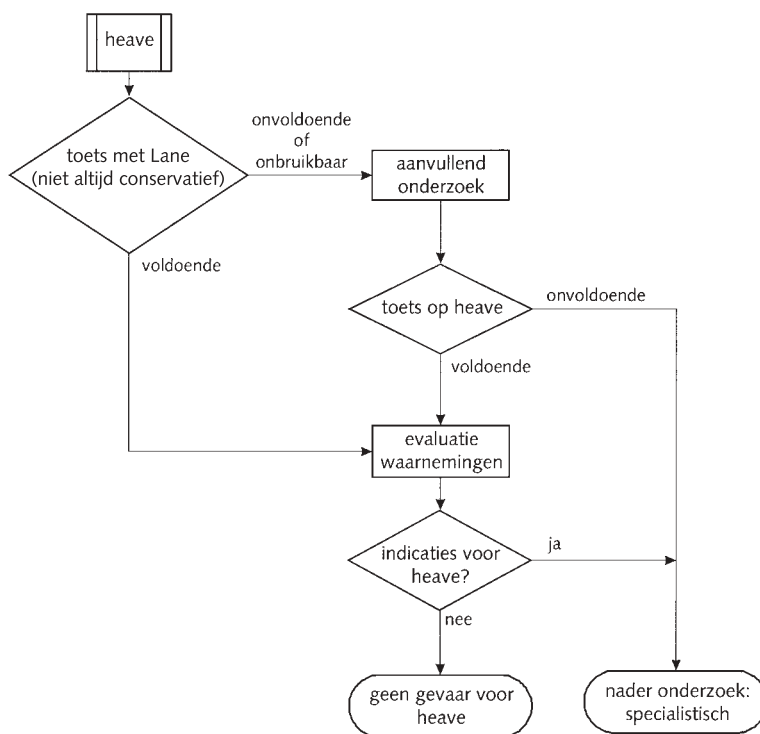
- Verlengen van de kwelweg, horizontaal of verticaal
- Voorkomen van opbarsten van de kleilaag binnen de kritieke kwelweglengte
- Verkleinen van het verval
- Voorkomen van het uitspoelen van zand

Bovengenoemde aspecten worden in (Ref.) *Technisch Rapport Zandmeevoerende wellen* nader belicht.

Waarnemingen tijdens periodieke inspecties of tijdens hoogwater kunnen waardevolle aanvullende informatie opleveren. Alle relevante aspecten worden nagegaan, zoals bijvoorbeeld de hoogteligging van het binnen- en buitendijkse maaiveld, het functioneren van filters of filterconstructies, het functioneren van kwelschermen.

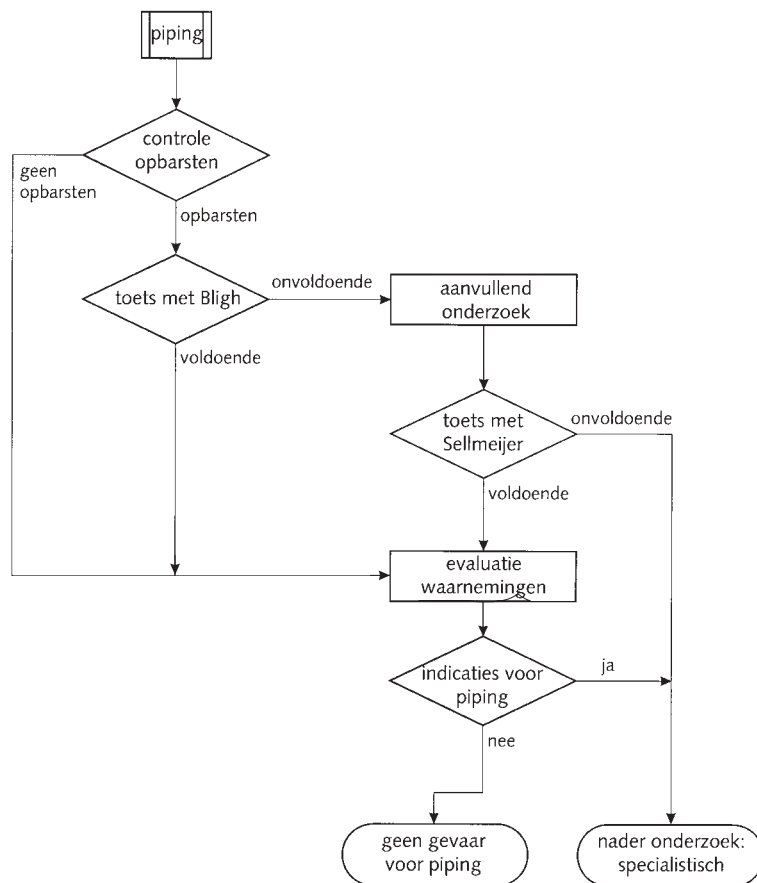
Tijdens hoogwater dient met betrekking tot zandmeevoerende wellen met name gelet te worden op water dat binnendijs uittreedt en indien dit het geval is, of er zand wordt meegevoerd. Als welvorming, al dan niet zandmeevoerend, is geconstateerd terwijl dat op grond van de beschikbare gegevens niet verwacht zou worden, of niet in die mate is geconstateerd, dan moeten alle uitgangspunten zorgvuldig worden bijgesteld. Als geen verklaring kan worden gevonden, dan wordt aangeraden om lokaal onderzoek uit te laten voeren. Ook als de hoeveelheid kwel toeneemt in vergelijking met eerdere hoogwaters wordt aangeraden nader onderzoek uit te laten voeren.

In de figuren 5.6.5 en 5.6.6 worden aandachtspunten voor heave en piping bij grondconstructies gegeven.



Figuur 5.6.5 Heave bij grondconstructies

5 Faalmechanismen

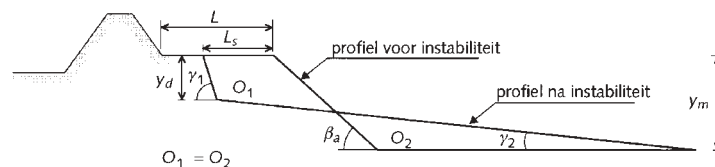


Figuur 5.6.6 Piping bij grondconstructies

5.7 Stabiliteit vooroever

5.7.1 Inleiding

Bij grondconstructies, die met al dan niet een aanwezig voorland van beperkte breedte zijn gelegen langs een onderwatertalud, dient rekening te worden gehouden met het optreden van instabiliteit van dit onderwatertalud. Dit zou van invloed kunnen zijn op de stabiliteit van de grondconstructie en dus op het waterkerend vermogen. Bij het mogelijk optreden van instabiliteit kan onderscheid worden gemaakt tussen instabiliteit door afschuiving (§ 5.4) en door zettingsvloeiing (figuur 5.7.1). In § 5.7.3 worden de processen van deze verschijnselen behandeld en geëvalueerd en § 5.7.4 gaat in op rekenregels voor het beschrijven van bovengenoemde instabiliteiten.



Figuur 5.7.1 Twee-dimensionaal bergingsmodel met onbeperkte berging

y_d	breshoogte
L	breedte voorland
L_s	inscharingslengte
y_m	maximale waterdiepte in de stroomgeul
O_i	oppervlakte
ϵ_a	optredende gemiddelde zijhelling vóór de instabiliteit
β	ziahelling nabij oever/grondconstructie
β_s	sedimentatie-hellingshoek na de instabiliteit

5.7.2 Stroming

Stroming langs grondconstructies kan erosie van het voorland veroorzaken en op meerdere wijzen krachten uitoefenen op een bekledingslaag (zie hoofdstuk 7). Het water zelf, maar ook meegevoerde materialen of objecten kunnen een eroderende werking hebben op de bekleding; stroomkrachten kunnen losse stortstenen meevoeren en de randen van kraagstukken en/of matten kunnen worden opgelicht en omgeklapt waardoor de onderliggende lagen worden blootgesteld aan erosie.

Natuurlijke stroming ten gevolge van de afvoer van water uit bovenstroomse gebieden en getij is vaak als hydraulische randvoorwaarde voor het ontwerpen van waterkeringen van ondergeschikt belang. Op plaatsen waar stroming erosie veroorzaakt onder frequent voorkomende omstandigheden zijn meestal al maatregelen genomen door de waterkeringsbeheerder. Voorbeelden zijn schaaldijken en vooroevers van grondconstructies langs de rand van een getijgeul. Bij vooroevers moet de ontwikkeling van de stroomgeul in de gaten worden gehouden: te steile en te diepe taluds van de vooroever kunnen als inleidend mechanisme voor een zettingsvloeiing of afschuiving optreden. Bij instabiliteiten spelen zowel geotechnische aspecten (sterkte) als wel de hydraulisch en morfologische condities (belasting) een rol (zie figuur 5.7.2).

5.7.3 Afschuiving en zettingsvloeiingen

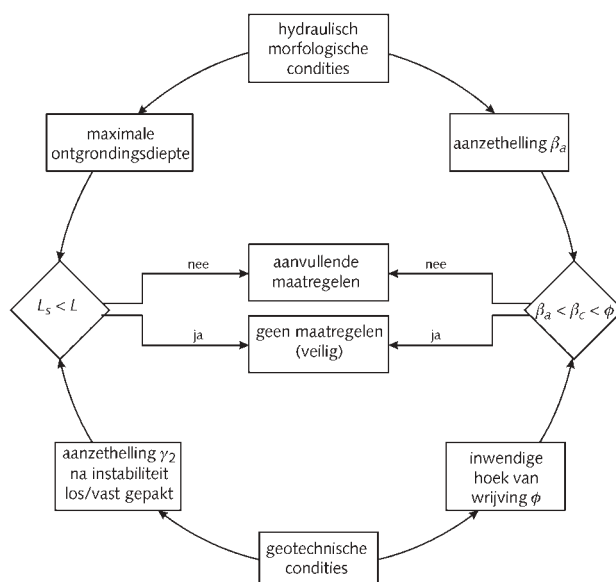
Afschuivingen kunnen optreden bij een vooroever welke is opgebouwd uit samenhangende grond als klei en veen en/of al dan niet verwekingsgevoelig zand. Indien onder het voorland een laag van beperkte dikte met relatief slechte sterkte-eigenschappen (cohesie en hoek van inwendige wrijving),

voorkomt, dient aandacht te worden besteed aan een mogelijke afschuiving langs een recht glijvlak. Dit is met name het geval, indien de genoemde laag onder een aflopende helling naar het onderwatertalud is gelegen.

Bij grondconstructies met of zonder vooroever van beperkte breedte en langs een onderwatertalud in losgepakt zand moet rekening worden gehouden met het bezwijkmechanisme zettingsvloeiing. Dit is een mechanisme waarbij een met water verzadigde massa zand zeer grote verplaatsingen ondergaat dan wel 'vloeit' als gevolg van verweking. Verweking van zand in een talud wordt veroorzaakt door een ongunstige combinatie van losse pakking en taludgeometrie. Er is ook een aanleiding nodig: de verweking treedt op na een (soms slechts zeer kleine) schuifspanningstoename waarbij door een herschikking van het korrelskelet (waardoor volumeverkleining) een zodanige verhoging van de waterspanning in de poriën ontstaat, dat de contactdruk tussen de korrels onderling belangrijk wordt verminderd en de zandmassa zich als een zware vloeistof gaat gedragen met gevolg dat een zettingsvloeiing optreedt.

De aanleiding tot een zettingsvloeiing kan zijn:

- versteiling onderwatertalud of verdieping van de geul door erosie;
- het aanbrengen van een ophoging of bovenbelasting;
- trillingen als gevolg van bijvoorbeeld heien, trillen, explosies, aardbevingen, scheepsaanvaringen en zuigwerkzaamheden;
- golfbelasting tijdens bijvoorbeeld een (zware) storm; deze belasting veroorzaakt spanningswijzigingen en korrelskeletdeformaties in de bodem (golfindringingsproces) die -eventueel zodanig ongunstig zijn dat het zand verweekt en er een vloeiing kan ontstaan.
- snelle val van het buitenwater.



Figuur 5.7.2 Relatie tussen sterkte en belastingparameters

Er is een duidelijk verschil tussen een zettingsvloeiing en een afschuiving, hoewel er zich tussen beide verschijnselen een grijs gebied bevindt. Grondmechanisch gezien ontstaat een zettingsvloeiing door wateroverspanning in de grond (zand) ofwel door verweking, terwijl een afschuiving het gevolg is van overschrijding van de schuifweerstand van de grond. Een afschuiving kan wel de inleiding zijn tot het ontstaan van een zettingsvloeiing. Om te voorkomen, dat in de stroomgeul hellingen optreden, die aanleiding kunnen geven tot een instabiliteit van de waterkering, kan door bestorten of bezinken of een combinatie van beide de helling worden vastgelegd. Het fixeren van de helling heeft geen invloed op de verwekingsgevoeligheid van het losgepakte zand. Het enige doel is om te voorkomen dat een nog steilere helling kan ontstaan. Andere maatregelen, zoals het verdichten, zijn praktisch gezien soms onuitvoerbaar of erg kostbaar. Het signaleren van vooroevers die versteilen en het vervolgens bestorten van steiler wordende vooroevers daarentegen is in de Zeeuwse praktijk een succesvolle methode gebleken om zettingsvloeiingen en afschuivingen vrijwel geheel te voorkomen.

Samenvattend spelen bij afschuivingen en zettingsvloeiingen zowel geotechnische aspecten (sterkte) als wel de hydraulisch en morfologische (belasting) een rol (zie figuur 5.7.2). Wanneer de zijhelling (ϵ_s) van de stroomgeul een kritische waarde ϵ_c (= $\frac{1}{F_c}$ met F_c is een veiligheidsfactor, zie § 5.7.3) overschrijdt en wanneer de breedte van het voorland (L) kleiner is dan de inscharingslengte (L_s) moeten aanvullende maatregelen worden getroffen om de stabiliteit van de grondconstructie te waarborgen.

5.7.4 Rekenregels

De dichtheid van de grond in het voorland is bepalend voor het wel of niet optreden van zettingsvloeiingen. Naast de dichtheid is ook de steilheid en de hoogte van de zijhelling van de stroomgeul van belang voor het al dan niet optreden ervan. Na optreden zijn de resulterende eindhelling β en de inscharingslengte karakteristiek. Op basis van diverse geregistreerde plaatsoevervallen welke in het zuidwesten van Nederland hebben plaatsgevonden, zijn in het kader van de Deltawerken voor het voorspellen van afschuivingen en zettingsvloeiingen rekenregels (Ref. *Oriënterende studie naar grondmechanische aspecten bij ontgrondingskuilen*) afgeleid.

De stabiliteit van de vooroever tegen afschuiving langs cirkelvormige of rechte glijvlakken zou ook onderzocht kunnen worden op een wijze zoals beschreven in § 5.4.

Voor zettingsvloeiingen zijn beschouwingen met cirkelvormige of rechte glijvlakken niet bruikbaar; het betreft immers een ander bezwijkmechanisme dan een afschuiving. Het rekenmodel SLIQ2D voorspelt het al dan niet optreden van zettingsvloeiingen in losgepakt zand bij een gegeven geometrie en grondgesteldheid. Het model gaat uit van een 'statische' verweking en is niet geschikt om cyclische verweking (aardbevingen, golfbelasting) mee te beoordelen. Meer informatie omtrent SLIQ2D kan worden gevonden in het (Ref.) *Handboek Zettingsvloeiingen*.

Controle op zettingsvloeiing

Er moet aandacht worden besteed aan de mogelijkheid van het optreden van zettingsvloeiingen indien:

- de geuldiepte groter is dan 9 meter, of de geuldiepte is minder dan 9 meter maar de waterkering staat relatief dicht bij de onderwateroever (zie tekst over Geuldiepte);
- de taludhelling van de geul te steil wordt en de inscharingslengte L_s te groot is (zie tekst over Zijhelling van de stroomgeul en Inscharingslengte).

In die gevallen zal moeten worden bekeken of de vooroever is opgebouwd uit zand, of dit zand losgepakt is en in welke mate dit zand als verwekingsgevoelig moet worden aangemerkt (zie tekst over Pakkingsdichtheid).

Bij het fenomeen zettingsvloeiingen wordt vaak gekeken naar het (geologisch) verleden. In natuurlijke grondlagen die relatief snel zijn afgezet kan gemakkelijk een losse pakking zijn ontstaan. De kans is groot dat hierin al eerder zettingsvloeiingen zijn opgetreden. Voorbeelden hiervan zijn de Zeeuwse estuaria, IJmuiden en Eemshaven.

Het is echter een vergissing te denken dat zettingsvloeiingen langs rivieren zijn uitgesloten. Voorlanden kunnen bestaan uit opgespoten zand dat deels onder water is aangebracht. Bij buitenwaartse dijkversterking hangt veel af van de opbouw van de onderwaterfundatie. Hiervoor werd in het verleden vaak grof materiaal, zoals mijnsteen, gebruikt. Nu mijnsteen uit milieu-overwegingen minder toepasbaar wordt, kan de neiging ontstaan hiervoor zand te gebruiken. Als zand onder water wordt gestort zal een losse pakking ontstaan. Het zal daarom in de meeste gevallen noodzakelijk zijn om dit zand te verdichten om het risico van een zettingsvloeiing afdoende te beperken.

Pakkingsdichtheid

Indien controle op het bezwijkmechanisme zettingsvloeiing, gezien de aanwezige geometrie, nodig is, moet worden nagegaan in welke mate het in situ aanwezige zand gevoelig is voor verweking. Sonderingen en eventueel korrelverdelingen uit boringen geven een eerste globale indruk betreffende de pakking (los, middelmatig, vast) en de gradatie van het zand, en daarmee een globale indruk over de verwekingsgevoeligheid. Voor een nauwkeuriger indruk van de verwekingsgevoeligheid kan een dichtheidsonderzoek bestaande uit sonderingen, elektrische dichtheidsmetingen (zie § 4.4) en boringen worden uitgevoerd. Van zandmonsters uit de boringen kan de korrelverdeling, de maximum- en minimum dichtheid, de droge- en/of natte kritieke dichtheid alsmede ijkwaarden voor de elektrische dichtheidsmetingen worden bepaald. Door middel van de elektrische dichtheidsmeting in combinatie met de ijkwaarden kan het poriëngehalte van het in situ aanwezige zand worden vastgesteld.

Door het in situ poriëngehalte te vergelijken met de maximum en minimum dichtheid kan een indruk worden verkregen van de relatieve dichtheid van het aanwezige zand. Onder de relatieve dichtheid (n_r) wordt verstaan het verhoudingsgetal dat wordt verkregen door het verschil tussen het maximum (n_{max}) en het aanwezige poriëngehalte (n) te delen door het verschil tussen het maximum en minimum (n_{min}) poriëngehalte.

$$n_r = \frac{n_{\max} \Phi n}{n_{\max} \Phi n_{\min}} \quad (5.7.1)$$

Blijkens deze relatie kan de relatieve dichtheid variëren tussen 0 voor de meest losse pakking en 1 voor de meest vaste pakking. Het gebied tussen deze uiterste waarden kan in drie gelijke delen worden onderverdeeld, waarin de relatieve dichtheid als volgt wordt geclassificeerd (Tabel 5.7.1).

Mate van dichtheid van fijn zand	Relatieve dichtheid
Los gepakt	0,00 - 0,33
Matig gepakt	0,33 - 0,67
Vast gepakt	0,67 - 1,00

Tabel 5.7.2 Dichtheid van fijn zand

Door vergelijking van de in situ dichtheid met de droge en natte kritieke dichtheid wordt een indruk verkregen betreffende de verwekingsgevoeligheid van het zand. Het poriëngehalte behorende bij de natte kritieke dichtheid kan als een bovengrens worden beschouwd en dat behorende bij de droge kritieke dichtheid als een ondergrens. De volgende criteria kunnen worden gesteld:

- Indien het in situ poriëngehalte groter is dan dat van de natte kritieke dichtheid dan is het zand zeker verwekingsgevoelig;
- Indien het in situ poriëngehalte kleiner is dan dat van de droge kritieke dichtheid dan is het zand niet verwekingsgevoelig;
- Indien het in situ poriëngehalte tussen die van de droge en natte kritieke dichtheid is gelegen dan is het zand mogelijk verwekingsgevoelig. Naarmate het dichter bij de droge dichtheid is gelegen is het minder en naarmate het dichter bij de natte kritieke dichtheid is gelegen is het meer verwekingsgevoelig.

Opgemerkt moet worden dat droge en natte kritieke dichtheid een functie zijn van het spanningsniveau. Hoe groter de gemiddelde spanning (dus hoe hoger het talud) des te gevoeliger voor verweking. Uit droge kritieke dichtheidsproeven blijkt voorts dat hoe losser het zand is gepakt en hoe groter de gemiddelde spanning, hoe groter de volumeverkleining bij toenemende schuifspanning is en dus ontstaan grotere wateroverspanningen en daarmee neemt de kans op verweking toe. Die invloeden kunnen worden gekwantificeerd met het rekenmodel SLIQ2D.

Geuldiepte

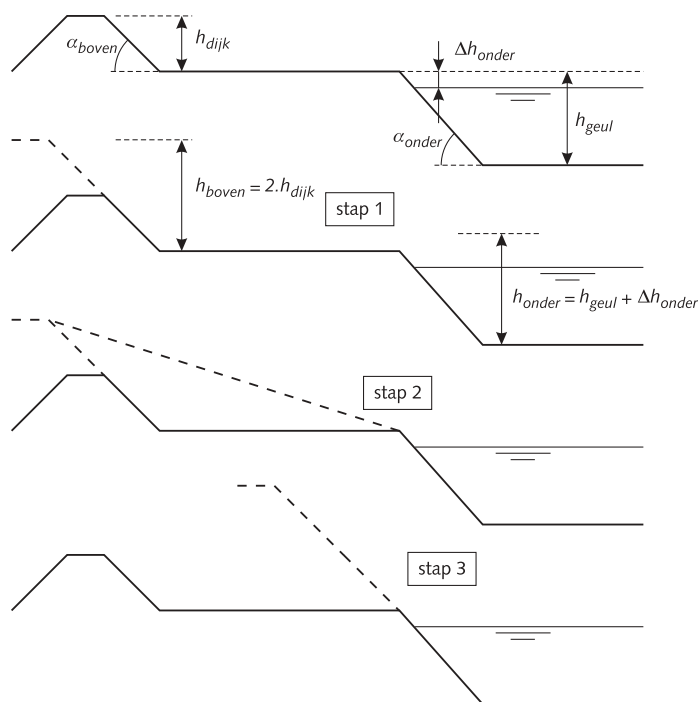
Als grens voor de geuldiepte waarboven zettingsvloeiingen een serieus probleem gaan vormen is in de (Ref.) *Leidraad Toetsen op Veiligheid* een grens van 9 meter voor de geuldiepte aangegeven. Dit is een enigszins arbitrair gegeven, waarvoor echter niet gemakkelijk een betere waarde kan worden gegeven, en die in dit Technisch Rapport vanwege een goede onderlinge afstemming is overgenomen. Er moet echter wel een belangrijke kanttekening bij worden gemaakt.

5 Faalmechanismen

Aangezien er sprake is van de beoordeling van een voorland of vooroever grenzend aan een waterkerend grondlichaam bestaat de kans dat de spanningstoestand van het onderwatertalud wordt beïnvloed door de aanwezigheid van het dijklichaam boven water, met name als het voorland niet al te breed is. Dit is eens te meer het geval omdat (nat) zand boven water ongeveer 2 maal zo veel weegt als zand onder water. Dit kan als volgt in rekening worden gebracht (figuur 5.7.3):

- stap 1: maak de taludhellingen boven water 2 maal zo lang als in werkelijkheid; ga hierbij uit van een extreme laagwaterstand;
- stap 2: maak van de waterkering en het voorland vervolgens één (flauwer) talud door het meest rechtse en het meest linkse knikpunt met elkaar te verbinden;
- stap 3: bepaal de fictieve (onderwater)taludhoogte waarmee rekening moet worden gehouden met de formule:

$$h_{\text{fictief}} = h_{\text{onder}} + h_{\text{boven}} \frac{\cot'_{\text{onder}}}{\cot'_{\text{boven}}} \quad (5.7.2)$$



Figuur 5.7.3 Schematisatie verzadigd dijklichaam in nabijheid van geul

Als voorbeeld kan het volgende geval worden genomen. Er is sprake van een dijklichaam met een hoogte van 5 meter en een buitentaludhelling van 1:3. Voor de dijk ligt een 25 meter breed voorland. Voor het voorland ligt

een geul met een diepte van 5 meter en een taludhelling van 1:3. Bij extreem laagwater ligt het voorland 1 meter boven water. Indien alleen wordt gekeken naar de geuldiepte dan is deze kleiner dan 9 meter, en behoeft er verder geen rekening te worden gehouden met de mogelijkheid van een zettingsvloeiing. Dat dit niet klopt blijkt indien de stappen 1, 2 en 3 worden uitgewerkt:

- stap 1: de dijk van 5 meter hoog wordt fictief een dijk van 10 meter hoog. Van het ondertalud steekt 1 meter boven water uit. De hoogte van het ondertalud wordt daarom geen 5 meter, maar 6 meter.
- stap 2: de dijk (10 meter hoog en een talud 1 : 3, ofwel 30 meter breed) en de berm (25 meter breed) worden samengesteld tot één talud met een hoogte van 10 meter en een breedte van 55 meter breed, ofwel een taludhelling van 1V : 5,5H.
- stap 3: de fictieve (onderwater)taludhoogte wordt:

$$h_{\text{fictief}} = h_{\text{onder}} + h_{\text{boven}} \frac{\cot \alpha_{\text{onder}}}{\cot \alpha_{\text{boven}}} = 6\text{m} + 10\text{m} \frac{3}{5,5} = 11,5\text{m}$$

Er moet dus wel degelijk rekening worden gehouden met de kans op het optreden van een zettingsvloeiing. De situatie wordt beschouwd als een onderwaterlud van 11,5 meter hoog en een taludhelling van 1:3.

Zijhelling van de stroomgeul

Voor het beschrijven van de vorm van de stroomgeul wordt veelal gebruik gemaakt van twee parameters namelijk de maximale waterdiepte in de stroomgeul en de steilheid van de zijhelling. De grootte van de zijhelling (ϵ_a) wordt door stroming en golven bepaald (*Ref. Scour Manual*) en moet te allen tijde kleiner zijn dan de kritische zijhelling (ϵ_c). Evenzo dient ϵ_a kleiner te zijn dan de hoek van inwendige wrijving (φ). In de *Leidraad Toetsen op Veiligheid* worden voor een geuldiepte groter dan 9m de volgende toets criteria aangehouden. Een afschuiving treedt op indien óf de maximale helling is steiler dan 1V:2H (klei zonder zand 1V:1H) over een hoogte van minimaal 5m óf de totale helling van geulrand tot geulbodem is steiler dan 1V:4,5H.

Het optreden van een zettingsvloeiing is mogelijk als óf de maximale helling steiler is dan 1V:4H over een hoogte van minimaal 5m óf de totale helling (geulrand-geulbodem) is steiler dan 1V:7H.

Inscharingslengte

De inscharingslengte is sterk afhankelijk van de bergingscapaciteit in de stroomgeul naast het voorland (*Ref. Resultaten van het vooronderzoek langs Zeeuwse stromen*). Wanneer de bodem in de stroomgeul horizontaal wordt beschouwd, kan de inscharingslengte als volgt worden benaderd (*Ref. Oriënterende studie naar grondmechanische aspecten bij ontgrondingskuilen*):

$$L_s = y_D \left[\frac{1}{2} \frac{y_D}{y_m} \Phi 1 \right] \left(\cot \mathfrak{I}_2 \Phi \cot \mathfrak{I}_1 \right) + \frac{1}{2} y_m \left(\cot \mathfrak{I}_2 \Phi \cot \epsilon_a \right) \quad (5.7.3)$$

5 Faalmechanismen

Deze vergelijking is gebaseerd op een twee-dimensionaal bergingsmodel waarin het volume van de in potentie af te schuiven hoeveelheid zand gelijk is aan de afgeschoven hoeveelheid (dus $O_1 = O_2$, zie figuur 5.7.1). Of-schoon in werkelijkheid de instabiliteit niet een twee-dimensionaal maar een drie-dimensionaal gebeuren is, is de toegepaste statistiek tot een twee-dimensionaal model herleid. Tabel 5.7.3 geeft een overzicht van gemiddelde en karakteristieke bovengrenzen van de parameters in het beschouwde bergingsmodel. Deze resultaten zijn gebaseerd op ongeveer 200 instabiliteiten die in de afgelopen 150 jaar ten gevolge van afschuivingen of zettingsvloeiingen zijn opgetreden (Ref. *Resultaten van het vooronderzoek langs Zeeuwse stromen*).

Formule (5.7.3) geeft een goede beschrijving van het schadeprofiel, maar een probleem bij het toepassen van de formule is dat in de praktijk de te hanteren waarden van $\mathfrak{J}$, $\cot \mathfrak{J}$ en $\cot \mathfrak{J}_2$ niet bekend zijn. Daarom kan in de praktijk worden volstaan met een eenvoudiger formule (5.7.4).

Indien wordt aangenomen dat $\mathfrak{J} = 0$, wordt een ruwe bovengrens verkregen:

$$L_s = \frac{1}{2} \gamma_m (\cot \mathfrak{J}_2 \Phi \cot \epsilon_a) \quad (5.7.4)$$

Voor het beoordelen van de stabiliteit van de vooroever dient de berekende inscharingslengte kleiner te zijn dan de aanwezige breedte van het voorland. Aanbevolen wordt om formule (5.7.3) te hanteren waarbij voor $\cot \mathfrak{J}$ uitgegaan moet worden van de karakteristieke bovengrenswaarde ($\cot \mathfrak{J} = 20$).

Bergings-parameters	Zettingsvloeiingen en afschuivingen	Zettingsvloeiingen	Afschuivingen
	Gemiddelde waarde	karakteristieke bovengrens	Karakteristieke bovengrens
$\cot \epsilon_a$	3,7	2	2
$\cot \mathfrak{J}_1$	2,7		
$\cot \mathfrak{J}_2$	16,3	20	8
γ_d / γ_m	0,43		
L_s / γ_m	1,7	9	3

Tabel 5.7.3 Statistische parameters van zettingsvloeiingen en afschuivingen

6 Optimalisatie van het dwarsprofiel

6.1 Inleiding

De basis voor optimalisatie van het dwarsprofiel wordt gevormd door de analyse van het constructief ontwerp (zie hoofdstuk 2). Daarbij wordt gebruik gemaakt van grondelementen. Het hele proces van optimalisatie is een benadering van grof naar fijn, een iteratief proces. Het doel is optimale keuzen te maken, waarbij steeds aan de betrouwbaarheidseisen wordt voldaan.

Dit hoofdstuk geeft aanvullende informatie omtrent het optimaliseren van het dwarsprofiel van een grondconstructie. Paragraaf 6.2 beschrijft de ontwerpvariabelen, tijdsafhankelijke aspecten en optimalisatie-richtingen die onderdeel zijn van de optimalisatieruimte. De optimalisatie vanuit de hydraulische belastingen, alsmede vanuit de sterkte van het grondlichaam wordt beschreven in § 6.3. Paragraaf 6.4 behandelt het traditionele grondonderzoek en hoe feitelijk grondonderzoek zou moeten plaatsvinden. In § 6.5 en § 6.6 wordt aandacht besteed aan de optimalisatie van de ondergrond en dijkverbeteringen. Evenzo worden twee optimalisatieproblemen nader uitgewerkt (§ 6.3 en §6.6).

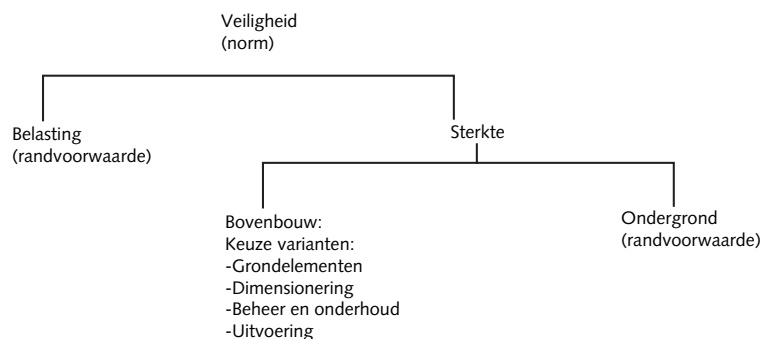
6.2 Optimalisatieruimte

6.2.1 Inleiding

De optimalisatieruimte kenmerkt zich door ontwerpkenmerken, tijdsafhankelijke aspecten en mogelijke oplossingsrichtingen. Deze aspecten worden hieronder nader belicht.

6.2.2 Ontwerpkarakteristieken

De ontwerper dient gedurende de ontwerpfase de veiligheid telkenmale in ogenschouw te nemen. Deze wordt enerzijds door de belasting en anderzijds door de sterkte bepaald. Tabel 6.2.1 geeft dit ontwerpproces in grove lijnen weer.



Tabel 6.2.1 Relatie ontwerpkarakteristieken

Van belang is, dat de ontwerper zijn oplossingsruimte volledig verkent. Daarbij dient hij zich niet alleen tot de bovenbouw van de constructie te beperken (door het genereren van alternatieve ontwerpen), maar ook het ondergrondmodel in acht te nemen. Het ondergrondmodel vormt een essentieel uitgangspunt voor het ontwerp. De nauwkeurigheid wordt echter door de ontwerper zelf bepaald, dit in tegenstelling tot de belastingen.

Bij de optimalisatie spelen de volgende zaken een rol:

- De keuze van de combinatie van grondelementen en materialen, gelet op hun constructieve functies.
- Om te voldoen aan de eisen met betrekking tot het waterkerend vermogen, zijn verschillende combinaties van elementen mogelijk. Enerzijds zijn per faalmechanisme verschillende elementen bruikbaar. Bijvoorbeeld de weerstand tegen piping kan worden vergroot door het aanbrengen van een ondoorlatende laag op het voorland, door het afsluiten van het watervoerende pakket, of door het aanbrengen van een pipingberm. Anderzijds zijn grondelementen vaak van invloed op meer dan één faalmechanisme. Bijvoorbeeld een pipingberm levert ook een bijdrage aan de stabiliteit van het binnentalud. Aan de hand van tabel 2.7.1 in hoofdstuk 2 kan worden nagegaan, indien het ontwerp op één aspect moet worden geoptimaliseerd, welke grondelementen hier invloed op hebben. Dezelfde tabel geeft aan, als de configuratie van één grondelement in het ontwerp wordt aangepast, op welke faalmechanismen dit invloed heeft.
- De dimensionering van de elementen, gelet op de belastingen en de eigenschappen van de grond.
Uitgangspunt voor het ontwerp is de schematisatie van laagopbouw van de ondergrond en het dijklichaam, de te hanteren laageigenschappen en het hierbij te verwachten tijdsafhankelijke verloop van waterspanningen. Naarmate de betrouwbaarheid van het grondmechanisch en geohydrologisch onderzoek toeneemt, kunnen deze parameters minder conservatief worden ingeschat en zal scherper worden gedimensioneerd.
- De consequenties voor beheer en onderhoud.
Het beheer en onderhoud moet worden afgestemd op behoud van voldoende sterkte van de diverse elementen. Hierbij moet worden gelet op het belang van het element voor het ontwerp en de gevoeligheid van het element voor mogelijke achteruitgang van de sterkte. Denk bijvoorbeeld aan het behoud van een afdekkende laag op het voorland, het gangbaar houden en testen van drainages.
- De uitvoeringsfase kan maatgevend zijn voor de keuze en dimensionering van elementen.

Grofweg kent het optimalisatieproces 3 stappen, die in de projectfasering (zie § 6.2.3) kunnen worden verfijnd. Voor grondconstructies kunnen ten aanzien van kruinhoogte, stabiliteit en erosie eisen worden gesteld. Deze hebben zowel betrekking op de belasting als de sterkte of systeem-karakteristieken (zie tabel 6.2.2). De uitwerking van de veiligheidseis valt in twee onderdelen uiteen: een norm, waaraan het overslagdebiet moet voldoen ter bepaling van de kruinhoogte, en een norm, waaraan de overige onder-

delen van de waterkering moeten voldoen. Anno 2000 wordt voor de stabiliteitsbeoordeling van de waterkering 10% van de norm toegepast. Thans zijn voor erosie geen eenduidige normen opgesteld.

Bovengenoemde optimalisatie van het dwarsprofiel kan op diverse gronden plaatsvinden zoals kosten, ruimtebeslag en LNC-waarden. Naast de constructieve eisen dient in het ontwerp rekening te worden gehouden met uitgangspunten voor een 'integraal ontwerp' en eventueel veranderende omstandigheden.

FUNCTIE	FAAL-MECHANISMEN	BELASTINGEN	BELANGRIJKSTE BELASTING-PARAMETERS	SYSTEEM-KARAKTERISTIEKEN	RESPONS-KARAKTERISTIEKEN
HOOGTE	Zetting	Gewicht	Dichtheid materialen Verzadigingsgraad Waterdruk in poriën Tijd	Samendrukbaarheid Doorlatendheid Laagdikte	Kruinsverlaging Horizontale vervorming
	Golfoverslag	Golven Stroming Ijs	Golfhoogte Golfperiode Golfinvalshoek Stroomsnelheid Turbulentie Belastingduur	Dikte bekleding Dichtheid bekleding Doorlatendheid	Bewegen, rollen en afschuiven van elementen
STABILITEIT	Afschuiven	Gewicht	Materiaalgewicht Taludhelling Waterdruk in de poriën (onder invloed van golven)	Wrijvingshoek, cohesie en doorlatendheid van kern, onderlagen en toplaag	Afschuiven van een belangrijk deel van de grondconstructie Bezwijken
	Zettingsvloeiing	Golven Aardbevingen	Golfhoogte Golfperiode Waterdruk in poriën Schuifspanning Frequentie en aantal belastingswisselingen	Doorlatendheid Verdichtingsgraad Laagdikte Wrijvingshoek	Grote vervorming Bezwijken
EROSIE	Migratie van onderlagen en/of filters	(Getij)golven Scheepsgolven Val waterstand	Hydraulische gradiënt Interne Waterbeweging	Doorlatendheid en dikte van de lagen	Intern transport van materiaal
	Piping	Verval	Stroomsnelheid in de pijp	Pijplengte Hydraulische weerstand Korrel diameter	Intern transport van materiaal
	Ontgronding	Golven Stroming	Orbitaalsnelheden Stroomsnelheden Turbulentie	Korrel diameter Taludhelling Doorlatendheid	Erosie voorland

Tabel 6.2.2 Relatie tussen belastingen en faalmechanismen

6.2.3 Projectfasering

De vrijheden (i.e. de middelen), waarmee geoptimaliseerd kan worden, verschillen duidelijk per fase. Tabel 6.2.3 geeft een overzicht van de kenmerken per fase. Van belang is, dat bij elke volgende fase de vrijheid om te optimaliseren in het ontwerp zelf afneemt. Tegelijkertijd neemt ook de onzekerheid met betrekking tot de omstandigheden in de volgende fasen af. In de praktijk zal bij het doorlopen van de projectfases een steeds betrouwbaarder (gedetailleerder) beeld van de ondergrond nodig zijn. Een betrouwbaarder en gedetailleerder beeld van de ondergrond is nodig, omdat bij een vaststaand veiligheids criterium de mogelijkheden om onzekerheden in het ontwerp te verdisconteren afnemen.

Een vrijheid, die tot in de laatste fase blijft bestaan is het terugbrengen van de onzekerheid in het ondergrondmodel. De afweging tussen het inwinnen van extra informatie over de ondergrond en de winst in het ontwerp (of toetsing) wordt in § 6.4 behandeld.

Toetsing

Bij toetsing is er geen ontwerp vrijheid meer, omdat de waterkering al aanwezig is en slechts goed- of afgekeurd kan worden. Toegespitst op grondonderzoek en kennis van de ondergrond betekent dit dat de vrijheid zich beperkt tot de schematisatie van boven- en onderbouw. Het terugbrengen van de onzekerheid in het ondergrondmodel vormt dan de laatste mogelijkheid om ten onrechte afkeuren te voorkomen. Juist waar zeer gedetailleerd meten en rekenen in de ontwerpfase van weinig nut is, is het bij de toetsing vaak wel nuttig. Wordt ondanks extra grondonderzoek toch afgekeurd, dan kan bij het ontwerp deze kennis worden meegenomen

Projectfase	Doel van projectfase	Criterium	Ontwerp-vrijheid
Definitie/ Planvorming	Schetsontwerp	Voldoende nauwkeurig ontwerp t.b.v. keuze uit mogelijke tracés waterkeringstypen	Zeer groot
Voorontwerp	Voorontwerp	Voldoende nauwkeurig ontwerp t.b.v. keuze uit mogelijke ontwerp-varianten	Groot
Ontwerp	Ontwerp	Veiligheidseis aan de dimensionering	Beperkt
Bouw	Realisatie	Veiligheidseis ter controle	Zeer beperkt
Gebruik/beheer	Toetsing	Veiligheidseis ter controle	Nihil
Sloop/versterking	Sloop of aanpassing	Veiligheidseis voor het verbeterd ontwerp	Beperkt

Tabel 6.2.3 Kenmerken projectfasering voor waterkeringen

6.2.4 Optimalisatierichtingen

Vanuit de afzonderlijke en de geïntegreerde functionele rol van de grondelementen van een grondconstructie kunnen mogelijkheden gegeven worden voor optimalisatie van het dwarsprofiel. Sommige van deze mogelijkheden, zoals taludverflauwing, lichtere ophoogmaterialen en erosiebesten-

digere taludbekleding liggen voor de hand (zie § 6.3), andere overwegingen liggen minder voor de hand, maar kunnen in bepaalde gevallen minstens het overwegen waard zijn. Denk bijvoorbeeld aan:

- Aanvullend grondonderzoek om de laagopbouw beter te bepalen (zie § 6.4.4 voorbeeld 1),
- Aanvullend grondonderzoek om de grondparameters beter te schatten (zie § 6.4.4 voorbeeld 2),
- Afbakenen van probleemtrajecten (met extra grondonderzoek) (dit wordt behandeld in § 6.4.4 voorbeeld 1),
- Grondverbetering bij een slappe en doorlatende ondergrond (§ 6.5).
- Bij een dijkverzwaring is daarnaast de volgende keuze van belang: De plaats van de dijkverzwaring: binnendijks, buitendijks of zowel binnens als buitendijks (§ 6.6),
- Geavanceerde rekenmodellen, (zie hoofdstuk 5)
- Opwaarderen van parameters met actuele sterkte met lokaal grondonderzoek of bewezen sterkte op grond van overleefde belastingsituaties (Ref. nog uit te brengen *Technisch Rapport Actuele Sterkte van dijken*),
- Pseudo karakteristieke waarden (zie Bijlage 1).

6.3 Grondelementen en materialen

6.3.1 Inleiding

Grondconstructies beschermen het achtergelegen land en de bevolking tegen calamiteiten zoals dijkdoorbraak en overstromen. Grondconstructies bestaan uit een aantal grondelementen (kruin, kern, ondergrond, buitentalud, binnentalud, bekleding, berm, voorland, achterland) die geïntegreerd en ieder afzonderlijk een functionele rol vervullen in deze beschermende taak. Een nadere beschouwing van de functionele rol van de genoemde grondelementen in relatie tot de bedreigingen geeft in samenhang met de lokale situatie op voorhand inzicht in de mogelijkheden tot optimalisatie van een dwarsprofiel dat representatief wordt geacht voor een dijkgedeelte. Hier ligt een duidelijke relatie met hoofdstuk 2.

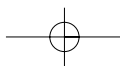
Deze paragraaf beperkt zich tot de optimalisatie van het dwarsprofiel van een grondconstructie waarin de volgende variabelen in ogenschouw zijn genomen:

- Helling en vorm van het buitentalud (§ 6.3.2);
- Sterkte van kruin en binnentalud (§ 6.3.3);
- Bekleding buitentalud (§ 6.3.4);
- Helling binnentalud en vorm binnenberm (§ 6.3.5);
- Opbouw grondlichaam en drainage voorzieningen (§ 6.3.6).

6.3.2 Helling en de vorm van het buitentalud

Door reductie van de golfoploop kan worden volstaan met een lagere kruin; dit is te bereiken door:

- Flauw buitentalud;
- Hoog voorland;



6 Optimalisatie van het dwarsprofiel

- Golfremmende constructie;
- Ruw buitenbeloop, en/of
- Buitenberm op de juiste hoogte.

Flauw talud

Figuur 6.3.1 geeft een voorbeeld van de invloed van de helling van het buitentalud en van een berm op het niveau van de MHW. In dit voorbeeld zijn onder bepaalde aannamen de consequenties in tabelvorm weergegeven voor de dijktafelhoogte, het oppervlak (volume/m') van het dwarsprofiel, het breedtebeslag in verband met de grondaankoop, het oppervlak van de bekleding, en wordt een globale kostenvergelijking getoond. Met nadruk wordt er op gewezen, dat dit voorbeeld alleen ter illustratie dient; zo is het in werkelijkheid onwaarschijnlijk dat op het onderste gedeelte van het buitentalud gras zou worden toegepast. Ook de genoemde prijzen zijn fictief. De conclusie uit dit voorbeeld is dat, als men de alternatieven zonder berm en die met een steil talud buiten beschouwing laat, alle beklede dijken ongeveer even duur zijn. Als bekleding kan worden vermeden door een 1V:8H talud te kiezen, dan wordt in dit geval de goedkoopste oplossing gevonden. Het lijkt dus niet goed mogelijk op basis van deze simpele vergelijking tot een keuze te komen. Hiervoor is een verdere detaillering vereist.

Hoog voorland

Bij een hoog voorland (als h/H , < 3 á 4) gaan met name de hoogste golven op het voorland breken. Hierin is h de waterdiepte en H , de significante golfhoogte, beide ter plaatse van de teen van de constructie.

Golfremmende constructies

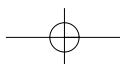
Golfremmende constructies komen vanwege de vrij hoge kosten alleen in beeld als over een korte afstand een lagere kruin gewenst is. Bij het ontwerpen van deze bijzondere constructies is specialistische hulp en/of fysisch modelonderzoek nodig.

Ruw buitenbeloop

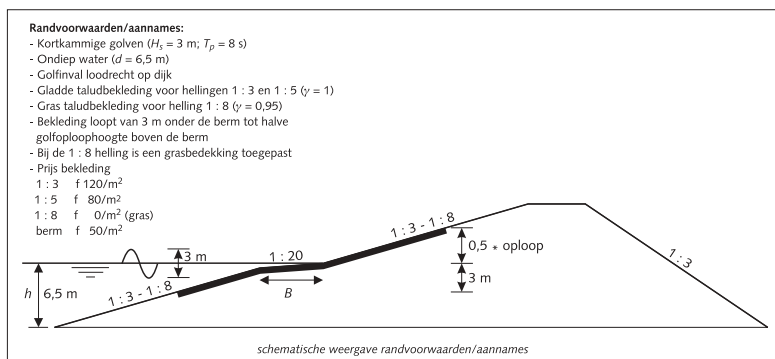
Een ruw buitenbeloop kan worden gemaakt door toepassen van speciale bloktypen als bekleding, door het aanbrengen van ruwheidselementen op gladde bekledingen, en door het toepassen van stortsteen. Dit laatste is het meest effectief met een reductie van de golfoploop tot 50%. De reductiecoëfficiënten staan in het (Ref.) *Technisch Rapport golfoploop en golfoverslag bij dijken*.

Buitenberm op de juiste hoogte

Een buitenberm werkt als reductor met betrekking tot de golfoploophoogte optimaal als hij ongeveer op de hoogte ligt van de waterlijn, voor ontwerpomstandigheden dus op het niveau van de MHW + eventuele lokale toeslagen. In het (Ref.) *Technisch rapport Golfoploop en Golfoverslag bij dijken* staat hoe de reductie voor verschillende breedte en hoogteligging kan worden berekend.



6 Optimalisatie van het dwarsprofiel



dijktafelhoogte [m]		1 : 3			1 : 5			1 : 8		
helling		0,1	1,0	10	0,1	1,0	10	0,1	1,0	10
overslag		[l/s/m]			[l/s/m]			[l/s/m]		
berm breedte B	0 m	17,9	15,4	12,9	13,2	11,7	10,2	10,4	9,5	8,6
	5 m	15,7	13,7	11,7	12,1	11,1	9,8	10,2	9,3	8,5
	10 m	14,3	12,6	10,8	11,9	10,7	9,5	10,0	9,2	8,4
	15 m	13,4	11,9	10,4	11,4	10,3	9,2	9,8	9,0	8,3

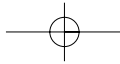
volume dwarsprofiel per m dijk [m ³ /m], (grondkosten bij f 15,- /m ³)		1 : 3			1 : 5			1 : 8		
helling		0,1	1,0	10	0,1	1,0	10	0,1	1,0	10
overslag		[l/s/m]			[l/s/m]			[l/s/m]		
berm breedte B	0 m	997 (f 14,955)	742 (f 11,134)	525 (f 7,875)	723 (f 10,850)	571 (f 8,564)	437 (f 6,548)	616 (f 9,235)	515 (f 7,731)	424 (f 6,360)
	5 m	803 (f 12,051)	623 (f 9,345)	467 (f 6,999)	642 (f 9,635)	548 (f 8,213)	436 (f 6,544)	625 (f 9,377)	527 (f 7,902)	447 (f 6,703)
	10 m	707 (f 10,606)	567 (f 8,497)	437 (f 6,548)	655 (f 9,829)	544 (f 8,165)	445 (f 6,675)	635 (f 9,525)	549 (f 8,234)	470 (f 7,048)
	15 m	663 (f 9,945)	546 (f 8,192)	443 (f 6,642)	640 (f 9,602)	543 (f 8,136)	455 (f 6,817)	645 (f 9,680)	561 (f 8,415)	493 (f 7,395)

breedtebeslag: (aankoopkosten bij f 7,50/m ²)		1 : 3			1 : 5			1 : 8		
helling		0,1	1,0	10	0,1	1,0	10	0,1	1,0	10
overslag		[l/s/m]			[l/s/m]			[l/s/m]		
berm breedte B	0 m	109 m (f 820)	94 m (f 708)	79 m (f 596)	108 m (f 807)	96 m (f 717)	84 m (f 627)	116 m (f 873)	107 m (f 799)	97 m (f 724)
	5 m	101 m (f 759)	89 m (f 669)	77 m (f 579)	104 m (f 778)	96 m (f 718)	85 m (f 640)	119 m (f 894)	109 m (f 820)	101 m (f 754)
	10 m	97 m (f 734)	88 m (f 657)	77 m (f 576)	107 m (f 804)	98 m (f 732)	88 m (f 660)	122 m (f 915)	113 m (f 849)	104 m (f 783)
	15 m	97 m (f 730)	88 m (f 663)	79 m (f 596)	108 m (f 812)	99 m (f 746)	91 m (f 680)	125 m (f 936)	116 m (f 870)	108 m (f 812)

golfoploop, oppervlakte talusbekleding, kosten talusbekleding		1 : 3			1 : 5			1 : 8		
helling		0,1	1,0	10	0,1	1,0	10	0,1	1,0	10
overslag		[l/s/m]			[l/s/m]			[l/s/m]		
berm breedte B	0 m	8,3 m 22,6 m ² (f 2713)			5,0 m 28,0 m ² (f 2244)			3,0 m 0 m ² (f 250)		
	5 m	6,7 m 19,8 m ² (f 2630)			4,4 m 26,3 m ² (f 2351)			2,8 m 0 m ² (f 250)		
	10 m	5,6 m 17,8 m ² (f 2441)			4,0 m 25,0 m ² (f 2500)			2,6 m 0 m ² (f 250)		
	15 m	5,0 m 16,6 m ² (f 2747)			3,6 m 23,7 m ² (f 2648)			2,5 m 0 m ² (f 250)		

totale kosten		1 : 3			1 : 5			1 : 8		
helling		0,1	1,0	10	0,1	1,0	10	0,1	1,0	10
overslag		[l/s/m]			[l/s/m]			[l/s/m]		
berm breedte B	0 m	f 18,489 (100%)	f 14,555 (79%)	f 11,184 (60%)	f 13,901 (75%)	f 11,525 (62%)	f 9,419 (51%)	f 10,108 (55%)	f 8,529 (46%)	f 7,084 (38%)
	5 m	f 15,439 (84%)	f 12,643 (68%)	f 10,207 (55%)	f 12,765 (69%)	f 11,283 (61%)	f 9,536 (52%)	f 10,521 (57%)	f 8,972 (49%)	f 7,707 (42%)
	10 m	f 13,980 (76%)	f 11,795 (64%)	f 9,765 (53%)	f 13,132 (71%)	f 11,397 (62%)	f 9,835 (53%)	f 10,940 (59%)	f 9,583 (52%)	f 8,331 (45%)
	15 m	f 13,422 (73%)	f 11,602 (63%)	f 9,984 (54%)	f 13,062 (71%)	f 11,530 (62%)	f 10,144 (55%)	f 11,366 (61%)	f 10,035 (54%)	f 8,957 (48%)

Figuur 6.3.1 Voorbeeld invloed helling buitentalud op dwarsprofiel



6.3.3 Sterkte van kruin en binnentalud

Door het toelaten van meer golfoverslag kan de kruinhoogte lager worden aangehouden, moet de sterkte van kruin en binnentalud worden vergroot en moeten maatregelen worden getroffen voor waterafvoer aan de binnenzijde. Deze aspecten zijn behandeld in § 3.3.

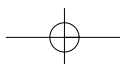
De kruinbreedte is slechts tot op zekere hoogte in verband te brengen met het veiligheidsaspect. Dit verklaart wellicht mede waarom er regionaal een verschillende praktijk is gegroeid ten aanzien van de te kiezen kruinbreedte. In de (Ref.) *Handreiking Constructief Ontwerpen* zijn vanuit een oogpunt van de overige functies van het dijklichaam (met name de functie verkeer) en van onderhoud aanbevelingen gedaan voor de kruinbreedte en de vormgeving van het binnentalud, met of zonder een binnenberm. Een dijsloot vangt het van de dijk afkomende/afstromende neerslagoverschot op. Daarnaast functioneert de sloot voor het opvangen van over, door en vanuit het dijkprofiel komend water, al of niet verzameld in een langsdrainage in de binnenteen. Veelal is de sloot ook bestemd om uit de aangrenzende percelen land afkomstig water op te vangen.

6.3.4 Bekleding buitentalud

Bij de optimalisatie moet ook het type en zwaarte van de bekleding mee worden beoordeeld. Op hoofdlijnen geldt bij aanwezigheid van getij het volgende:

- Bij een hoog (boven GHW + 0,5 m) voorland kan mogelijk worden volstaan met een goede grasmat. In andere gevallen is ten minste in de zone van het dagelijks getij een met steenachtige materialen verdedigd buitenbeloop nodig. Plaatselijke ervaring zal moeten uitwijzen vanaf welke hoogte de grasmat mogelijk is.
- Onder GLW + 0,5 m kan de verdediging alleen worden aangebracht in de vorm van een 'bezinking', zoals een kraagstuk met bestorting, stortsteen met gietasfaldichting, een blokkenmat, verpakte materialen (gabions), of colloïdaal beton.
- Tussen GLW + 0,5 m en GHW wordt een bekleding aangebracht van gezette steen, verpakte materialen, blokkenmatten, platen of colloïdaal beton.
- Tussen GHW en MHW (+ toeslagen) is een zwaardere versie van de bekleding beneden GHW vereist of een asfaltbekleding, die daarboven in de golfoploopzone, weer lichter kan worden uitgevoerd, eventueel overgaand in een grasbekleding.

Glooiingsconstructies op het bovenwatertalud dienen aan de onderzijde te worden gesteund. Bij aanwezigheid van een voorland kan de glooiing daarin worden opgevangen. Bij grondconstructies zonder voorland (dus met een onderwaterbeloop) wordt nabij de overgang van het onder- en bovenwatertalud de glooiing opgevangen in een berm. Deze berm ligt in de regel ongeveer op het niveau van 0,5 m boven gemiddeld laag water



(plas- of kreukelberm) om de gehele constructiedikte van de bekleding ter plaatse van de glooiingteen 'op tijd' te kunnen realiseren. Deze berm kan tevens voor de buitenwaartse stabiliteit van het grondlichaam noodzakelijk zijn. Bij afwezigheid van getij geldt het bovenstaande, waarbij voor GLW Meerpeil moet worden gelezen en GHW vervalt. Tussen Meerpeil + 0,5 en MHW is vaak een lichtere bekleding mogelijk dan bij zeedijken. De selectie en de dimensionering van de bekledingen zijn verder behandeld in hoofdstuk 7 en het (Ref.) *Technisch Rapport Bekledingen* (nog uit te brengen).

6.3.5 Helling binnentalud en vorm binnenberm

Binnen de ruimtelijke mogelijkheden is met eerder genoemde grootheden te variëren. Een flauw binnentalud kan bijvoorbeeld een stabiel profiel opleveren, maar ook een steiler talud in combinatie met een berm. Voor een stabiliteitsberm kan zowel hoog en kort als dun (laag) en breed een goede oplossing zijn. Uit de aard van het stabiliteitsprobleem volgt vaak de meest effectieve oplossing. Bijvoorbeeld in geval van opdrijven zal een lage, brede berm vaak effectiever zijn dan een kortere maar hogere berm. Ruimtelijke beperkingen aan de binnenzijde maken soms een buitenwaartse asverlegging aantrekkelijk. Hierbij wordt de ruimte voor de binnenberm gevonden ter plaatse van het bestaande (gedeeltelijk af te graven) dijklichaam. De afmetingen van een (stabiliteits)binnenberm zijn ook afhankelijk van de kruinhoogte. Dit betekent dat ook door een ingewikkelde interactie tussen helling buitentalud - kruinhoogte - binnenwaartse stabiliteit tot een ruimtelijke optimalisatie kan worden gekomen. Bijvoorbeeld een minimalisatie in de golfoploop door een flauwer buitentalud geeft een lagere kruinhoogte. Dit vraagt op zich meer ruimte, echter de binnenberm kan in dat geval minder breed zijn en dat maakt (een gedeelte van) het extra ruimtebeslag weer goed.

6.3.6 Opbouw grondlichaam en drainagevoorzieningen

Aspecten als macrostabiliteit en microstabiliteit (zie hoofdstuk 5) zijn in hoge mate afhankelijk van de waterspanningen (zie § 4.5 en § 4.6) in het dijklichaam, en daarmee indirect van de opbouw van het dijklichaam. Zo zal, bijvoorbeeld bij een kleidijk op een zandondergrond, piping een probleem kunnen vormen. In het geval van een zanddijk op een zandondergrond kan piping géén probleem zijn, maar kan de waterstand in de dijk zodanig hoog worden dat stabiliteit in gevaar komt. Door een goede afstemming tussen de opbouw van de ondergrond en de aan de orde zijnde faalmechanismen kan ook in de opbouw van het dijklichaam worden geoptimaliseerd. Gedacht moet worden aan het wel of niet aanbrengen van een extra dikke kleibekleding op het buitentalud (om de freatische lijn laag te houden), het wel of niet afsluiten van het dijklichaam op de zate, het al dan niet kiezen voor een open buitenteen of juist een drainage in de binnenteen, etc.

6.3.7 Optimalisatiemogelijkheden bij ijsbelasting

Als gevolg van zware ijsbelasting, met name kruiend ijs, kan een bekleding en een teenconstructie beschadigd raken. Het bewegende ijs kan de bekleding meesleuren, vooral als er voldoende aangrijpingspunten zijn in de vorm van een ruw oppervlak of uitsteeksels (palenrijen), of als het talud steil is (steiler dan 1V:3H). Bij zoet water is ijsbelasting eerder een bedreiging voor grondconstructies dan bij zout water, omdat enerzijds het zoete water vaker bevroert dan zout water en anderzijds het ijs van zoet water in het algemeen sterker (harder) is dan het ijs van zout water.

Anno 2000 is nog onvoldoende kennis voorhanden om een grondconstructie te kunnen dimensioneren op een zware ijsbelasting. Het is wel mogelijk maatregelen te treffen om de gevolgen van ijsbelasting zoveel mogelijk te voorkomen:

Een glad oppervlak zonder uitsteeksels is belangrijk.

Een ruw oppervlak heeft als positief effect dat het de golfoploop en daarmee de benodigde kruinhoogte reduceert. Dit positieve aspect moet worden afgewogen tegen de toename van de mogelijke ijsbelasting op de bekleding. Vermeden moet worden dat overgangsconstructies boven het talud uitsteken. Met name bij bekledingen zonder duidelijke samenhang, zoals stortsteen in een plasberm, moet ermee rekening worden gehouden dat het kruiende ijs elementen kan meevoeren tegen het talud op.

De aanwezigheid van een berm beperkt de ijsbelasting op boventalud en kruin. Bij grondconstructies zonder een berm boven het stilwaterniveau kan het kruiende ijs over de kruin schuiven. In dergelijke gevallen moet worden bekeken of dit ijs een bedreiging vormt voor de bekleding van de kruin en het binnentalud en voor eventuele constructies direct binnenwaarts. Een berm boven het stilwaterniveau is gunstig omdat de berm als opslagplaats kan dienen voor ijsschotsen. Het ijs zal namelijk in schotsen breken bij het opklimmen tegen het ondertalud en ter plaatse van de voorrand van de berm. De schotsen op de berm kunnen niet meer het boventalud opgedrukt worden omdat ter plaatse van de voorrand van de berm een soort knikverschijnsel optreedt. De schotsen knikken omhoog en stapelen zich op.

Dijkstrekkingen, waar kruiend ijs kan voorkomen, zijn bij de waterkering-beheerders bekend.

Voor de Nederlandse situatie levert dit geen situaties op die bij het ontwerp van waterkeringen moeten worden meegenomen. De gevolgen van ijsvorming op de rivieren zijn goed beheersbaar, terwijl in het algemeen de kans op combinatie met hoge waterstand en zware golfaanval te klein is. Voor dijkstrekkingen, waar in de praktijk kruiend ijs voorkomt, wordt hier bij de dimensionering rekening mee gehouden om onnodige schade te voorkomen.

6.4 Grondonderzoek

6.4.1 Inleiding

Tussen de kosten van grondonderzoek en de opbrengst daarvan bestaat in de adviespraktijk een onduidelijke relatie. De opdrachtgever wil vaak zo

min mogelijk geld uitgeven aan grondonderzoek, maar wil wel een goed advies. De adviseur wil altijd meer onderzoek ter beschikking hebben, en heeft daarvoor geld nodig. Bij het optimaliseren van het grondonderzoek gaat het om de vraag of het rendement van grondonderzoek in getallen kan worden uitgedrukt.

6.4.2 Gangbare werkwijze

Voor schatting van de sterkte van een (waterkerende) grondconstructie dienen gegevens over de opbouw en sterkte van de ondergrond te worden verzameld. Afhankelijk van de voortgang van het project is de benodigde informatie meer of minder gedetailleerd. Normaliter is de gang van zaken als volgt:

Definitiefase

Voor de definitiefase is tenminste die informatie nodig op basis waarvan een tracékeuze kan worden gemaakt en een principe-keuze van de technische oplossing. In dit stadium kan meestal worden volstaan met een globaal beeld van de ondergrond, dat wil zeggen een indicatieve laagopbouw met classificatie van de grondlagen. De benodigde informatie kan veelal worden ontleend aan bestaande documenten, zoals bodemkaarten, grondwaterkaarten, etc. zo mogelijk aangevuld met relevant archiefmateriaal van eerder uitgevoerde grondonderzoeken in de omgeving en of verkennend grondonderzoek.

Voorontwerpfase

Voor de (voor)ontwerpfase is tenminste die informatie over de ondergrond nodig, die het mogelijk maakt de technische en economische consequenties voor een ontwerp na te gaan. Dat wil zeggen dat een goed inzicht bestaat in de laagopbouw, de classificatie van de grondlagen en of er mogelijke lokale verstoringen aanwezig zijn, zoals bijvoorbeeld geulen, die van invloed zijn op het ontwerp. Over het algemeen zal het grondonderzoek bestaan uit boringen en sonderingen, zo mogelijk aangevuld met geofysische grondonderzoek om discontinuïteiten in het grondlagenpatroon te traceren. Verder moeten redelijke indicaties van de fysische en mechanische grondeigenschappen beschikbaar zijn voor geotechnische ontwerpberekeningen. Voor het bepalen van de grondeigenschappen kunnen al laboratorium- of in situ proeven worden gedaan. Een andere mogelijkheid is om in dit stadium nog uit te gaan van voorzichtige schattingen die ontleend kunnen worden aan de in de *NEN 6740* gegeven tabel nr. 1, of schattingen op basis van correlaties (*Ref. Construeren met grond*) met de beschikbare sonderingen of reeds beschikbare proeven(verzamelingen) op soortgelijke typen grond in een vergelijkbare grondslag.

Ontwerpfase

In de definitieve ontwerpfasen moeten de laatste onzekerheden die mogelijk in de (voor)ontwerpfase zijn blijven liggen worden opgehelderd en zal veelal worden getracht het ontwerp kostenoptimaal te maken. Hiervoor is detailgrondonderzoek nodig. In het algemeen zullen onzekerheden met betrekking tot de ondergrond in de voorontwerpfase gecompenseerd zijn door overdimensionering. Dit betekent dat de aard en omvang van het detailonderzoek

6 Optimalisatie van het dwarsprofiel

in de definitieve ontwerpfase zeker ook zal afhangen van de verwachting ten aanzien van mogelijke winst die daarmee in het ontwerp valt te behalen. Gedacht kan worden aan het scherper vaststellen van laagovergangen op de meest kritieke locaties, het vaststellen van begrenzingen van lokale verstoringen (geulen enz.) en het scherper vaststellen van grondeigenschappen door laboratorium- en/of in situ proeven. Ook zullen in de (detail)ontwerpfase gedetailleerdere ontwerpberoeeningen worden gemaakt, waaronder ontwerpberoeeningen voor meerdere dwarsdoorsneden in het dijkvak.

In tabel 6.4.1. worden ruwe indicaties voor de aard en omvang van een gangbaar grondonderzoek gegeven. De gegevens zijn ontleend aan het CUR-C68 rapport (*Ref. Cases aard en omvang terrein- en laboratoriumonderzoek*). en zijn gebaseerd op inventarisatie van inzichten van een groep ervaren adviseurs van verschillende ingenieurbureaus. Voor één hypothetische case voor een versterking van een rivierdijk is de adviseurs gevraagd aan te geven wat naar hun mening een verantwoord opgezet (eerste) grondonderzoek zou zijn. De indicaties in tabel 6.4.1 zijn een doorsnee van de geadviseerde opzetten. In de praktijk wordt vaak aan meerdere ingenieurbureaus offerte gevraagd voor grondonderzoek. Vanwege concurrentie wordt zo scherp mogelijk geoffreerd. Uit kostenoverweging wordt meestal de goedkoopste offerte gekozen, met als gevolg dat met minder onderzoek wordt geadviseerd. Daaruit voortvloeiende onzekerheden kunnen leiden tot kostbare overdimensionering in het ontwerp.

Fase	Gegevens	Informatiebron	Omvang	Opmerkingen
Definitie	archief	Kaarten Oude metingen	gehele dijkstrekking	Voorlopige bodemopbouw
	geologische voorkennis	Adviseur	gehele dijkstrekking	
	ervaring			
	gebiedskennis			
(Voor-) Ontwerp	vooronderzoek	Geofysisch	3 raaien	Bodemopbouw, vooronderstelling van de parameters op basis van classificatie
		Continuboringen	per 200 à 1000 m	
		Sonderingen	per 50 à 150 m	
		Handboringen	per 50 m	
		Classificatie	8 per boring	Eventueel op enkele locaties bijgestelde bodemopbouw, parameters gebaseerd op veld- en laboratoriumproeven
	detailonderzoek	Extra (bijzondere) sonderingen en boringen	afhankelijk van de situatie	
		Triaxiaalproeven op boringen	3 per boring/ minimaal 4 per laag	
		Samendrukkingsproeven op boringen	2 per boring/ minimaal 3 per laag	

Tabel 6.4.1 Voorbeeld van grondonderzoeksinspanning in verschillende projectfasen. (Ref.: *Cases aard en omvang terreinonderzoek*).

Met nadruk moet worden vermeld dat bovenstaande tabel een voorbeeld is en niet algemeen te gebruiken is. De werkelijke omvang van grondonderzoek hangt onder andere sterk af van het soort werk dat gaat worden uitgevoerd.

Bij detailonderzoek worden ook peilbuizen geplaatst, met name in de uitvoeringsfase en eindsituatie. Waterspanningsmetingen worden gedaan in grondlagen die voor de stabiliteit van de constructie belangrijk zijn. Of en hoeveel waterspanningsmetingen worden gedaan hangt af van het geohydrologische systeem.

In de toetsingsfase wordt in eerste instantie gewerkt met het beschikbare grondonderzoek. Pas als de eenvoudige toets niet lukt, wordt gebruik gemaakt van actuele sterkte (*Ref. nog uitbrengen Technisch Rapport Actuele sterkte van dijken*) of eventueel van detailonderzoek.

Bij dijkversterkingen in Zuid-Holland is gebruik gemaakt van een proevenverzameling, maar bovenstaande tabel is hierop niet gericht. Over proevenverzamelingen wordt meer verteld in § 4.3.5.

6.4.3 Optimaal grondonderzoek

De vraag wat het 'optimale' grondonderzoek is, is afhankelijk van de projectfase en de rol die de betrouwbaarheid van het ondergrondmodel daarin speelt.

Definitiefase

In de definitiefase worden tracé en vaak ook (opties voor) principe-oplossing(en) gekozen. Hiermee zal naar verwachting kunnen worden voldaan aan de voor het ontwerp van de waterkerende constructie geldende eisen en voorwaarden (bijvoorbeeld ten aanzien van nevenfuncties, omgevings-eisen, belastingen en veiligheidseisen). Van belang is dat het beeld van de ondergrond in ieder geval zo betrouwbaar is, dat niet in een latere projectfase, na inwinnen van meer details over de opbouw en eigenschappen van de ondergrond, blijkt dat andere keuzen hadden moeten worden gemaakt. Het is dus zaak na te gaan, enerzijds hoe sterk de keuzen van tracé en principe-oplossing(en) afhankelijk zijn van het beeld van de ondergrond waarvan wordt uitgegaan en anderzijds, hoe groot de kans is dat in werkelijkheid de ondergrond in ongunstige zin essentieel af kan wijken van dit beeld. Naarmate de afhankelijkheid sterker is en de kans op mogelijk essentiële afwijkingen groter, zal het ondergrondmodel door aanvullend onderzoek betrouwbaarder moeten worden gemaakt.

Voorontwerpfase

In de voorontwerpfase worden de principe-oplossingen nader uitgewerkt, om te komen tot een technisch en economisch haalbaar ontwerp op hoofdlijnen. Ook hier geldt dat de betrouwbaarheid van het ondergrondmodel al zodanig moet zijn dat bij de latere detaillering geen verrassingen optreden. De controle hierop is analoog aan de controle in de definitiefase: nagaan wat de gevoeligheden van de keuzen zijn voor mogelijke afwijkingen van het ondergrondmodel waarvan is uitgegaan en op basis van kennis van de geologie van het gebied inschatten wat de kans is op zulke afwijkingen.

Optimaal grondonderzoek in definitie- en (voor)ontwerpfase is strikt genomen moeilijk om in wiskundige zin te bepalen. Hiervoor is namelijk zoiets nodig als een te maximaliseren nutsfunctie (of equivalent: een te minimaliseren kostenfunctie), waarbij de marginale kosten van aanvullend grondonderzoek worden vergeleken met de marginale opbrengst ervan. Strikt genomen is de opbrengst van aanvullend grondonderzoek in deze projectfasen afname van het risico van 'verkeerde beslissingen' (= kans op verkeerde beslissing maal gevolg van verkeerde beslissing). Vooralsnog zijn die risico-componenten moeilijk expliciet uit te werken. Het optimaliseringsbeginsel is in deze projectfasen derhalve meer een richtinggevend gedachtenmodel dan een concreet uit te werken rekenprocedure. In de praktijk wordt niet meer gesteld dan dat grondonderzoek in deze projectfasen optimaal is wanneer de kans op een verkeerde tracé- of ontwerpkeuze 'voldoende klein' is, gezien ook de aard en omvang van consequenties van zo een verkeerde keuze.

Ontwerpfase

In de definitieve ontwerpfase gaat het er om, gegeven de keuzen in het voortraject, te komen tot een kostenoptimaal gedetailleerd ontwerp, dat aan alle eisen en voorwaarden voldoet. De vraag of een betrouwbaarder ondergrondmodel wenselijk is, hangt samen met de mate waarin het elimineren van onzekerheden leidt tot:

- kostenreductie van het ontwerp of de geplande uitvoering,
- reductie van uitvoeringsrisico's of latere onderhoudsrisico's en/of
- reducties van ongewenste omgevingsinvloeden (bijvoorbeeld minder ruimtebeslag en daarmee sparen van landschappelijke waarden).

In het laatste geval is de verwachte besparing niet altijd in geldeenheden uit te drukken. Bij kosten- en risicoreductie is de (verwachte) opbrengst van aanvullend grondonderzoek uit te drukken in geldeenheden en is derhalve een directe vergelijking met de kosten van aanvullend onderzoek mogelijk. In § 6.4.4 worden hiervan twee voorbeelden gegeven.

Beheerfase

In de beheerfase van een waterkering wordt de veiligheid gecontroleerd aan de hand van periodieke veiligheidstoetsing. Een belangrijk verschil tussen de toets- en ontwerpfase is dat bij de eerste de vrijheid om onzekerheden over de ondergrond te verdisconteren in relatief goedkope overdimensionering vrijwel nihil is. Dit betekent dat extra grondonderzoek waardoor de kering nog net kan worden goedgekeurd bij het toetsen relatief meer winst kan opleveren dan in de ontwerpfase.

6.4.4 Invloed van aanvullend grondonderzoek

Aan de hand van twee voorbeelden worden de overwegingen bij het onderzoeken van het nut van nader grondonderzoek geïllustreerd. Het eerste voorbeeld betreft grondonderzoek om onzekerheden met betrekking tot de opbouw van de ondergrond te reduceren. Het tweede voorbeeld betreft grondonderzoek ten behoeve van een betere schatting van grondeigenschappen.

Voorbeeld 1: Laagopbouw:

Veronderstel de volgende situatie. Op basis van beschikbare (harde) informatie, te weten sonderingen om de 200 meter, zou de ondergrond onder een dijk in het gehele dijkvak van 700 m lengte uit een dik kleipakket bestaan, dat niet gevoelig is voor opdrijven of opbarsten. Het mechanisme piping zou op basis van die informatie in het ontwerp van de dijk geen rol spelen. In probabilistische termen: de kans op opbarsten en piping is op basis van de harde informatie kleiner dan de toelaatbare kans. De toelaatbare kans is gerelateerd aan de gebiedsbeschermingseis. Voor gebieden met bijvoorbeeld een MHW-overschrijdingsfrequentie van 1/1250 per jaar is de toelaatbare kans op piping in een dijkvak bijvoorbeeld gelijk aan 1% van 1/1250 per jaar, dus ca. 10^{-5} per jaar. Veronderstel dat via berekening een kans op opbarsten en piping gevonden wordt van 10^{-6} per jaar.

Het betreft hier echter een rivierengebied, waar de aanwezigheid van met zand opgevulde geulinsnijdingen in het kleipakket niet is uit te sluiten. Volgens de geoloog komen er in de regio geulinsnijdingen voor met een breedte van 50 tot 80 meter; de geschatte frequentie is één geul per km. Op de plaatsen waar zo'n geul voorkomt is de kans op opbarsten en vervolgens piping bij een waterstand in de buurt van de ontwerpwaterstand ongeveer 1/10 (uitgaande van het dijkprofiel dat is ontworpen op basis van een overal aanwezig dik kleipakket). Als binnen het dijkvak een geul aanwezig is, dan is de kans op opbarsten en piping (dat is de kans op piping bij de ontwerpwaterstand vermenigvuldigd met de kans op de ontwerpwaterstand) in de orde van 10^{-4} per jaar. Dit is een factor tien te groot.

Het ondergrondmodel, waarbij overal het dikke kleipakket aanwezig is, wordt O_1 genoemd. Het alternatieve scenario, namelijk een ondergrondmodel waarin een of meer geulen voorkomen, wordt O_2 genoemd. De kansen op opbarsten en piping, gegeven de modellen O_1 en O_2 , wordt aangegeven met $P[\text{piping} \mid O_1] = 10^{-6}$ per jaar, respectievelijk $P[\text{piping} \mid O_2] = 10^{-4}$ per jaar. De totale kans op piping in het dijkvak wordt dan als volgt berekend:

$$P[\text{piping}] = P[\text{piping} \mid O_1] P[O_1] + P[\text{piping} \mid O_2] P[O_2]$$

ervan uitgaande dat O_1 en O_2 de enige mogelijkheden zijn. Het hangt van de kansen $P[O_1]$ en $P[O_2]$ af wat de feitelijke kans op piping is. Deze twee kansen geven aan de mate van vertrouwen dat het betreffende ondergrondmodel het juiste is. Als bijvoorbeeld de kans op aanwezigheid van een of meer zandgeulen op 10% wordt geschat, dan is $P[O_2] = 0,10$ en $P[O_1] = 0,90$ (samen gelijk aan 1,0).

De vraag is bij welke kans $P[O_2]$ nog net wordt voldaan aan de veiligheidseis met betrekking tot het mechanisme piping. Dan moet:

$$P[\text{piping}] = P[\text{piping} \mid O_1] P[O_1] + P[\text{piping} \mid O_2] P[O_2] \leq 10^{-5}$$

dus $P[O_2]$ moet kleiner dan ongeveer 10^{-1} zijn. Met andere woorden als de aanwezigheid van een geul met 90% betrouwbaarheid uitgesloten kan wor-

den, dan wordt voldaan aan het veiligheids criterium. Zo niet, dan moet het ontwerp worden aangepast, met bijvoorbeeld een pipingberm over de volle lengte van het dijkvak. Stel dat een pipingberm nodig is, waarvan de kosten worden geraamd op € 200000 per km bij aanleg van meer dan 500 m.

Een alternatief is aanvullend grondonderzoek; bijvoorbeeld extra sonderingen om de 50 m. Door dat onderzoek kan worden vastgesteld dat óf bijna zeker in het dijkvak geen geul voorkomt, óf dat er wel een of meer geulen voorkomen die dan ook gelokaliseerd zijn. De kosten voor zulk onderzoek worden geraamd op € 10000 vaste kosten en € 25000 per km dijk.

Verwacht wordt overigens dat het onderzoek één geul zal opleveren in het dijkvak; bij de geul dient dan over, zeg, 150 m een pipingberm te worden aangelegd. De kosten hiervan worden geschat op € 50000.

De verwachte netto opbrengst van het grondonderzoek is dan derhalve (bij een dijkvaklengte van 700 m):

$$0,7 = € 200000 - € 10000 - 0,7 = € 25000 - € 50000 = € 62500.$$

Het is (met overigens een relatief kleine kans) ook mogelijk dat twee geulen gevonden worden en dus op twee plaatsen een berm moet worden aangelegd. De resterende netto opbrengst wordt dan al een stuk minder, namelijk € 12500. Wanneer in werkelijkheid drie of meer geulen worden aangetroffen, wordt de netto opbrengst negatief. Het ligt dan min of meer voor de hand om de pipingberm toch over de gehele lengte van het dijkvak aan te leggen, zodat geen besparing wordt gerealiseerd. Het onderzoek is dan, achteraf, overbodig. Van tevoren was echter geschat dat de kans hierop uiterst klein was.

Bij een (veronderstelde) verdeling van de kansen op resultaat van grondonderzoek $P_1 = 0,05$; $P_2 = 0,90$; $P_3 = 0,04$ en $P_4 = 0,01$ (samen 1,0) is de verwachtingswaarde van de besparing (t.o.v. het alternatief 1):

$$0,05 = € 112500 + 0,9 = € 62500 + 0,04 = € 12500 - 0,01 = € 27500 \\ = € 62100$$

Er wordt nu uitgegaan van een willekeurige lengte L van het dijkvak, en die lengte wordt berekend waarvoor het 'break even point', wordt bereikt, aannemende dat één geul zal worden gevonden. Het break even point wil zeggen dat investeringskosten gelijk zijn aan de opbrengst. Als break even point wordt een lengte van 340 m gevonden. Uiteraard is dit sterk afhankelijk van de vaste kosten in de berekening. Bij kortere dijkvakken heeft het in dit voorbeeld dus geen zin via extra grondonderzoek te proberen besparingen op de aan te leggen pipingberm te realiseren.

		Kosten Additioneel Grondonder- zoek	Kosten aanberming	Besparing t.o.v. Alternatief 1
Alternatief 1:				
Geen grondonderzoek, aanberming over volle lengte van dijkvak		-	€ 140000	
Alternatief 2:				
Additioneel grondonderzoek, zo nodig lokaal aanbermen				
Resultaat grondonder- zoek [aantal aan- wezige geulen]	Kans op resultaat van grond onderzoek			
Geen	P1 = klein	€ 27500	-	€112500
Eén	P2 = groot	€ 27500	€ 50000	€ 62500
Twee	P3 = klein	€ 27500	€ 100000	€ 12500
Meer	P4 = zeer klein	€ 27500	€ 140000	- € 27500

Tabel 6.4.2 Afweging alternatief "Additioneel grondonderzoek" versus alternatief "Overdimensionering"

Voorbeeld 2: Scherper schatten grondparameters door lokaal grondonderzoek
Veronderstel de volgende situatie. Aan de hand van het beschikbare ondergrondmodel en de schattingen van grondeigenschappen wordt een lokale dijkversterking ontworpen. Het blijkt dat een flinke steunberm nodig is in verband met de stabiliteit van het binnentalud. De consequentie is dat een achter de dijk liggende woning moet worden gesloopt. De kosten van schadeloosstelling, sloop en aanleggen van de berm bedragen € 250000. De stabiliteitsanalyses zijn uitgevoerd met karakteristieke schuifsterkte parameters die zijn ontleend aan regionale proevenverzamelingen. Deze schattingen van de schuifsterkte zijn per definitie aan de conservatieve kant. Uit een herberekening van de stabiliteit, waarbij de schuifsterkte in de voor het weerstand biedende moment belangrijkste grondlaag met 10 % is opgehoogd, blijkt dat in dat geval kan worden volstaan met een minder brede berm, waardoor de bebouwing kan worden gehandhaafd. In dat geval zou de lokale versterking € 50000 kosten, een potentiële besparing van € 200000

Hieronder wordt de afweging gemaakt of het zinvol is om met behulp van lokaal grondonderzoek te proberen de besparing te realiseren. Onder lokaal onderzoek naar een grondeigenschap wordt onderzoek in de directe omgeving van de locatie verstaan waarvoor een grondmechanische analyse moet worden uitgevoerd; veelal wordt zo'n locatie aangeduid m.b.v. de hectometrerings in de lengterichting van de dijk. Uitgangspunt bij lokaal grondonderzoek is dat het gebied (in de lengterichting van de dijk) zo klein is dat regionale ruimtelijke spreidingen (zie Bijlage 1 'Karakteristieke schattingen van de schuifsterkte') geen rol van betekenis spelen. Volgens de geldende inzichten zou het daarbij gaan om gebieden met een lengte in de orde van 100 à 150 m in langsrichting van de dijk. Is het onderzoeksgebied (veel) langer, dan speelt regionale spreiding een rol in de proefresultaten, en is het

6 Optimalisatie van het dwarsprofiel

gemiddelde van een steekproef van resultaten niet noodzakelijk representatief voor een glijvlak ter plaatse van de locatie waarvoor de grondmechanische analyse moet worden uitgevoerd.

Hierbij speelt, naast de kosten van lokaal onderzoek, de vraag hoe groot de kans is dat door lokaal grondonderzoek (monsternamen en laboratoriumproeven) de karakteristieke schuifsterkte met minimaal 10% toeneemt t.o.v. de karakteristieke schuifsterkte uit de proevenverzameling. De laatste is een 5% ondergrens van wat op een willekeurige locatie binnen de regio van de proevenverzameling aan gemiddelde schuifsterkte kan worden aangetroffen. De kans, dat op een specifieke locatie een hogere gemiddelde schuifsterkte zal worden aangetroffen, is derhalve 95%. Echter bij lokaal grondonderzoek zal ook rekening moeten worden gehouden met spreiding in de proefresultaten; er moet gewerkt worden met de karakteristieke lokaal gemiddelde schuifsterkte. Bij een klein aantal proeven is er een aanzienlijke kans, dat die niet of slechts weinig boven de karakteristieke schuifsterkte uit de regionale proevenverzameling komt.

Op basis van het regionale model voor de proevenverzameling kunnen kansen worden uitgerekend dat met lokaal onderzoek een toename van 10% of meer van de karakteristieke schuifsterkte zal worden gevonden. Die kansen zijn afhankelijk van het aantal proeven in het lokale onderzoek, maar ook van de relatieve spreiding (= standaardafwijking gedeeld door overall gemiddelde) van de proevenverzameling. Die kansen zijn in tabel 6.4.3 weergegeven.

Opgemerkt kan worden dat bij een relatief kleine steekproefomvang (4 stuks) de kans op het vinden van een hogere karakteristieke schuifsterkte vrij klein is; bij grotere steekproeven neemt de kans toe, maar er blijft altijd een aanzienlijke kans dat het lokale onderzoek geen verbetering geeft t.o.v. de regionale proevenverzameling.

$V_{c, rpV}^*$	4 proeven	8 proeven	12 proeven
0,20	0,15	0,45	0,55
0,30	0,25	0,55	0,65

* $V_{c, rpV}$ = relatieve spreiding in regionale proevenverzameling

Tabel 6.4.3 Kansen op > 10 % toename van karakteristieke schuifsterkte door lokaal onderzoek

Wordt verondersteld dat de kosten voor het lokale grondonderzoek bestaan uit vaste kosten, € 9000 en variabele kosten: bij 4 proeven € 8000, bij 8 proeven € 16000 en bij 12 proeven € 24000 (2000 Euro per proef).

Met deze gegevens wordt de volgende analyse gemaakt ten aanzien van het nut van lokaal onderzoek bij de verschillende groottes van de steekproef (uitgaande van een relatieve spreiding in de proevenverzameling van 0,20):

- *Steekproefgrootte 4 stuks*
Kans op besparing van € 200000 is 15%
Kans op verlies van € 17000 is 85%
Netto opbrengstverwachting: $0,15 * € 200000 - € 17000 = € 13000$
- *Steekproefgrootte 8 stuks*
Kans op besparing van € 200000 is 45%
Kans op verlies van € 25000 is 55%
Netto opbrengstverwachting: $0,45 * € 200000 - € 25000 = € 65000$
- *Steekproefgrootte 12 stuks*
Kans op besparing van € 200000 = 55%
Kans op verlies van € 33000 = 45%
Netto opbrengstverwachting: $0,55 * € 200000 - € 33000 = € 77000$

Op basis van deze analyse lijkt het rationeel te kiezen voor een steekproef in het lokale onderzoek van circa 12 stuks. Maar het rendement, dat is de opbrengst per geïnvesteerde euro, is het grootst bij circa 8 stuks.

Aantal proeven	Kans op besparing van € 200000	Kans op verlies van onderzoeks-kosten	Netto opbrengst-verwachting	Opbrengst per geïnvesteerde euro
4	15%	85%	€ 13000	0,76
8	45%	55%	€ 65000	2,60
12	55%	45%	€ 77000	2,33

Tabel 6.4.4 Verwachte opbrengst bij lokaal grondonderzoek

Daarom wordt in dit voorbeeld een steekproef met een grootte van 8 proeven gekozen. Niettegenstaande de opbrengstverwachting moet toch rekening worden gehouden met een vrij grote kans dat het onderzoek niet het gewenste resultaat oplevert. Dat is met onderzoek natuurlijk altijd het geval. Bij de gekozen grootte van de steekproef is de verhouding tussen opbrengstverwachting en geïnvesteerde kosten in onderzoek maximaal.

De conclusie uit de twee voorbeelden is dat de keuze van de optimale aard en omvang van aanvullend grondonderzoek afhankelijk is van de situatie. Steeds moet een afweging worden gemaakt, waarbij enerzijds gekeken wordt naar de mogelijk te behalen winst en de kans daarop en anderzijds naar de kosten van het onderzoek en ook de kans dat dit per saldo niets oplevert. Per situatie zal dit een andere afweging opleveren.

6.5 Grondverbetering

6.5.1 Inleiding

Deze paragraaf geeft aanvullende informatie over de optimalisatie vanuit de sterkte van de ondergrond en de grondmechanische aspecten. Hierbij is een onderscheid gemaakt tussen verbetering op respectievelijk een slappe ondergrond (§ 6.5.2) en een doorlatende ondergrond (§ 6.5.3).

6.5.2 Slappe ondergrond

Bij een ondergrond, die is opgebouwd uit een dik samendrukbaar pakket, is een aanzienlijke overhoogte in het grondprofiel nodig om de te verwachten zetting te compenseren. Ook is vaak extra ruimtebeslag nodig in verband met benodigde flauwe binnentaluds of brede bermen om het dijklichaam voldoende stabiliteit te geven.

In een optimalisatieproces kan worden nagegaan of het interessant is de benodigde overhoogte en/of het totale ruimtebeslag te reduceren door de slappe lagen geheel of gedeeltelijk te verwijderen. In principe worden hierbij de slappe lagen ter plaatse van de toekomstige dijk weggegraven (gebaggerd) en vervangen door zand. Over de diepte kan alleen in algemene zin iets worden gezegd. Zeer slappe toplagen bestaande uit ongerijpt slib worden in ieder geval verwijderd. Deze lagen zijn vaak ook in milieuhygiënische zin dermate vervuild dat verwijdering verplicht is. Het betreft hier lagen met weinig of in het geheel geen draagvermogen. Soms is ook wegpersen een optie, maar zeker bij bredere ophogingen is dan sprake van een ongecontroleerd proces met grote kans op slibinsluitingen. Het verwijderen van veenlagen voor zover bovenin het slappe lagenpakket gelegen, bijvoorbeeld in de bovenste 5 m, zal in het algemeen ook nuttig blijken te zijn. Hoewel deze lagen wel een behoorlijk draagvermogen hebben (wegpersen treedt niet gauw op) zijn het juist deze lagen die de aanzienlijke overhoogte en het extra ruimtebeslag nodig maken. Grondverbetering tot grotere diepte, bijvoorbeeld alle slappe lagen verwijderen tot op het diepe zand, zal minder vaak lonend blijken te zijn. De breedte moet bij voorkeur zo zijn dat het dijklichaam zijn belasting als het ware kan spreiden via de grondverbetering naar de niet-verwijderde slappe lagen.

Speciale aandacht is nodig voor een eventuele bovenafdichting met klei op het zandcunet; dit in verband met onderloopsheid en mogelijk contact met een watervoerend pakket. Bij een cunetvulling met zand is in principe een intredepunt voor het buitenwater gecreëerd ter plaatse van de buitenteen van de waterkering. Dit kan zowel voor een dijk met een kleikern als voor een dijk met een zandkern bezwaarlijk zijn (piping respectievelijk hoge freatische lijn kan het gevolg zijn). Het is derhalve vaak noodzakelijk een dichtte bekleding op de bovenkant van het cunet aan te brengen. Bij een diep cunet moet ervoor worden gewaakt dat geen permanente verbinding ontstaat tussen de cunetvulling en de diepe (watervoerende) zandlaag.

Voor de uitvoering is van belang dat bij het graven géén opbarsten van de bodem kan optreden. Indien in het kader van een dijkverbetering een cunet wordt gemaakt (en er direct naast de te verbeteren dijk wordt ontgraven) moet behalve de bodemstabiliteit uiteraard ook de stabiliteit van de bestaande dijk gegarandeerd zijn.

Behalve ten behoeve van een optimalisatie in het ontwerp kan de toepassing van een grondverbetering ook worden overwogen om de uitvoering te optimaliseren. Bijvoorbeeld in geval van een (te) lange uitvoeringsduur tengevolge van de aanwezigheid van slappe lagen kan een grondverbetering zeker zinvol zijn.

6.5.3 Doorlatende ondergrond

Pipingbermen kunnen in hoge mate het ruimtebeslag van een dijklichaam bepalen. Brede pipingbermen aan de binnenzijde van de dijk kunnen uit ruimtelijke overwegingen ongewenst zijn. Door aan de buitenzijde een on-doorlatende berm aan te brengen (eventueel ingegraven in het voorland) wordt het intredepunt verlegd en kan eenzelfde effect worden bereikt als met een binnendijkse berm.

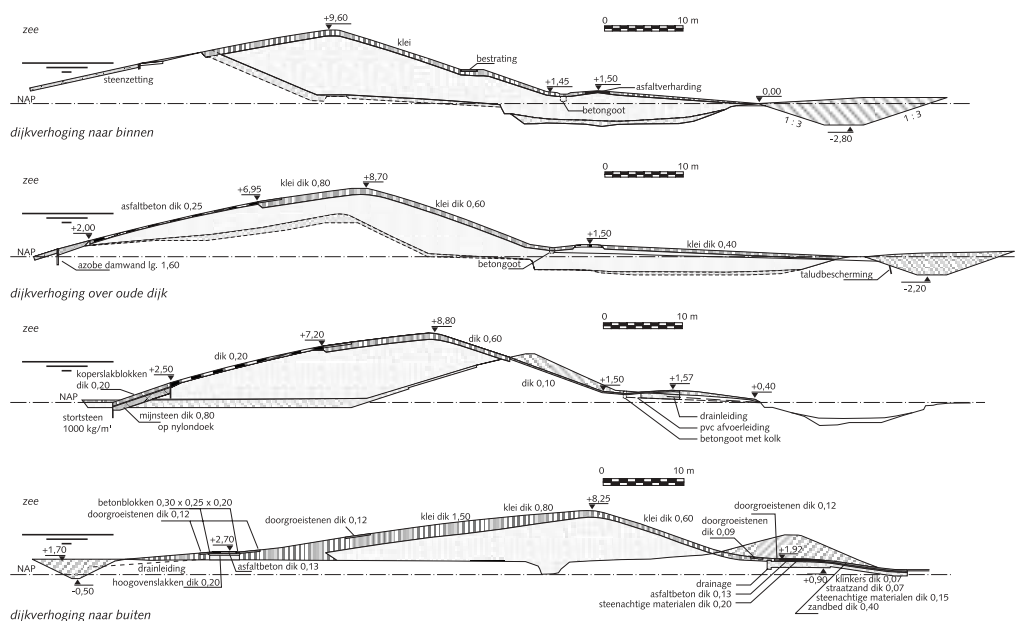
6.6 De plaats van de dijkverzwaring

6.6.1 Inleiding

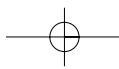
Bij verbetering van bestaande dijken is een strikt technisch-economische optimalisatie, zoals eerder is beschreven, vaak niet mogelijk. Er zal namelijk vaak naar worden gestreefd zoveel mogelijk het oude, goed gezette dijklichaam in tact te laten en als geheel in de nieuwe constructie op te nemen. In figuur 6.6.1 zijn voorbeelden getoond van de mogelijkheden om te verzwaren:

- Binnendijks (§ 6.6.2),
- Een dijk over een dijk, (§ 6.6.3) en
- Buitendijks (§ 6.6.4).

In § 6.6.5 wordt een voorbeeld van een dijkverzwaring nabij Sliedrecht besproken.



Figuur 6.6.1 Varianten dijkverzwaring



6.6.2 Binnendijkse verzwarening

Is het buitentalud voorzien van een goede glooiingsconstructie, dan zal men om kwalitatieve en financiële redenen die glooiing willen behouden en kiezen voor een binnendijkse verzwarening. Als het talud onvoldoende stabiel is bij vallend water, en men wil toch de glooiing handhaven, dan kan de stabiliteit worden vergroot door het aanbrengen van een steunberm, eventueel in combinatie met het verflauwen van de taludhelling boven de glooiing of van het onderwatertalud. De uitvoering is ook eenvoudiger doordat de buitenzijde van de dijken grotendeels intact blijft. Verzwarening aan de binnenzijde zal op het eerste gezicht vaak de voorkeur verdienen, maar aankoop of onteigening van terrein en van gebouwen, omlegging van wegen en(of) waterlopen kunnen een beletsel vormen. Dit beletsel kan des te groter zijn als LNC-aspecten aan de binnenzijde van de te versterken dijk van hoge waarde blijken te zijn. Een ander nadeel is dat bij opspuiten met zeezand het zoute water weer naar zee moet worden teruggepompt. Er is enige zoute kwel naar de polder mogelijk. Dit bezwaar kan worden bestreden door tijdens de uitvoering doorspoelpompen met voldoende capaciteit op te stellen.

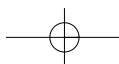
6.6.3 Symmetrische verzwarening

Een symmetrische verzwarening (door zowel aan de buiten- als aan de binnenkant de dijk te verzwaren) past men alleen toe als de omstandigheden daartoe dwingen, bijvoorbeeld vanwege ruimtegebrek. De uitvoering is lastig; tijdens de bouw wordt de gehele dijk overhoop gehaald. De waterkerende functie van de dijk is dan meer dan bij de andere typen dijkverzwarening aanzienlijk aangetast.

6.6.4 Buitendijkse verzwarening

Een buitendijkse verzwarening wordt toegepast als op het buitenbeloop geen, of een onvoldoende sterke bekleding aanwezig is. Een nadeel is dat de waterkering tijdens de uitvoering tijdelijk aan de buitenzijde wordt ontmanteld. Een voordeel is dat met open zandstorten kan worden gewerkt, waardoor er minder slibbezwaar is en het zand rechtstreeks in het werk kan worden gespoten. Er is minder kans op zoutbezwaar voor de binnenpolder. Er hoeft geen landbouwgrond en/of bebouwing te worden aangekocht. Bij dijken die direct aan open water liggen kan men hinder ondervinden van hoogwaterstanden. Bij buitendijkse verzwarening kan wel, als ware het een nieuw dijklichaam, worden geoptimaliseerd in de keuze van de kruinhoogte en de helling en verdediging van het buitenbeloop. LNC-aspecten kunnen ook hier een belangrijke rol spelen.

Het voorgaande laat zien dat er tussen ontwerp en uitvoering een wisselwerking bestaat. Het ontwerp kan zodanig zijn, dat het tot uitvoeringswijzen leidt, die nadelig zijn voor de blijvende betrouwbaarheid van de dijk (sterkte, beheer). Dit kan dus leiden tot de wens tot ontwerpaanpas-



sing. Ook kan een onderdeel van het ontwerp dat tot een kostbare wijze van uitvoering of tot een relatief groot uitvoeringsrisico leidt, medebepalend zijn voor de uiteindelijke vormgeving van het ontwerp. Deze laatstgenoemde factoren mogen in het algemeen minder zwaar wegen dan het eerstgenoemde aspect van blijvende aard.

6.6.5 Voorbeeld optimalisatieprobleem

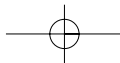
Het volgende voorbeeld van een dijkverzwaring in Sliedrecht geeft aan wat een optimalisatieprobleem is. Vastgesteld werd dat de benodigde hoogte van de waterkering in Sliedrecht niet voldoet. Tevens is op een groot aantal plaatsen de binnenwaartse stabiliteit niet verzekerd (onvoldoende macrostabiliteit en opdrijven). Om de beoogde veiligheid in de Alblasserwaard te realiseren moet dus een dijkversterking worden uitgevoerd. De aanwezigheid van de rivier en daarmee van de dijk heeft de aanzet gevormd voor het huidige Sliedrecht. De dijk heeft een aantal functies: verkeersweg, vestigingsplaats van woongelegenheden en bedrijfspanden, hooggelegen vluchtplaats voor bewoners bij hoge rivierstanden, waterkering voor het erachter gelegen gebied. Opvallend langs de Sliedrechtse dijk is de diversiteit van ondernemingen in soort, personeelsgrootte en terreinoppervlakte. De rivier is een belangrijk onderdeel van het hoofdvaarwegennet voor de binnenvaart tussen Rotterdam en het stroomopwaartse achterland. Buitendijkse verzwaringen of -dijkverleggingen zijn acceptabel als de minimale rivierbreedte niet wordt aangetast.

Het optimalisatieprobleem voor de dijkverzwaring in Sliedrecht kan als volgt worden gedefinieerd:

- Maximaliseer de belangen van ruimtelijke ordening, bewoners en bedrijven.
- Rivierbreedte B minimum
- Dijkontwerp = veilig (volgens Deltawet)

Het is niet waarschijnlijk dat het probleem zo compleet is omschreven. Het is een eerste slag in een optimalisatie. Randvoorwaarden als beheer en onderhoud en kosten zullen nog moeten worden toegevoegd. In deze slag worden ontwerpscenario's gezocht waarbij wordt gekeken naar de haalbaarheid van de belangen. Bij die scenario's horen globale kostenplaatjes op grond waarvan voor een principe-oplossing wordt gekozen, dat wil zeggen: vastgesteld wat voor het verdere ontwerp de voorwaarden ten aanzien van LNC en andere nevenfuncties zijn. De veiligheidseis is vast. De voorwaarde met betrekking tot de rivierbreedte vaak ook (=beleidskeuze). Zolang aan de eisen voor de veiligheid wordt voldaan kunnen geldende randvoorwaarden en uitgangspunten worden gevarieerd om tot een optimaal ontwerp te komen. Bij optimalisatie naar LNC-waarden kan, door meer overslag toe te laten, bijvoorbeeld de kruin van de waterkering worden verlaagd.

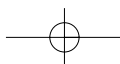
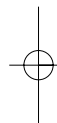
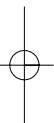
Bij optimalisatie van de dimensies van bepaalde dijk-elementen kan door het verkleinen van onzekerheden in de laagopbouw een beter en mogelijk goedkoper ontwerp worden bepaald. In de vastgestelde opbouw en



6 Optimalisatie van het dwarsprofiel

.....

samenstelling van de ondergrond (het ondergrondmodel) zitten onzekerheden, die kunnen leiden tot het overdimensionering van het ontwerp.



7 Bekledingen

7.1 Inleiding

Waterkerende grondconstructies en daarmee hun bekledingen, zijn in ons land in de loop der eeuwen op verschillende wijze geëvolueerd, afhankelijk van de lokale hydraulische- en grondmechanische omstandigheden, maar ook van de plaatselijke eisen vanuit andere functies, zoals bij de rivierdijken, die vaak werden en nog worden gebruikt als verkeersweg.

De evolutie in de dijkbekleding zal overigens nooit stoppen. De ontwikkeling in het keuzeprocés rond bekledingstype en materiaalgebruik komt aan de orde in § 7.2.

Ook de filosofie rond het constructief ontwerp evolueert als gevolg van toenemend inzicht in (het samenwerken van) faalmechanismen. Een element hierin is de variatie in functiescheiding. De functionele inzet van een bekleding met betrekking tot erosie en stabiliteit kan een verschillend accent krijgen, met als uitersten:

- (a) De bekleding mag niet falen tijdens belastingen met een normfrequentie. Dit is een sterkte-eis met betrekking tot veiligheid. Aangezien van de normfrequentie wordt uitgegaan, wordt aan de reststerkte van de dijk een zekere bijdrage toegerekend, namelijk het verschil tussen de belasting met normfrequentie en die met 0,1 maal de normfrequentie (*Ref. Leidraad Zee- en Meerdijken*).
- (b) De dijk zelf mag niet bezwijken als gevolg van het bezwijken van de bekleding. De kans hierop moet minimaal een factor 10 kleiner zijn dan de normfrequentie. Dit betekent falen toplaag bekleding + opsouperen reststerkte toplaag en onderlagen bekleding + opsouperen reststerkte dijklichaam. De bekleding krijgt hierbij een sterkte, die zoveel als mogelijk afgestemd is op de laagst te verwachten som van de gekapitaliseerde kosten van aanleg en onderhoud. Deze benadering levert meestal een lichtere bekleding op dan bij de benadering volgens (a) en is niet een sterkte-eis met betrekking tot veiligheid, maar een onderhoudseis.

Het bezwijkmechanisme (b) kan nog maar ten dele worden beschreven en (veel) meer onderzoek is nodig om tot algemeen aanvaarde rekenmodellen te komen. Uiteindelijk zijn deze modellen wel nodig om een reële inundatiekans te kunnen bepalen. Omdat dit bezwijkmechanisme nog niet kan worden beschreven, geldt in het vervolg van dit hoofdstuk dan ook het uitgangspunt, dat de toplaag van de bekleding in staat moet zijn de ontwerpbelasting te weerstaan. De hierbij behorende functie-analyse van bekledingen staat in § 7.2.

In § 7.3 wordt aandacht besteed aan de geotechnische aspecten van bekledingen. De overgang tussen twee typen bekleding en de beëindiging van een bekleding vragen speciale aandacht. Deze overgangsconstructies zijn behandeld hoofdstuk 8. Welke materialen voor de bekleding het beste kunnen worden toegepast is behandeld in het (*Ref.* *Leidraad Zee- en Meerdijken Basisrapport*). De kennis hieromtrent zal geactualiseerd worden in de nog uit te brengen technische rapporten *Asfaltconstructies* en *Bekledingen*.

7.2 Functie-analyse van de bekleding

De bekledingen kunnen op diverse wijzen een bijdrage leveren aan de verschillende functies van een dijklichaam:

- Als een noodzakelijke bescherming van het onder/achterliggende grondlichaam en/of reductie van de golfploop met het oog op het handhaven van de uit de wettelijke veiligheidsnorm vereiste sterkte van de kering;
- Ten behoeve van het beperken van onderhoud: de optredende schade moet kleiner zijn dan de uit economisch oogpunt toelaatbare schade;
- Het leveren van een bijdrage aan de waterdichtheid van de kering;
- Een esthetisch/natuurlijke bijdrage; gericht op de overige gebruiksfuncties van de waterkering.

Vaak is een combinatie van deze bijdragen aanwezig.

Er kan uit een veelheid van bekledingstypen worden gekozen (*Ref. Leidraad Zee- en Meerdijken Basisrapport*). Dit zal nader worden toegelicht in de nog uit te brengen technische rapporten *Asfaltconstructies* en *Bekledingen*. De opbouw van een bekleding op een zandlichaam bestaat, afhankelijk van het type bekleding, uit minimaal één laag (toplaag) tot maximaal vier lagen (een toplaag op een filter op een geotextiel, op een kleilaag).

Een waterkerend grondlichaam moet bij maatgevende omstandigheden voldoende hoogte, stabiliteit en waterdichtheid bezitten. Het grondlichaam kan daarbij in 'dynamisch' evenwicht verkeren of in 'statisch' evenwicht.

Dynamisch evenwicht

Dynamisch evenwicht is mogelijk bij grondlichamen opgebouwd uit zand, die belast worden door golven (duinen langs de kust). Het profiel past zich daarbij aan de hydraulische omstandigheden (waterstand en golven) aan: bij zware storm verflauwt het profiel door afslag, bij rustig weer transporteren golven en wind zand omhoog en versteilt het profiel. Er is daarbij dus voortdurend sprake van dwarstransport van materiaal, waarbij de massa van het grondlichaam gemiddeld niet verandert, tenzij er sprake is van een gradiënt in het langstransport; in dit geval kan het profiel aangroeien of afnemen. De grote breedte van een duin zorgt voor de waterkerende functie. In voorkomende gevallen wordt een (dreigende) afname van het dwarsprofiel van een duin verkleind door een duinvoetverdediging en door helmbeplanting, terwijl zandvangschermen de aangroei concentreren.

Dynamisch evenwicht bij een grondlichaam van zand is alleen mogelijk bij continu wisselende waterstanden (getij). Bij grover materiaal (grind) is ook dynamisch evenwicht mogelijk bij stagnant water.

Dimensioneringsregels voor dynamisch evenwicht bij een grondlichaam bestaande uit alleen zand staan in de (*Ref.*) *Leidraad Zandige Kust*. Waterkerende grondlichamen van grind komen niet voor. Wel kan grind als toplaag worden gebruikt als dit vanuit andere functies wordt gewenst, bijvoor-

beeld als surfstrand langs de waterlijn (Ref. *Leidraad Zee- en Meerdijken Basisrapport*).

Statisch evenwicht

Een dijklichaam, dat gaat worden opgebouwd uit materialen, die niet golf- en stroombestendig zijn en waar geen dynamisch evenwicht mogelijk is of kan worden toegelaten, moet in de meeste gevallen worden beschermd tegen erosie. Dit gebeurt meestal door het aanbrengen van bekledingen direct op het grondlichaam. Alleen bij niet-primaire waterkeringen komen situaties voor, waarbij golf- en stromingsaanval door een brede natte berm met verdedigde rug (Ref. *Oeverbeschermingsmaterialen*) uit de buurt van het waterkerend grondlichaam worden gehouden.

7.3 Geotechnische aspecten

Bij de keuze voor het aantal lagen spelen de volgende geotechnische aspecten een rol:

- De doorlatendheid van de toplaag, bepalend voor de wijze van overdracht van de hydraulische belasting op de bekleding zelf en op het onderliggende grondlichaam;
- De minimaal benodigde bekledingsdikte met het oog op de geotechnische stabiliteit;
- De dikte en samenstelling van het filter;
- De stabiliteit grensvlak tussen filter en daaronder gelegen materiaal;
- Wanneer is een kleilaag nodig, en hoe dik moet die zijn.

De doorlatendheid van de toplaag

Het samenspel van grond, water en bekleding onder invloed van de hydraulische belasting is in figuur 7.3.1 in drie kenmerkende componenten in beeld gebracht (Ref. *The interaction between soil, water and bed or slope protection*):

(1) De vertaling van de externe belasting (waterstand, golf en stroming) in belasting(druk)componenten P_{ex} aan de bovenkant van de bekleding. De externe belasting ondervindt hierbij invloed van de diepte van het voorland (beperking van de golfhoogte), helling van het talud (type breker) en de ruwheid van het talud (golfploop en -overslag).

(2) De ontwikkeling van de belasting(druk)componenten P_{int} in en onder de bekleding.

Deze is afhankelijk van het type bekleding (zie figuur 7.3.2). Er zijn hierin grofweg drie basistypen bekleding te onderscheiden:

zeer open:

Een toplaag van losgestorte materialen of gabions, geplaatst op een filter-(wiepen)doek of een granulair filter en daaronder klei voor de waterdichtheid.

zeer dicht:

Een waterdichte toplaag zonder filter. Hieronder vallen de asfalt- en betonbekledingen en klei met grasmat.

7 Bekledingen

enigszins open:

Een doorlatende toplaag, bestaande uit gezette elementen, op een filter op een afsluitende kleilaag. Het krachterspel op de toplaag wordt bepaald door de verhouding van de diktes en doorlatendheden van de toplaag en het filter (Ref. *Handboek voor dimensionering gezette taludbekledingen en Dikes and revetments*).

(3) De reactie van de elementen uit de toplaag op de belastingcomponenten.

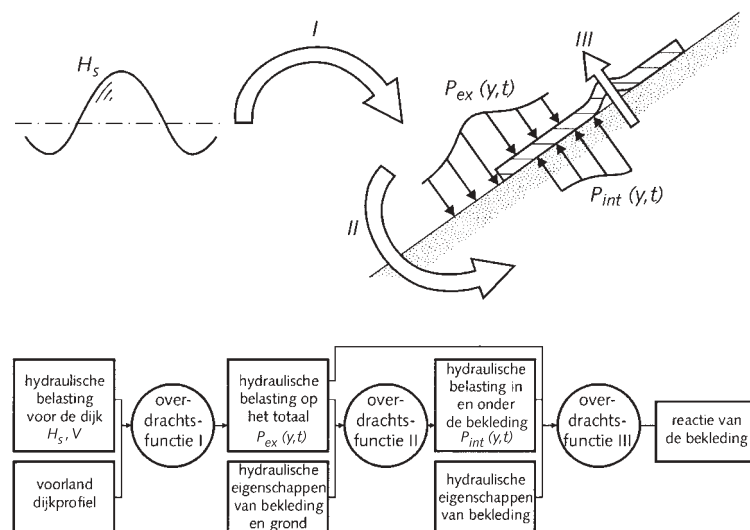
Elk type bekleding reageert op zijn eigen karakteristieke wijze op de hydraulische belasting.

De weerstand van de losgestorte materialen wordt bepaald door hun eigen gewicht, de vorm van de afzonderlijke stenen en de verdeling in grootte. Ook de taludhelling is van belang.

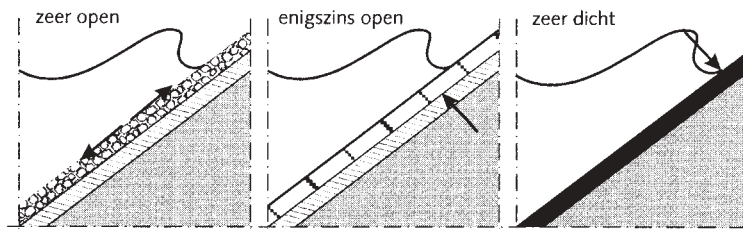
De weerstand van een asfaltbekleding wordt geleverd door erosievastheid, eigen gewicht, buigstijfheid en mogelijk zuigende werking van een laag permeabele onderlaag. Een grasmat ontleent zijn erosievastheid voornamelijk aan de kwaliteit van het wortelstelsel.

Gezette bekledingen moeten het hebben van hun eigen gewicht en de onderlinge klemming of wrijvingskracht.

De ligging van de freatische lijn in het dijklichaam (van belang voor de microstabiliteit en de macrostabiliteit) wordt bepaald door de doorlatendheid van de totale bekleding, waarbij ook inzigging in kruin en binnentalud door golfoverslag en neerslag een rol speelt.



Figuur 7.3.1 Componenten overdracht hydraulische belasting



Figuur 7.3.2 Basistypen bekleding

De dikte en samenstelling van het filter

Bij steenzettingen wordt een granulair filter veelal toegepast om maatafwijkingen tijdens de uitvoering op te vangen, maar het kan ook materiaalverlies uit de kern bij een doorlatende ondergrond voorkomen. Dit laatste stelt eisen aan de gradering van het filter en nagenoeg niet aan de dikte. Als het filter een rol moet vervullen bij de belastingreductie op de toplaag, dan moeten de dikte en de permeabiliteit van de filterlaag daarop worden afgestemd. Het geheel van zand- en watertransport bepaalt dus of kan worden volstaan met een geotextiel, of dat een granulair filter nodig is, of een combinatie van beide. Vervolgens moet het resultaat nog worden gecontroleerd op de minimaal vereiste dikte voor het filter, die volgt uit de vereiste geotechnische stabiliteit van het totale bekledingspakket. Filters voor de verschillende basistypen bekleding zijn nader uitgewerkt in (Ref.) *Dikes and Revetments*.

Kleilaag

Een kleilaag vervult verschillende functies en elk daarvan stelt eigen eisen aan de kleikwaliteit; zie hiervoor het (Ref.) *Technisch Rapport Eisen Klei voor Dijken*. Als onderlaag kan een kleilaag een bijdrage leveren aan de erosiebestendigheid van de bekleding reststerkte, (Ref. *Leidraad Zee- en Meerdijken Basisrapport*). Bij een doorlatende toplaag moet de klei op het buitentalud zorgen voor de waterdichtheid van het grondlichaam. Het streven is om dijken zo waterdicht mogelijk te ontwerpen teneinde de waterdrukspanningen en de stijghoogten van het water in de dijk te beperken en ook de hoeveelheid water die uit het binnentalud treedt. De kleisamenstelling op het buitentalud moet zodanig zijn, dat er weinig doorgaande openingen voorkomen (laag zandgehalte) met een geringe gevoeligheid voor scheurvorming (laag lutumgehalte). Voor klei op het binnentalud is een grotere doorlatendheid geen bezwaar en meestal zelfs gewenst. Als de toplaag bestaat uit een grasmat dan moet het bovenste gedeelte van de kleilaag voldoende kalkrijk en niet al te dicht zijn. Een en ander heeft ook consequenties voor de dikte van de kleilaag (Ref. *Leidraad Zee- en Meerdijken Basisrapport*). Bij een waterdichte toplaag kan de kleilaag worden weggelaten.

De minimaal benodigde bekledingsdikte met het oog op de geotechnische stabiliteit

In de huidige (Ref.) *Leidraad Toetsen op Veiligheid* is een paragraaf gewijd aan de grondmechanische stabiliteit van een bekledingsconstructie, be-

7 Bekledingen

staande uit gezette steen op een dijklichaam. Er zijn rekenregels opgenomen die de weerstand tegen afschuiven beschrijven van de bekledingsconstructie bij golfaanval. Bij dit mechanisme wordt uitgegaan van bezwijken van de ondergrond door een ondiep glijvlak in de zandige kern van de dijk, de bekledingsconstructie zelf bezwijkt niet. Nieuwe inzichten met betrekking tot het mechanisme 'weerstand tegen afschuiven' zullen mogelijk worden opgenomen in het in 2002 uit te brengen *Technisch Rapport Steenzettingen*.

8 Niet waterkerende objecten

8.1 Inleiding

In en nabij grondconstructies komen allerhande objecten voor die geen bijdrage hebben aan de waterkerende functie, maar wel een invloed daarop kunnen uitoefenen. Te denken valt aan bebouwing, begroeiing, kabels, leidingen, wegen en dergelijke. Deze worden niet waterkerende objecten of vreemde objecten genoemd.

De invloed van dergelijke objecten op de veiligheid, het beheer en onderhoud zal moeten worden bepaald en zonodig dienen compenserende maatregelen getroffen te worden. Voor de aanwezigheid van veel objecten is een vergunning van de beheerder van het grondlichaam nodig, waarin eventueel voorwaarden kunnen zijn opgenomen.

Er wordt onderscheid gemaakt tussen de volgende situaties:

- a. Bestaande objecten, in combinatie met een dijkverbetering;
- b. Geheel nieuwe objecten, al dan niet in combinatie met een dijkverbetering;
- c. Bestaande objecten in het kader van de 5-jaarlijkse toetsing op veiligheid.

ad a. In het kader van het werk van de commissie Boertien zijn enkele denkwijzen uitgewerkt om de invloed van bestaande objecten in of nabij grondconstructies te beoordelen, waarbij voor sommige aspecten eisen worden aangehouden die enigszins lichter zijn dan de eisen voor een ontwerp zonder objecten. Deze zijn uitgewerkt in de (Ref.) *Handreiking Constructief Ontwerpen* en worden in dit hoofdstuk samengevat.

ad b. Bij de plaatsing van nieuwe objecten zal er geen concessie aan de veiligheid worden gedaan. Dit houdt in dat het grondlichaam met het object aan alle eisen dient te voldoen.

Voor pijpleidingen zijn er aparte normbladen (Ref. *NEN 3650, 3651 en 3652 en de Leidraad Waterkerende Kunstwerken en bijzondere constructies*) waar het ontwerp aan moet voldoen. Voor andere objecten bestaan zulke normen niet en zal per geval moeten worden nagegaan wat de invloed is en hoe deze eventueel kan worden gecompenseerd.

In het geval het object moeilijk is aan te passen en de levensduur van het object lang is, denk bijvoorbeeld aan een woonwijk, is het verstandig om na te gaan of aanvullende eisen zinvol zijn. Het meest voor de hand liggend is het om rekening te houden met een eventuele toekomstige dijkverbetering. In alle gevallen zal bij nieuwe objecten een vergunning moeten worden verleend. Hierdoor is altijd de gelegenheid aanwezig om nieuwe objecten te beoordelen en om zonodig aanvullende eisen te formuleren.

ad c. In het kader van de 5-jaarlijkse veiligheidstoetsing is het niet in alle gevallen nodig om de eisen volgens de ontwerprichtlijnen aan te houden. In de (Ref.) *Leidraad Toetsen op Veiligheid* zijn richtlijnen voor de toets opgenomen, die veel overeenkomst vertonen met de richtlijnen voor bestaande objecten uit de (Ref.) *Handreiking Constructief Ontwerpen*.

In dit Technisch Rapport wordt de aandacht met name gericht op het ontwerp van grondconstructies, waarbij eventueel rekening gehouden moet worden met bestaande niet-waterkerende objecten of nieuw te plaatsen

8 Niet waterkerende objecten

objecten. In dit hoofdstuk worden daarom alleen de situaties a). en b). behandeld. Waar de richtlijnen volgens de *Leidraad Toetsen op Veiligheid* ook voor het ontwerp toepasbaar zijn, wordt verwezen naar die Leidraad.

Bij alle niet waterkerende objecten neemt het beheer een speciale plaats in. Hier wordt in § 8.4 apart op ingegaan.

Naast de invloed van vreemde objecten op de waterkering is er ook omgekeerd een invloed van het grondlichaam op de vreemde objecten, met name tijdens en na de uitvoering. Uitvoeringsaspecten worden specifiek in hoofdstuk 10 behandeld. In § 8.5 wordt kort ingegaan op aspecten die bij het ontwerp van belang kunnen zijn.

8.2 Bestaande objecten bij dijkverbetering

8.2.1 Inleiding

Bij de beoordeling van bestaande objecten spelen de begrippen 'beoordelingsprofiel' en 'afslagprofiel' een vrij belangrijke rol. Deze begrippen worden daarom eerst toegelicht. Voor een verdere verklaring wordt verwezen naar de (Ref.) *Handreiking Constructief Ontwerpen*.

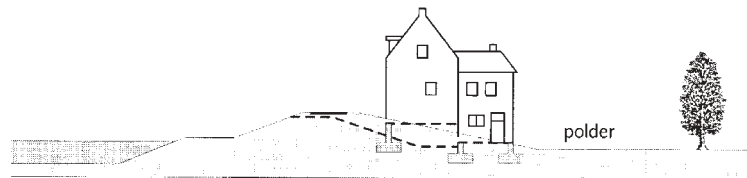
8.2.2 Beoordelingsprofiel

In bijlage 4 van de (Ref.) *Handreiking Constructief Ontwerpen* is een meer uitgebreide bespreking van het begrip beoordelingsprofiel opgenomen. Hier wordt volstaan met een samenvatting.

Het beoordelingsprofiel wordt uitsluitend gebruikt voor de beoordeling van bestaande, binnendijkse objecten, en heeft betrekking op de beoordeling ten aanzien van erosie. Het beoordelingsprofiel is een denkbeeldig minimum profiel van bepaalde afmetingen, dat binnen het aanwezige profiel moet passen. Het beoordelingsprofiel wordt geacht tenminste enige tijd stand te houden, waarmee de gelegenheid aanwezig is om eventuele noodmaatregelen te treffen teneinde de veiligheid te waarborgen binnen een hoogwaterperiode. Bij toepassing van het beoordelingsprofiel wordt derhalve altijd impliciet een beroep op het beheer gedaan, in de zin dat bewaking en eventueel noodmaatregelen nodig zijn.

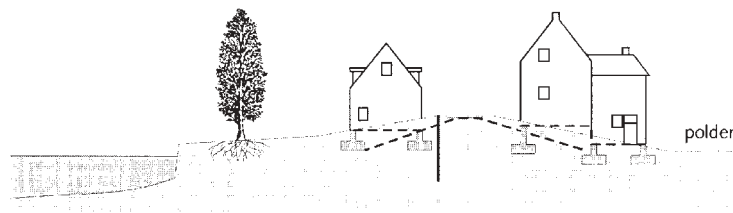
Het beoordelingsprofiel (zie figuur 8.2.1) is als volgt gedefinieerd:

- Het fysiek aanwezige buitentalud; dit is het talud dat daadwerkelijk aanwezig is, inclusief eventuele constructies
- Een kruin met een breedte van 2 a 3 m, en een hoogte behorend bij een overslagcriterium van 0,1 l/s/m;
- Een binnentalud met een helling van 1V:2H bij een kleidijk en 1V:4H bij een zanddijk;
- De binnenberm welke vanwege stabiliteit en/of piping noodzakelijk is.



Figuur 8.2.1 Voorbeeld beoordelingsprofiel

Waterkerende constructies kunnen onderdeel uitmaken van het beoordelingsprofiel. In dat geval zal bovenvermelde definitie voor de lokale situatie aangepast moeten worden aan het ontwerpprofiel van de constructie. Figuur 8.2.2 geeft een voorbeeld van een beoordelingsprofiel met een erosiescherm weer.



Figuur 8.2.2 Voorbeeld beoordelingsprofiel met erosiescherm

Toepassen van het beoordelingsprofiel mag uitsluitend indien het aanwezige profiel, inclusief de invloed van objecten die zich in de dijk bevinden, voldoet aan de stabiliteits- en pipingcriteria,

8.2.3 Afslagprofiel

In bijlage 4 van de (Ref.) *Handreiking Constructief Ontwerpen* is een meer uitgebreide bespreking van het begrip afslagprofiel opgenomen. Hier wordt volstaan met een samenvatting.

Het afslagprofiel wordt gebruikt voor het beoordelen van buitendijkse objecten. Het afslagprofiel is een profiel dat geacht wordt te resteren na aanzienlijke erosie buitendijks. In principe is het afslagprofiel als volgt gedefinieerd:

- Een stabiel binnentalud, helling $> 1V:3H$ (dit hoeft niet noodzakelijk het werkelijke binnentalud van de waterkering te zijn, maar moet wel binnen de keurzone liggen zodat de aanwezigheid is gegarandeerd);
- Een kruin met een breedte van 2 à 3 m en een hoogte van MHW +0,3 m;
- Een fictief buitentalud met een helling van $1V:20H$ tot een niveau van MHW -1 m;
- Een fictief talud met een helling van $1V:12,5H$ dat de oeverlijn snijdt op de halve hoogte van de bodemdiepte bij MHW.

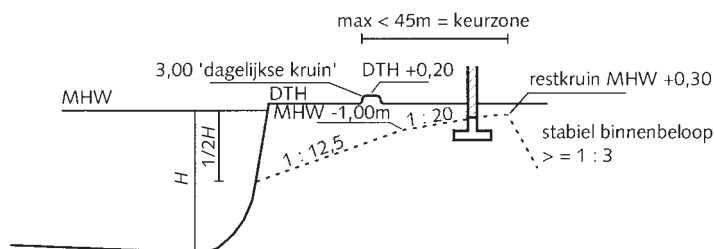
In principe geldt het afslagprofiel voor alle grondconstructies. Bij zeedijken komt buitendijkse bebouwing of beplanting echter niet vaak voor, zodat

8 Niet waterkerende objecten

de toepassing van het afslagprofiel bij deze dijken in de praktijk ook niet vaak zal voorkomen.

Er zijn enkele voorwaarden voor het toepassen van dit afslagprofiel (zie ook figuur 8.2.3 voor een principeschets):

- Het bestaande voorland dient voldoende breed te zijn en een hoogte van ten minste MHW + 0,3 m te hebben;
- Het afslagprofiel dient geheel binnen het aanwezige profiel te vallen.



Figuur 8.2.3 Principe afslagprofiel

De hellingen van het afslagprofiel zijn afgeleid van het evenwichtsprofiel bij duinafslag. Verwacht kan worden dat dit voor zee- en meerdijken, daar waar sprake is van stevige golfaanval, een redelijke en veilige benadering geeft. Bij dijken in het rivierengebied mag worden verwacht dat de afslag door golfaanval beperkt blijft, maar hier is mogelijk sprake van een ander mechanisme: erosie door stromend water. In het algemeen zal het afslagprofiel zoals hierboven gedefinieerd, bij rivieren een zeer veilig uitgangspunt vormen. Als hier twijfel over bestaat, bijvoorbeeld in een buitenbocht, waar relatief grote stroomsnelheden optreden en er een erosiegevoelig materiaal als zand aanwezig is, dan dienen controleberekeningen plaats te vinden. Als niet aan het afslagprofiel zoals gedefinieerd in de *Handreiking Constructief Ontwerpen* wordt voldaan, wordt aangeraden bij het opstellen van het afslagprofiel de stroomsnelheden tijdens ontwerpomstandigheden, de geometrie en grondopbouw te beschouwen en zonodig het afslagprofiel bij te stellen. Bij twijfel kan een specialist worden geraadpleegd.

8.2.4 Indeling in categorieën

Onderscheid wordt gemaakt tussen de volgende categorieën van objecten,

- Begroeiing;
- Bebouwing en windmolens;
- Pijpleidingen en kabels;
- Overige constructies (wegen, landhoofden, tunnels, geleidewerken, ka-deconstructies en steigers).

Deze worden achtereenvolgens behandeld. Deze behandeling is beperkt tot de hoofdlijnen. Voor meer informatie wordt in de tekst verwezen naar literatuur en TAW publicaties.

Begroeiing

Bij een dijkverbetering kan sprake zijn van reeds aanwezige bomen en struiken. De afweging welke begroeiing van waarde is en welke zonder bezwaar kan worden verwijderd wordt hier niet behandeld, maar dit kan wel degelijk het ontwerp- of zelfs het tracé beïnvloeden. De dijkversterking kan invloed hebben op de gezondheid van bestaande begroeiing. Omgekeerd kan de aanwezigheid van begroeiing invloed hebben op het waterkerend vermogen. Naast een negatieve invloed kan begroeiing in enkele gevallen ook een positieve invloed hebben op het waterkerend vermogen. Op dit moment is er nog onvoldoende kennis om dit effect goed te kwantificeren. De komende jaren zal via onderzoek worden getracht deze kennisleemte op te lossen.

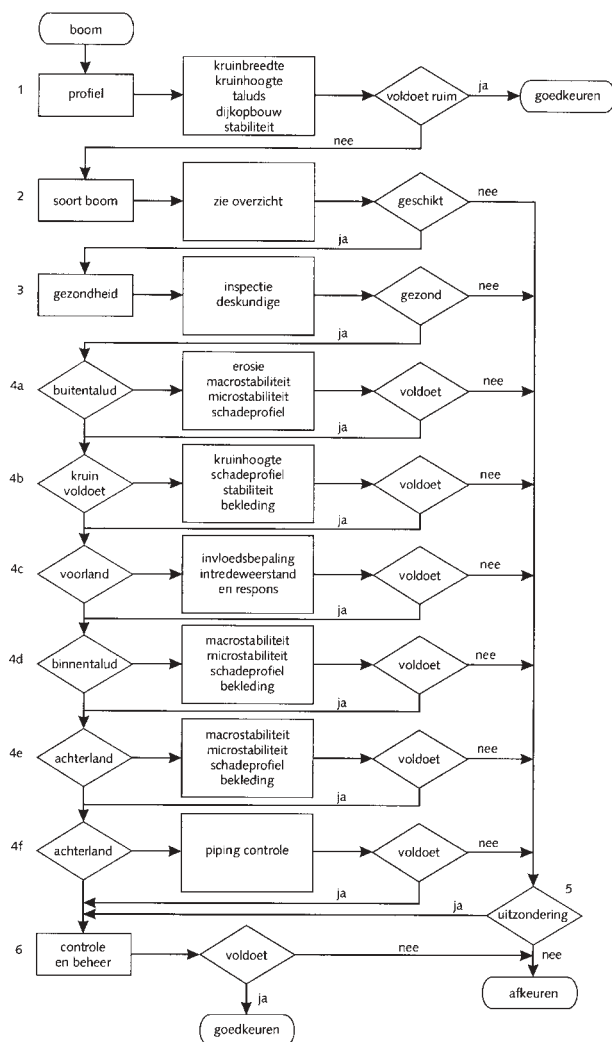
De invloed van bomen en struiken op het waterkerend vermogen van een grondlichaam heeft betrekking op de volgende aspecten:

- Lokale ontgronding bij omwaaien;
- Belasting;
- Grondeigenschappen en gedrag;
- Freatische lijn;
- Erosie.

In hoofdlijnen zijn de volgende stappen te onderscheiden bij de beoordeling:

1. Gecontroleerd moet worden of de begroeiing de stabiliteit beïnvloedt ten aanzien van de aspecten:
 - Macrostabiliteit; de stabiliteit inclusief de begroeiing (windbelasting, eigen gewicht) en de stabiliteit na omwaaien (ontgrondingskuil) wordt beschouwd.
 - Piping; voor de beoordeling op piping is in het (*Ref.*) *Technisch Rapport Zandmeevoerende Wellen* een inventarisatie van mogelijke invloeden opgenomen en zijn voorlopige ontwerpcriteria gegeven.
 - Erosie; afhankelijk van de plaats van de begroeiing en het overslagdebiet is een beoordeling hiervan noodzakelijk. Indien de wortelzone zich geheel buiten het beoordelingsprofiel bevindt of indien aan de buitenzijde een afslagprofiel aanwezig is, en de wortels bevinden zich hierbuiten, kan de begroeiing zonder maatregelen blijven gehandhaafd.
 - Microstabiliteit; als de begroeiing in het binnentalud staat kan door de wortels of door omwaaien van bomen de microstabiliteit worden beïnvloed.
2. Indien kan worden aangetoond dat het ontwerpprofiel, inclusief de begroeiing, voldoet aan de eisen, kan de begroeiing blijven gehandhaafd.
3. Indien niet kan worden aangetoond dat het ontwerpprofiel aan de eisen voldoet, kunnen maatregelen worden genomen om de begroeiing buiten het beoordelingsprofiel te brengen. Hierbij valt te denken aan een stabiliteitsscherp of erosiescherp, teneinde de waterkerende functie van het binnen- of binnentalud of de berm met de begroeiing te vervangen.

8 Niet waterkerende objecten



Figuur 8.2.4 Stroomschema beoordeling bomen op waterkeringen

Bebouwing en windmolens

De invloed van bebouwing en windmolens op het waterkerend vermogen van grondconstructies komt tot uitdrukking in de volgende aspecten:

- Belastingen;
- Geometrie;
- Grondgedrag;
- Waterspanningsverloop;
- Erosie.

Windmolens worden beschouwd als een bijzondere vorm van bebouwing vanwege het overbrengen van dynamische belastingen naar de ondergrond.

De beoordeling van bebouwing geschiedt op hoofdlijnen als volgt:

1. Gecontroleerd moet worden of de bebouwing de stabiliteit ten aanzien van de volgende aspecten nadelig beïnvloedt:
 - Macrostabiliteit; de stabiliteit van het grondlichaam inclusief de bebouwing (wind, eigen gewicht en trillingen) wordt beschouwd.
 - Extra zettingen; Draaiende windmolens veroorzaken trillingen, terwijl de opgevangen windbelasting via de fundering op het grondlichaam wordt overgedragen. Via grondmechanisch onderzoek moet worden gecontroleerd of deze trillingen extra zettingen zullen veroorzaken (bijvoorbeeld door verdichten van dieper gelegen zandlagen) en/of de stabiliteit van de kering niet in gevaar komt.
 - Piping; kwel treedt op, indien de bebouwing (kelders of paalfunderingen) afdekkende lagen doorsnijdt; er mogen geen funderingspalen met verzwaarde voet zijn toegepast.
 - Erosie; afhankelijk van de plaats van de bebouwing en het overslagdebiet is een beoordeling hiervan noodzakelijk. Indien de bebouwing zich geheel buiten het beoordelingsprofiel bevindt of indien aan de buitenzijde een afslagprofiel aanwezig is, en de bebouwing bevindt zich hierbuiten, kan de bebouwing zonder maatregelen blijven gehandhaafd.
 - Microstabiliteit; als de bebouwing in het binnentalud staat kan deze een afdekkende kleilaag doorsnijden en hierdoor lekkage langs de wanden geven.
2. Indien kan worden aangetoond dat het ontwerpprofiel, inclusief bebouwing, voldoet aan de eisen, kan de bebouwing blijven gehandhaafd. Hierbij kunnen eventueel onderdelen van de bebouwing als 'bijzondere constructie' (dat wil zeggen onderdeel van de waterkering) worden aangemerkt.
3. Indien de stappen 1 en 2 geen oplossing bieden, kan de bebouwing buiten het beoordelingsprofiel worden gebracht door het aanbrengen van een constructie.

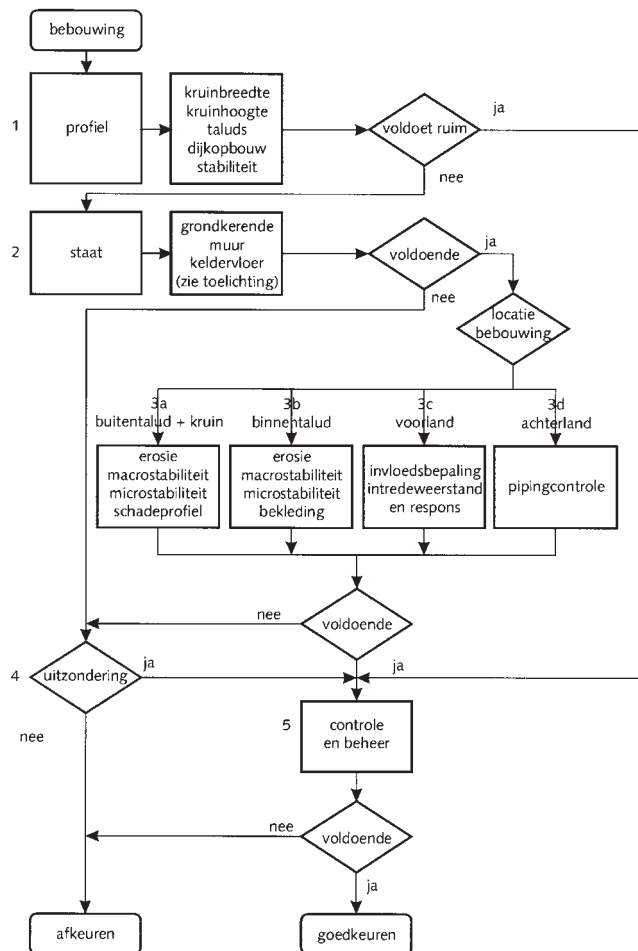
Eisen die aan bijzondere constructies worden gesteld zijn in de (Ref.) *Leidraad Waterkerende Kunstwerken en Bijzondere Constructies* opgenomen.

Bij bebouwing is het zelden uitsluitend het bouwwerk dat van belang is, maar ook allerlei zaken daarom heen, zoals:

- Tuinen, erfonsluiting;
- Pijpleidingen en kabels;
- Situatie met betrekking tot onderhoud, beheer, inspectie en gerelateerd daaraan de eigendomssituatie.

Al deze aspecten zullen afzonderlijk en in hun onderlinge samenhang beoordeeld moeten worden (Ref. *Leidraad Zee en Meerdijken*, § 5.6.5, de nota *Windmolens en Waterkeringen* en de conceptrichtlijn *Windturbinefunderingen*).

8 Niet waterkerende objecten



Figuur 8.2.5 Beoordeling bebouwing op waterkeringen

Pijpleidingen en kabels

De invloed van pijpleidingen en kabels op het waterkerend vermogen van een grondconstructie komt naar voren in de volgende aspecten:

- Kwel, waterspanningen;
- Grondgedrag ten gevolge van graafwerkzaamheden.

Bij pijpleidingen moet ook het proces van lokale ontgrondingen bij leidingbreuk in ogenschouw worden genomen.

Voor lage druk pijpleidingen (druk < 10 bar) met een diameter van maximaal 0,3 m (*Ref. Handreiking Constructief Ontwerp*) en voor kabels (*Ref. Leidraad Toetsen op Veiligheid*) verloopt de beoordeling als volgt:

1. Indien pijpleidingen en/of kabels zich buiten het beoordelingsprofiel bevinden, kunnen deze zonder maatregelen blijven gehandhaafd;

2. Indien pijpleidingen en/of kabels in slechte staat verkeren of buiten gebruik zijn, dienen zij te worden verwijderd
3. Indien aangetoond kan worden dat het profiel van het grondlichaam inclusief de pijpleidingen en/of kabels, voldoet aan de eisen, kan zij blijven gehandhaafd.
4. Kabels die (gedeeltelijk) beneden MHW liggen dienen van een kwelscherm te zijn voorzien.
5. Mantelbuizen dienen waterdicht op de kabels te zijn aangesloten en bij ligging beneden MHW van een kwelscherm te zijn voorzien.

Voor pijpleidingen met een hogere druk of grotere diameter, is geen duidelijke richtlijn voor de beoordeling voorhanden, behoudens de beoordeling volgens de *Leidraad Toetsen op Veiligheid*. Voorgesteld wordt om de beoordeling volgens de *Leidraad Toetsen op Veiligheid* te volgen. Hierbij dient de score 'goed' te worden behaald. De score 'voldoende' wordt in het kader van een ontwerp niet als toereikend beschouwd. In hoofdlijnen verloopt de beoordeling als volgt:

1. Indien de pijpleiding in slechte staat is of niet aan algemene eisen voldoet met betrekking tot een leiding in een waterkering, dient de pijpleiding te worden verwijderd of aangepast;
2. Indien de pijpleiding is ontworpen volgens de revisie van de Pijpleiding-code die ten tijde van de aanleg van de leiding van toepassing was en er zijn geen wijzigingen in het grondprofiel aangebracht en de zettingen welke in de berekening zijn betrokken zijn of worden niet overschreden, dan kan de pijpleiding zonder aanpassingen blijven gehandhaafd.
3. Indien niet aan de eisen volgens stap 2 wordt voldaan, dan dient een herberekening volgens *NEN 3650*, *3651* en *3652* te worden uitgevoerd, met enkele aanpassingen volgens de *Leidraad Toetsen op Veiligheid*. Voldoet de pijpleiding volgens deze berekening, dan kan deze worden gehandhaafd. Voldoet de pijpleiding niet, dan zijn aanpassingen nodig.

In alle gevallen, zowel bij kleine als grote pijpleidingen, dient tevens gecontroleerd te worden op waterbouwkundige voorzieningen als kwelschermen, afsluiters en eventueel een vervangende waterkering conform *NEN 3651* en de (Ref.) *Leidraad Waterkerende kunstwerken en bijzondere Constructies*.

De kabels dienen bij voorkeur in dezelfde grond te liggen als het omringende dijkmateriaal. Indien dit niet het geval is, kan worden overwogen om het kabelbed aan te passen, of kan het dijkprofiel worden beoordeeld, rekening houdend met de afwijkende grondsoort ter plaatse van de kabel.

Overige constructies

Het belangrijkste aandachtspunt bij wegen is de fundering. Omdat deze meestal van een ander materiaal is opgebouwd dan de dijk, vormt de fundering een discontinuïteit. Vooral indien de fundering van een doorlatend materiaal is samengesteld, is er gevaar voor onderloopsheid. Om dit te voorkomen dient de afsluitende kleilaag op het buitentalud door te lopen ter hoogte van de fundering. Een alternatief kan zijn de fundering uit een niet waterdoorlatend materiaal op te bouwen, bijvoorbeeld een materiaal

8 Niet waterkerende objecten

dat door verkitting ondoorlatend wordt, of gestabiliseerd zand. Hierbij bestaat echter de kans op scheurvorming, waardoor deze oplossing niet de voorkeur verdient.

Andere aandachtspunten bij wegen zijn:

- Begroeiing in de wegbermen is kwetsbaar voor uitwijkend verkeer;
- Bebakening en andere objecten;
- Indringing van hemelwater in open verhardingen en wegbermen;
- Vormgeving van op- en afritten.

Een goede aansluiting van de bekleding van het binnen- en buitentalud, zonodig met een speciale overgangsconstructie, is gewenst. Dit geldt ook voor de wegverhardingen op de op- en afritten. De vormgeving van de grondlichamen van de op- en afritten vergt speciale aandacht, enerzijds teneinde de stabiliteit te waarborgen en anderzijds om te voorkomen dat er, met name in de oksels, plaatsen ontstaan waar de grasmat niet goed kan worden onderhouden. Buitendijkse op- en afritten hebben vaak een verhoogde stroom- en/of golfbelasting en zijn daardoor extra gevoelig voor erosie. Tevens is het onderhoud van een grasmat op een op-/afrit minder makkelijk dan op een rechte strekking, waardoor vaak zwakke plekken in de grasmat ontstaan.

De verkeersbelasting dient in de stabiliteitsberekeningen als een statische belasting te worden beschouwd. Trillingen veroorzaakt door verkeer kunnen tot wateroverspanningen leiden indien de grond in de dijk verzadigd is.

Bij tunnels bestaan twee mogelijkheden om aan de waterkerende functie te voldoen:

1. Kanteldijken;
2. Afsluitmiddelen.

In het eerste geval dienen de kanteldijken geheel ontworpen te zijn als grondconstructies.

In het tweede geval is de tunnel een Waterkerend kunstwerk en dient deze volgens de *Leidraad Waterkerende kunstwerken en bijzondere constructies* te zijn ontworpen.

Aandachtspunten voor geleidewerken, kadeconstructies en aanlegsteigers zijn:

- De aansluiting van de constructies aan het grondlichaam, in verband met erosie;
- De doorlatendheid van het grondlichaam of het buitentalud, indien dit doorsneden wordt door constructieonderdelen;
- Extra belastingen door verkeer, scheepvaart en de belastingen van de constructies zelf.

8.3 Nieuwe objecten

Bij nieuw aan te brengen niet waterkerende objecten zal geen concessie aan het veiligheidsniveau kunnen worden gedaan. Dit houdt in dat de kans op falen van de waterkering tengevolge van de aanwezigheid van het object zeer klein moet zijn.

Als er vanuit andere overwegingen toch nieuwe objecten worden gewenst zijn er vaak aanvullende maatregelen nodig om negatieve invloeden op de veiligheid te compenseren. Deze kunnen op hun beurt weer een negatief effect qua ruimtebeslag, kosten, landschappelijk aspecten en onderhoud met zich meebrengen. In voorkomende gevallen wordt daarom een afweging gemaakt tussen de positieve effecten van de compenserende maatregelen en de negatieve effecten ten aanzien van LNC aspecten, economie, beheer en onderhoud.

In deze paragraaf wordt een overzicht gegeven van aspecten die een rol spelen bij het opstellen van voorwaarden voor nieuw te plaatsen niet waterkerende objecten, in aanvulling op § 8.2. Bij nieuwe objecten is altijd sprake van een vergunning of een toetsing in het kader van het vergunningbeleid. In § 8.4 wordt hier verder op ingegaan.

Begroeiing

Uitgangspunt bij nieuw te plaatsen bomen en struiken is dat de veiligheid van het grondlichaam blijft voldoen aan de eisen. Hiertoe zal de begroeiing meestal buiten het ontwerp- (of legger-) profiel moeten worden geplaatst en zo mogelijk buiten de invloedszone. Een maatregel om de negatieve invloed van de begroeiing op de waterkering te beperken kan het aanbrengen van anti-worteldoek zijn. Dit doek wordt op de kruin en/of het binnentalud aangebracht. Boven het doek wordt vervolgens de grond aangebracht waarin de begroeiing geplaatst worden. Nadeel van deze methode is dat de begroeiing minder diep kan wortelen en daardoor gevoeliger is voor omwaaien.

De invloed van bomen en struiken op een binnenberm is sterk afhankelijk van de functie van de berm en van de dikte van de kleilaag. Met name indien een relatief dikke afdekkende laag aanwezig is, zal de invloed van de begroeiing, zelfs bij ontwortelen, gering zijn. Afhankelijk van de situatie, kan een overhoogte in grond, of een overhoogte in combinatie met een anti-worteldoek, voldoende zijn om een negatieve invloed van de begroeiing te compenseren. Indien de berm relatief groot is ten opzichte van een ontgrondingskuil, en tevens geen gevaar voor opbarsten is na ontgroning, kunnen extra maatregelen zelfs helemaal achterwege blijven. Bij de beschouwingen moet worden uitgegaan van een volgroeide boom, en niet van de situatie zoals deze wordt aangelegd.

Begroeiing op een buitentalud is zelden toelaatbaar, omdat enerzijds door schaduwwerking hiervan een grasmat niet voldoende tot ontwikkeling kan komen en anderzijds omdat bij ontwortelen een sterk erosiegevoelige plek ontstaat.

8 Niet waterkerende objecten

Begroeiing in het voorland kan een invloed op de waterdoorlatendheid van de kleilaag hebben. Hier is nog weinig over bekend. In het (*Ref.*) *Technisch Rapport Zandmeevoerende Wellen* zijn voorzichtige ontwerp-criteria gegeven.

Bebouwing en windmolens

Nieuwe bebouwing wordt in principe buiten het ontwerpprofiel gehouden. Hierbij moet ook rekening worden gehouden met tuinen en dergelijke. Bij woningen is dit vaak aanleiding om een overhoogte aan te brengen, zodat de bewoners toegestaan kan worden een eenvoudige tuinaanleg te realiseren. Daarnaast dienen vanzelfsprekend alle aspecten die een invloed op de veiligheid kunnen uitoefenen te worden beoordeeld. Een veel voorkomend aspect is een paalfundering, in relatie tot kwel en de vorming van wellen. Palen met een verzwaarde voet, of andere typen palen waarbij de paal mogelijk niet goed aan de grond aansluit, zijn niet toegestaan zonder speciale maatregelen. Grondverdringende palen geven in het algemeen minder kwel. Er dient echter altijd te worden nagegaan of er ongewenste effecten mogelijk zijn.

Een uitzondering voor het vermijden van een doorsnijding van het ontwerpprofiel kan worden gemaakt voor windmolens en massieve onderdelen van een fundering op staal. In dat geval is echter wel aandacht nodig voor kwel en de vorming van wellen langs de fundering. Evenzo dient bij windmolens rekening te worden gehouden met extra zettingen ten gevolge van de dynamische belastingen.

Gezien de vrij lange levensduur van bebouwing, zeker als het om meer dan één pand gaat, is het aan te bevelen om een hogere ontwerpwaterstand aan te houden en hierbij het ontwerpprofiel te bepalen, op basis van de van toepassing zijnde faalmechanismen. Een toekomstige dijkversterking moet mogelijk blijven. De fundering van de nieuwbouw moet bovendien zijn ontworpen inclusief de invloed (extra buigend moment ten gevolge van horizontale deformaties bij een paalfundering, en differentiële zettingen bij panden op staal) van de toekomstige dijkversterking.

Nieuwe bebouwing in het binnentalud zal, gezien het voorgaande, bij voorkeur niet worden toegepast. Bovendien moet bedacht worden dat de kruinhoogte is bepaald in relatie tot de erosiebestendigheid van het binnentalud. Bij een overslagdebiet groter dan 0,1 l/s/m' dan moet ofwel de ontwerpkuinhoogte worden aangepast, of de erosiebestendigheid van het binnentalud op andere wijze worden gewaarborgd.

In het kader van 'Ruimte voor de Rivier' zal veelal een afweging plaats moeten vinden of het nieuw te plaatsen object in of nabij de dijk mogelijk nu of in de toekomst een eventuele uitbreiding van het winterbed kan belemmeren.

Leidingen en kabels

Leidingen binnen de invloedssfeer van een waterkering dienen te worden ontworpen volgens de normbladen *NEN 3650*, *3651* en *3652*, waarbij tevens rekening dient te worden gehouden met de aanvullende bepalingen

volgens de (Ref.) *Leidraad Waterkerende Kunstwerken en bijzondere constructies*.

Voor nieuwe kabels dient tenminste te worden geëist dat ze buiten het beoordelingsprofiel komen te liggen, bij voorkeur boven MHW. Kruisende kabels beneden MHW dienen van een kwelscherm te zijn voorzien. De kabels mogen niet in een apart kabelbed worden gelegd. Mantelbuizen zijn in principe ongewenst, maar als deze niet te vermijden zijn, is speciale aandacht nodig voor het ontwerp.

Grotere kabels, dat wil zeggen anders dan huisaansluitingen, worden bij voorkeur buiten de invloedszone van de dijk gelegd. Enerzijds omdat de invloed van deze kabels groter is, zowel bij aanleg-/onderhoud als in de normale situatie, maar ook omdat aanpassing van deze kabels kostbaar is.

Overige constructies

Voor constructies in deze categorie is in principe geen onderscheid tussen bestaande en nieuwe. Wel zal het bij de aanleg van nieuwe constructies beter mogelijk zijn om de aspecten ten aanzien van de veiligheid expliciet tot uiting te laten komen.

8.4 Beheer

Het beheer speelt een belangrijke rol bij niet waterkerende objecten. Ondanks een zorgvuldig ontwerp brengen dergelijke objecten vaak toch een extra risico met zich mee. Verder is rond objecten het normale onderhoud niet altijd mogelijk en kunnen zich hier activiteiten concentreren, die elders niet plaats vinden. Het is dan zaak door zorgvuldige inspectie, toezicht en zo nodig extra onderhoud de waterkerende functie optimaal in stand te houden.

Het beheer komt tot uiting in de volgende aspecten:

- Bij aanleg of aanpassing wordt vanuit onderhouds- en beheersoogpunt de situatie beschouwd en wordt het object, de aansluiting op de grondconstructie en de inrichting en afwerking rond het object zodanig ontworpen dat een optimaal onderhoud en beheer mogelijk is; zonodig wordt extra ruimte gereserveerd voor onderhoudsstroken;
- Bij aanleg of aanpassing van een object wordt zonodig een vergunning afgegeven, waarin eventueel voorwaarden zijn opgenomen, onder andere met betrekking tot:
 - Toegang voor onderhoud, inspecties en noodvoorzieningen;
 - Graafwerkzaamheden;
 - Aanpassingen bij veranderingen in de normering van de waterkering;
 - Voorwaarden die aan het object of aan onderhoud van het object worden gesteld.
- Kenmerkende aspecten worden in de legger en het beheersregister opgenomen;
- Bij de 5-jaarlijkse veiligheidstoetsing wordt de situatie beoordeeld.

8 Niet waterkerende objecten

Indien een optimaal beheer niet mogelijk is, of een onevenredige verzwa-
ring van de onderhoudstaak met zich mee brengt, kan dit reden zijn om
het object te weren uit de waterkering omdat in dat geval op termijn de
veiligheid niet meer is gewaarborgd.

Een aaneenschakeling van objecten, die afzonderlijk allemaal voldoen aan
de eisen ten aanzien van ontwerp en beheer, kan een onoverzichtelijke si-
tuatie creëren. Ook kan er sprake zijn van een onderlinge beïnvloeding ten
aanzien van grondgedrag, waterspanningen, etcetera. Daarom is het aan
te bevelen om niet alleen het beschouwde object afzonderlijk te beoorde-
len, maar ook de situatie op een grotere schaal, zowel technisch inhoudelij-
k als vanuit beheer.

De hoofdlijnen voor het gevoerde beheer, inclusief het beoordelen van
nieuwe, vreemde objecten, kan in hoofdlijnen in een beheersplan worden
vastgelegd. De verdere uitwerking op een groter detailniveau vindt dan
plaats in beleidsnota's, zoals een vergunningenbeleid, bouwbeleid of be-
plantingenbeleid. Hierdoor ontstaat een overzichtelijke situatie, zowel voor
de beheerder van de waterkering, als voor derden die niet waterkerende
objecten willen plaatsen.

8.5 Ontwerpaspecten

Het is van belang om de effecten van aanwezige objecten op dijkverbete-
ringsplannen in een vroeg stadium te onderkennen, zodat in het (voor)ont-
werp hier reeds rekening mee gehouden wordt.

In deze paragraaf wordt een overzicht gegeven van mogelijke effecten. Dit
overzicht is niet noodzakelijkerwijs compleet: per situatie zal altijd een af-
zonderlijke beoordeling nodig zijn.

In bepaalde gevallen is het nuttig om door middel van maatregelen de ne-
gatieve effecten te voorkomen. Enerzijds kan dit gebeuren door het ont-
werp aan te passen, maar anderzijds kunnen ook aanvullende maatregelen
genomen worden. Gedacht kan worden bijvoorbeeld aan een scherm ter
voorkoming van zettingsschade.

Begroeiing

Ophoging van het maaiveld rond een boom is slechts bij een beperkt aan-
tal boomsoorten mogelijk. Een beoordeling ter plaatse van een specialist op
dit gebied is nodig. Ook een verandering in de grondwaterstand, ten ge-
volge van grondaanvulling, drainage, kwelschermen etc. zal invloed op een
boom hebben.

Bepaalde bomen zijn herplantbaar en kunnen op een geschiktere plaats
worden teruggeplaatst. Voor bijzonder karakteristieke beplanting kan het
nodig zijn functie-scheidende schermen aan te brengen om deze te be-
houden.

Bebouwing en windmolens

Bij bebouwing, windmolens en constructies die star zijn ten opzichte van de grond, spelen gronddeformaties een rol. Gronddeformaties zijn zettingen en horizontale verplaatsingen van de grond, tengevolge van een ophoging. Dit kan vervorming van de bebouwing of onderdelen daarvan veroorzaken, waardoor schade kan ontstaan. Horizontale verplaatsingen van de grond kunnen resulteren in extra belastingen op fundering of keldermuren.

Gecontroleerd dient te worden of de bebouwing deze extra belasting kan weerstaan. De constructie van het gebouw en de staat waarin het verkeert, speelt een belangrijke rol bij het inschatten van potentiële schade.

Bij ophoging van het maaiveld kan de afvoer van oppervlakte water veranderen. In de nabijheid van bebouwing zijn hierdoor vaak voorzieningen voor de drainage rond de bebouwing nodig.

Pijpleidingen en kabels

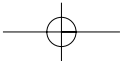
Bij pijpleidingen spelen met name zettingen en een toename van de bovenbelasting een rol. Het raadplegen van de ontwerpberekening van de pijpleiding, aangevuld met zettingsmetingen na de aanleg van de pijpleiding, zal nodig zijn om te beoordelen of de leiding de extra belastingen of vervormingen kan weerstaan.

Bij kabels speelt met name zetting een rol. In een aantal gevallen zal bij de aanleg van de kabel rekening zijn gehouden met zettingen, door de aanleg van een lus in de kabel. Dit is met name van toepassing bij de aansluiting of doorvoer van een kabel aan een relatief star object. Is dit niet het geval, dan zal slechts een beperkte verschilzetting over een bepaald traject opgenomen kunnen worden.

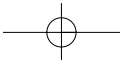
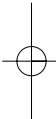
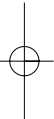
Wegen

Wegen geven extra belastingen op een waterkering, zowel door het eigen gewicht van de wegconstructie als door de verkeersbelasting. Er moet rekening mee worden gehouden dat deze belastingen zowel verticale (zetting) als horizontale vervormingen kunnen veroorzaken. Extra zettingen kunnen ertoe leiden dat op den duur niet wordt voldaan aan de vereiste kruinhoogte. Horizontale vervormingen brengen risico's mee voor de microstabiliteit en voor de samenhang in de naastgelegen bekleding van de waterkering. Met name scheuren in lengterichting van de wegconstructie zijn riskant met het oog op extra infiltratie bij overslag. Bijkomend nadeel van scheuren in de wegconstructie is dat zij na reparatie vaak weer terugkomen. Bij het ontwerp moet dus extra aandacht worden besteedt aan de horizontale stabiliteit van de wegconstructie.

Bij aanleg van een weg op een nieuwe dijk of, geheel of gedeeltelijk, op een dijkverbreding kan het aanbeveling verdienen de wegconstructie pas te voltooiën als de consolidatie van de grondconstructie grotendeels heeft plaatsgevonden.



.....



9 Bijzondere constructies

9.1 Inleiding

Bijzondere waterkerende constructies zijn in het algemeen constructies die niet geheel of geheel niet uit grond zijn opgebouwd. Deze constructies worden gebruikt om de waterkerende functie, of een deel daarvan, van een grondconstructie over te nemen. Ze worden toegepast om andere functies of (LNC) waarden op of nabij de waterkering te handhaven of mogelijk te maken. De voornaamste reden waarom bijzondere constructies aantrekkelijk kunnen zijn, is het geringere ruimtebeslag, in vergelijking met traditionele grondconstructies. Er kunnen echter ook andere voordelen zijn waarom voor een bijzondere constructie wordt gekozen, zoals bijvoorbeeld een tijdswinst tijdens de bouw.

In dit hoofdstuk wordt een overzicht gegeven van toepassingsmogelijkheden en aandachtspunten en is voornamelijk een samenvatting van hetgeen hierover in de (Ref.) *Handreiking Constructief Ontwerpen* is opgenomen. Een uitgebreide behandeling van bijzondere constructies is in dit rapport niet op zijn plaats. Hiervoor wordt in de tekst dan ook verwezen naar diverse publicaties.

De veiligheidseisen die aan bijzondere waterkerende constructies worden gesteld, zijn in principe gelijk aan de eisen die aan waterkerende kunstwerken worden gesteld. In de (Ref.) *Leidraad Waterkerende Kunstwerken en bijzondere constructies* wordt dit behandeld.

In veel gevallen kan een constructie een invloed uitoefenen op meerdere faalmechanismen. Bij het ontwerp dient de consequentie van het toepassen van de bijzondere constructie voor alle relevante faalmechanismen te worden beschouwd. In dit hoofdstuk wordt niet specifiek ingegaan op het ontwerp, ook hiervoor wordt verwezen naar diverse publicaties.

9.2 Indeling naar functie in de waterkering

In navolging van de commissie Boertien is de volgende indeling gehanteerd voor bijzondere constructies:

- Bestaand dijkmateriaal vervangen;
- Bij verbreding van de dijk een ander materiaal kiezen;
- Bestaand dijkmateriaal verbeteren;
- Sterkte-eigenschappen ondergrond verbeteren;
- Grondwaterpotentiaal beïnvloeden;
- Erosiebescherming;
- Constructieve elementen;
- Beweegbare keringen.

Per categorie wordt een toelichting gegeven en worden enkele mogelijkheden genoemd.

Bestaand dijkmateriaal vervangen

Het materiaal in de bestaande dijk kan worden vervangen door een materiaal met betere sterkte-eigenschappen of een andere doorlatendheid, om zodoende de stabiliteit van de dijk te verbeteren of om de invloed van een ophoging op de omgeving te verminderen. Een algemeen voordeel van het vervangen van het bestaande dijkmateriaal is dat het ruimtebeslag niet of weinig toeneemt. Een nadeel is dat relatief veel grondverzet nodig is en vaak tijdelijke constructies nodig zijn om de waterkerende functie ook tijdens de bouw voldoende te garanderen.

Mogelijkheden zijn:

- Grondsoort veranderen
 - doel: door de bestaande grond te vervangen door grond met eigenschappen die in de beschouwde situatie meer gewenst zijn, gedacht kan worden aan het vervangen van zand door klei, waardoor de waterdichtheid toeneemt;
 - bij het ontwerp zijn geen speciale aandachtspunten, het ontwerp van grondconstructies wordt in dit technisch rapport behandeld.
- Kern vervangen door licht materiaal
 - doel: vergroten van de stabiliteit of verkorten van de bouwtijd van dijken op een weinig draagkrachtige ondergrond;
 - toe te passen materialen zijn onder andere:
 - flugsand;
 - geëxpandeerde kleikorrels;
 - schuimbeton;
 - polystyreen;informatie over deze materialen en over het ontwerp is onder andere te vinden in de CUR publicatie 162 (*Ref. Construeren met Grond*).
- Wapenen met geotextielen/geogrids
 - doel: vergroten van de stabiliteit van dijken op een weinig draagkrachtige ondergrond of het mogelijk maken van steilere taluds;
 - algemene informatie over de materialen en over het ontwerp is opgenomen in de CUR publicatie 186 (*Ref. Geokunststoffen en rivierdijkverbeteringen*); specifieke informatie over de materialen en producten is bij de leveranciers bekend.
- Zand-garen compositie
 - doel: mogelijk maken om steilere taluds aan te leggen door de sterkte eigenschappen van de grond te verbeteren;
 - algemene informatie over de materialen en over het ontwerp is opgenomen in de CUR publicatie 186 (*Ref. Geokunststoffen en rivierdijkverbeteringen*), specifieke informatie over de materialen en producten is bij de leveranciers bekend.
- Zand-cement stabilisatie
 - doel: het vergroten van de stabiliteit en waterdichtheid van een zanddijk;
 - een zand-cement stabilisatie is alleen toepasbaar bij zand met een voldoende hoge doorlatendheid; er is ter plaatse onderzoek nodig om de mogelijkheden te beoordelen.

Bij verbreding van de dijk een ander materiaal kiezen

Bij het verbreden of verhogen van een dijk kan gekozen worden voor een materiaal anders dan grond. De toe te passen materialen zijn voornamelijk dezelfde als die bij het onderdeel 'vervangen bestaand dijkmateriaal' zijn genoemd. Daarnaast bestaat de volgende mogelijkheid:

- Toepassen van zwaar materiaal in een berm
 - Doel: voorkomen van opbarsten van een afsluitende laag en/of verhogen van de stabiliteit van het talud;
 - Er zijn geen speciale ontwerpmethoden van toepassing; afhankelijk van het gekozen materiaal zullen eventuele bijzonderheden met betrekking tot het ontwerp moeten worden onderkend.

Bestaand dijkmateriaal verbeteren

De eigenschappen van een bestaande dijk, opgebouwd uit zand en/of klei, kunnen in sommige gevallen worden verbeterd, waardoor de aanvullende verbeteringswerken beperkter van omvang kunnen blijven.

De volgende mogelijkheden zijn aanwezig:

- Zand-cement stabilisatie: dit is bij het onderdeel 'vervangen bestaand dijkmateriaal' behandeld.
- Electro-osmose
 - Doel: verbeteren van de sterkte- en stijfheidseigenschappen van klei ter verbetering van de stabiliteit;
 - Electro-osmose kan alleen worden toegepast in verzadigde klei zolang er niet te veel verstoringen, voor ontwerp en uitvoeringsaspecten dient een specialist op dit gebied te worden geraadpleegd.
- Injectie met gel
 - Doel: verhogen van de waterdichtheid van een zandlichaam;
 - Injectie met gel kan alleen in voldoende waterdoorlatende grond gebeuren, de toegepaste gel is veelal niet duurzaam, voor ontwerp en uitvoering dient een specialist te worden geraadpleegd.
- Verdichting van de grond
 - Doel: sterkte-eigenschappen en/of waterdichtheid verbeteren;
 - Verdichting kan plaatsvinden door trilwalsen of door valgewichten, afhankelijk van de grondsoort; verwacht mag worden dat de invloed van de behandeling vrij oppervlakkig is, in sommige landen wordt deze methode algemeen toegepast, in Nederland is echter geen ervaring met de toepassing bij dijkverbeteringen.
- Cunet
 - Doel: vervangen slappe grond door grond met betere sterkte-eigenschappen zodat de stabiliteit toeneemt of de bouwtijd afneemt;
 - Toepassen van een cunet kan vooral bij de aanleg van een nieuw dijktracé een goede methode zijn. De beoordeling is gelijk aan die van andere waterkerende grondconstructie.

Eigenschappen van de ondergrond verbeteren

Het verbeteren van de sterkte- en/of stijfheidseigenschappen van de ondergrond kan tijdens de bouw en bij sommige technieken ook tijdens de gebruiksfase, voordelen opleveren. Indien toegepast in binnendijkse afsluitende lagen, dient bij het ontwerp aan de aspecten kwel en piping aandacht besteed te worden. De hier genoemde technieken worden in meer

detail onder andere behandeld in de CUR publicatie 162, (*Ref. Construeren met Grond*).

Genoemd kunnen worden:

- Verticale drainage
 - Doel: verkorten van de consolidatietijd en daarmee van de bouwtijd;
 - Er is veel ervaring met deze techniek.
- Vacuümconsolidatie
 - Doel: verkorten van de consolidatietijd en vergroten van de stabiliteit.
 - Deze techniek kan niet in alle omstandigheden worden toegepast, de inbreng van een specialist op dit gebied is aan te raden.
- Electro-osmose: dit is hiervoor bij 'bestaand dijkmateriaal verbeteren' besproken.
- Kalk/cementpalen
 - Doel: verbeteren van de draagkracht van klei door het aanbrengen van kalk/cement in boorgaten;
 - Deze techniek is niet in alle kleisoorten toepasbaar, in Nederland is geen ervaring met deze techniek.
- Grindpalen
 - Doel: vergroten van de draagkracht van kleilagen door het aanbrengen van grind in kolommen;
 - Er is enige ervaring in Nederland met deze techniek.

Grondwaterstroming beïnvloeden

De grondwaterstroming heeft een belangrijke invloed op piping, micro- en macrostabiliteit. Door direct in te grijpen in de grondwaterstand of potentiaal kan een aanzienlijke verbetering ten aanzien van deze aspecten worden verkregen. Er kan onderscheidt gemaakt worden tussen de grondwaterstand in de dijk zelf en de potentiaal in de watervoerende lagen onder en achter de dijk.

De grondwaterstand in de dijk kan worden beïnvloed door:

- Het dijklichaam minder doorlatend te maken door het toepassen van een minder doorlatend materiaal, of door een scherm in de dijk te plaatsen;
- Een drainageconstructie aanbrengen, waardoor de grondwaterstand nabij de binnenteen daalt.

De potentiaal in de zandondergrond kan worden beïnvloed door:

- Een filter aan te brengen in de aquifer en de potentiaal in het filter te verlagen door middel van bemaling;
- Een ontlastsloot aan te brengen;
- Een kwelscherm aan te brengen.

Bij een filterconstructie en ontlastsloot zal vaak afvoer van water, al dan niet met een bemaling, nodig zijn om deze maatregelen voldoende effectief te laten zijn of om wateroverlast te voorkomen.

Een kwelscherm in de aquifer kan diverse effecten hebben, afhankelijk van de afmetingen en locatie:

- een kwelscherm dat een groot deel van de aquifer afsluit zal de potentiaal verlagen, waardoor de stabiliteit toeneemt en de kans op opbarsten van een kleilaag afneemt. Tevens neemt de kwelweglengte toe, waardoor de kans op piping kleiner wordt. Een dergelijk kwelscherm zal ook bij gemiddelde waterstanden invloed hebben op de geohydrologie, waardoor de afvoer van (hemel)water naar de rivier geremd kan worden of kwel naar eventuele natuurgebieden kan afnemen. Het beoordelen van het effect hiervan is onderdeel van het ontwerp.
- een kwelscherm dat slechts een beperkt deel van de aquifer afsluit heeft een beperkte invloed op de potentiaal, maar de kwelweg neemt wel toe. Hierdoor neemt de kans op piping af.
- een kwelscherm dat binnendijs is geplaatst voorkomt dat zand horizontaal uitspoelt; er is dan geen sprake meer van piping maar van heave.

Aan de rivierzijde van een kwelscherm zal meestal een verhoging van de potentiaal optreden. Afhankelijk van de plaats in het dijkprofiel, kan hierdoor de stabiliteit afnemen.

Een kwelscherm in de aquifer kan bijvoorbeeld worden gevormd door een damwand, een cement-bentoniet wand of door een wand welke door injectie wordt verkregen.

Als laatste mogelijkheid kan de kwelkade genoemd worden. Dit is een kade binnendijs van de waterkering die kwelwater opvangt. Doordat de waterstand binnen de kwelkade hoger is dan het maaiveld, neemt de kans op opbarsten af. Tevens kan de stabiliteit van de dijk toenemen. Het verhang in de dijk neemt af, waardoor minder snel uitspoeling van grond uit het binnentalud optreedt. Een nadeel is echter dat inspectie van de binnenteen niet mogelijk is. Een kwelkade zal zelden als alternatief voor een dijkverbetering worden toegepast, maar indien een kwelkade aanwezig is en voldoet aan de eisen, kan wel met de invloed rekening worden gehouden.

Bij de dimensionering van alle maatregelen waarbij de grondwaterstroming wordt beïnvloed speelt vanzelfsprekend de berekening hiervan een grote rol. In § 4.5 - Geohydrologische aspecten - en in het (*Ref.*) *Technisch Rapport Zandmeevoerende Wellen* wordt hier verder op ingegaan.

Erosiebescherming

Traditioneel worden gronddijken door een grasmat beschermd tegen erosie. Op strekkingen die een relatief zware eroderende belasting ondergaan wordt een harde bekledingsconstructie toegepast. Als alternatief voor een harde bekledingsconstructie kunnen enkele versterkingsconstructies worden genoemd, die zinvol kunnen zijn in de periode dat de grasmat tot ontwikkeling komt. In de meeste gevallen zal ook in de periode daarna een erosie-remmende werking aanwezig blijven. Genoemd kunnen worden:

- Gewapende grasmat: door een doek dicht onder het oppervlak aan te brengen krijgt de grond meer samenhang; er zijn diverse kunststofdoe-

ken en doeken van natuurlijk materiaal in de handel;

- Honingraatstructuren of doorgroeistenen: deze voorkomen al te grote erosie voordat de grasmat tot ontwikkeling is gekomen.

In de CUR publicatie 186 (*Ref. Geokunststoffen en Rivierdijkverbetering*) en CUR publicatie 168 (*Ref. Natuurvriendelijke oevers*) wordt verder ingegaan op deze en andere soortgelijke toepassingen.

Constructieve elementen

Dit zijn elementen die door hun sterkte een deel van de waterkerende functie van een dijk kunnen overnemen. Een aantal mogelijkheden wordt hier genoemd.

- damwand/keermuur: meestal een betonnen wand of een stalen damwand die grond en water keert en daarmee de functie van een talud en/of stabiliteitsberm kan overnemen;
- gewapende grondconstructies: een verticale muur die met horizontale anker-elementen aan het grondlichaam is verankerd en de functie van een talud kan overnemen;
- schanskorven: stalen of kunststof netten, gevuld met steen, waarmee een relatief steil en erosiebestendig talud kan worden opgebouwd; de toepassing als oeverbescherming is vrij algemeen; de netten zijn relatief kwetsbaar;
- kistdam/diepwand: in principe dezelfde functie als een damwand/keermuur;
- groundnailing: platen worden op een talud geplaatst en verankerd aan de diepe ondergrond, door het aanspannen van de ankers wordt een voorspanning in de grond bewerkstelligd; nadelen van deze constructie zijn dat een begroeid talud moeilijk gehandhaafd kan blijven en dat de voorspanning regelmatig moet worden gecontroleerd.

Het ontwerp van damwandconstructies wordt in de CUR publicatie 166 (*Ref. Damwandconstructies*) behandeld. Voor de overige constructies zijn geen specifieke handboeken beschikbaar.

Beweegbare keringen

Een beweegbare kering is een kering die alleen ten tijde van hoogwater is geplaatst. Een aantal mogelijkheden zijn:

- elementen die van elders worden aangevoerd, zoals schotbalken of modernere varianten daarop;
- elementen die ter plaatse aanwezig zijn en door schuiven of draaien in de juiste positie worden gesteld;
- opdrijvende constructies: keringen die door de kracht van het water in positie worden gebracht.

Naast de constructieve aspecten speelt de sluitingsoperatie een belangrijke rol bij de beoordeling van de veiligheid van een beweegbare kering.

In de (*Ref. Leidraad Waterkerende Kunstwerken en Bijzondere Constructies*) wordt verder ingegaan op het ontwerp en op de beoordeling van de sluitingsoperatie.

9.3 Selectie

De noodzaak voor een bijzondere constructie, al dan niet als alternatief voor een grondconstructie, zal per geval moeten worden afgewogen. Hierna komt de vraag welke bijzondere constructie het meest geschikt is. In deze paragraaf worden een aantal aspecten genoemd die bij deze keuze spelen, waarbij onderscheid wordt gemaakt ten aanzien van de waterkerende functie van de dijk en de overige functies.

Waterkerende functie

De veiligheidseisen moeten altijd worden gehaald. Dit houdt in dat voor alle relevante faalmechanismen aan de afzonderlijke eisen moet worden voldaan en dat moet worden nagegaan of er neveneffecten aanwezig zijn. Indien de werking van de constructie niet geheel bekend is in de omstandigheden die van toepassing zijn, zal hiermee rekening moeten worden gehouden.

Daarnaast spelen de volgende aspecten een rol ten aanzien van de veiligheid:

- De mate waarin de constructie of het materiaal kwetsbaar is voor aantasting door bijvoorbeeld vandalisme;
- De duurzaamheid in relatie tot de gewenste levensduur en de mogelijkheid tot vervanging aan het eind van de levensduur;
- Controleerbaarheid van de staat en/of werking;
- Uitvoeringsaspecten;
- Consequenties voor beheer en onderhoud.

Tevens is het zinvol om na te gaan of de constructie aangepast kan worden aan veranderende eisen, bijvoorbeeld ten aanzien van de ontwerpwaterstand.

Overige selectiecriteria.

Een bijzondere constructie wordt in het algemeen toegepast om overige functies van een dijk of waarden op of nabij een dijk te behouden of mogelijk te maken. Een eerste selectie is daarom vanzelfsprekend dat deze eis wordt gehaald. Een verdere selectie is mogelijk door na te gaan of een alternatief in een specifieke situatie wel kan worden uitgevoerd. Een niet onbelangrijk criterium zijn de kosten. Hierbij moet een totaaloverzicht worden gemaakt van de kosten van aanleg en de kosten van beheer en onderhoud gedurende de levensduur van de bijzondere constructie.

Sommige technieken kunnen blijvende negatieve effecten hebben op natuur of landschappelijke waarden. Deze effecten zullen bij de afweging ook een rol moeten spelen.

In tabel 9.3.1, overgenomen uit de (Ref.) *Handreiking Constructief Ontwerpen*, is een overzicht van de materialen en technieken gegeven en voor een aantal selectiecriteria is een relatieve waardering gegeven. Het aspect veiligheid is niet in de tabel opgenomen, omdat hier altijd aan moet worden voldaan.

9 Bijzondere constructies

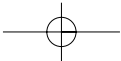
Materiaal/techniek	Duurzaamheid							
	Uitvoering							
	Kostenindicatie							
	Herstelbaarheid							
	Ervaring							
	Onderhoud							
	Uitbreidbaarheid							
								Ontwerp
Aanpassing bestaand dijkmateriaal/ aangepast materiaal bij uitbreiding								
kleikern	++	--	-	++	++	0	+	a
licht materiaal								
flugsand	++	--	-	++	++	0	+	a
geëxpandeerde kleikorrels	+	--	--	+	+	0	0	b
schuimbeton	0	--	--	+	+	-	0	c
geotextielen/grids	0	--	--	--	++	-	--	b
zand-garen compositie	0	-	--	-	0	-	-	b
zand-cement stabilisatie	+	--	--	+	+/-	0	+	c
verzwaarde berm	++	-	--	++	0	0	+	a
electro-osmose	++	+	--	++	0	0	++	c
gel injectie	-	-	-	-	+	0	+	c
Verbeteren ondergrond								
verticale drainage	0	+	-	++	++	-	+	a
vacuümconsolidatie	+	0	--	-	++	-	+	c
kalk en cement/kalkpalen	+	-	--	-	-	0	+	c
grindpalen	++	-	--	-	+	0	+	c
Grondwaterpotentiaal beïnvloeden								
filterconstructie	+	0	0	+	++	-	-	b
ontlastsloten	+	+	0	++	++	-	+	b
kwelschermen	++	-	--	-	++	0	-	a
kwelkaden	++	+	-	++	++	-	+	a
scherm in de dijk	+	--	--	--	0	0	-	a
Erosiebescherming								
gewapende grasmatten	-	+	0	-	++	0	+	c
honingraatstructuren	-	+	0	-	+	-	+	c
Constructieve elementen								
damwand/keermuur	++	--	--	-	++	0	--	a
gewapende grond	+	--	--	--	+	0	--	b
schanskorven	+	-	--	-	++	-	+	b
kistdam/diepwand	++	--	--	--	+	0	--	a
groundnailing	+	--	--	-	+	-	+	b
Beweegbare keringen								
aanvoer van andere locatie	+	--	--	-	++	--	--	b
roteerbaar/verschuifbaar	+	--	--	-	+	--	--	b
opdrijvend	+	--	--	-	0	--	--	b

Een toelichting bij de symbolen is op de volgende pagina gegeven.

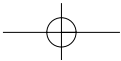
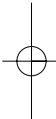
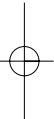
Tabel 9.3.1 Selectiecriteria

Toelichting bij tabel 9.3.1

Duurzaamheid	++ duurzaam + duurzaamheid niet gegarandeerd 0 tijdelijk in overgangperiode - onvoldoende
Uitvoering	++ eenvoudig uitvoerbaar + zonder veel overlast uitvoerbaar 0 geen overmatige overlast - uitvoering vergroot overlast -- aanzienlijke overlast
Kostenindicatie	-- veel duurder, >2 - duurder, > 1,2 - 2 0 even duur, 0,8 - 1,2
Herstelbaarheid	++ eenvoudig te herstellen + met moeite herstelbaar - moeilijk herstelbaar -- niet te herstellen, volledig vernieuwen
Ervaring	++ goede ervaring bij dijkenbouw + goede ervaring buiten dijkenbouw 0 geen ervaring - niet zonder zorg toepasbaar -- slechte ervaring
Onderhoud	++ geen onderhoud + weinig onderhoud 0 geen extra onderhoud - extra onderhoud -- veel extra onderhoud
Uitbreidbaarheid	++ eenvoudig uitbreidbaar + uitbreidbaar 0 niet uitbreidbaar
Ontwerp	a standaard ontwerpmethoden b specialistisch c ervaring bij de uitvoer en/of controle achteraf nodig



.....



10 Uitvoering

10.1 Algemeen

In dit hoofdstuk worden uitvoeringsaspecten met betrekking tot de aanleg van grondlichamen besproken, in aanvulling op de algemene informatie die in (*Ref.*) *Grondslagen voor waterkeren* is opgenomen. Dit hoofdstuk beoogt voornamelijk om informatie te verstrekken welke tijdens het opstellen van een ontwerp van belang kan zijn en is niet bedoeld als handleiding bij de uitvoering. Aandacht wordt besteed aan:

- Omgeving
- Afstemming tussen ontwerp en uitvoering
- Aanbrengen en verdichten van grond
- Stabiliteit tijdens de uitvoering
- Veiligheid van de dijk tijdens de uitvoering
- Overhoogte bij afwerking
- Kwaliteitscontrole

10.2 Omgeving

Bij de uitvoering van een dijkverbetering kunnen nadelige effecten op de omgeving ontstaan. In het ergste geval kan dit leiden tot aanzienlijke schade aan bebouwing. Tijdens de planvoorbereiding dient daarom een inschatting te worden gemaakt van de kans dat schade kan ontstaan, bijvoorbeeld door trillingen, zettingen of horizontale vervormingen van de grond. In de § 5.2 en § 8.5 wordt hier verder op ingegaan. Trillingen kunnen onder andere veroorzaakt worden door transport, verdichten van grond, het aanbrengen van damplanken, etc. De constructie van de bebouwing en de staat waarin de bebouwing verkeert, heeft grote invloed op de gevoeligheid van de bebouwing voor dergelijke invloeden. Zonodig kunnen in het plan en/of bestek maatregelen worden opgenomen om de invloed te beperken. Dit kunnen fysieke maatregelen zijn, bijvoorbeeld een damwandscherm om zettingen onder bebouwing tegen te gaan, maar ook organisatorische maatregelen. In sommige gevallen wordt vooraf een afspraak over een schadeloosstelling gemaakt.

Indien de lokale infrastructuur niet is berekend op het gewenste transport, dienen aanvullende maatregelen te worden genomen en/of dient toestemming te worden gevraagd aan de beheerder van de weg of vaarweg. Beperkingen voor het wegverkeer of scheepvaartverkeer tengevolge van transport of uitvoering, dienen tijdig gepubliceerd te worden. Zonodig zal tijdig met bewoners, gebruikers van aanliggende percelen en hulpdiensten moeten worden overlegd over de bereikbaarheid.

Zowel bij het vervoer als bij het aanbrengen en verdichten van grond treden trillingen op die schade aan gebouwen kunnen veroorzaken. Dit vraagt om zorgvuldigheid tijdens de uitvoering, teneinde trillingen zoveel mogelijk te beperken. Gedacht kan worden aan het vermijden van losplaatsen nabij bebouwing, het inzetten van lichter materieel nabij bebouwing, de toepassing van de juiste apparatuur voor het inbrengen van damwanden etcetera. Daarnaast verdient het aanbeveling om van bebouwing

10 Uitvoering

een vooropname te maken, teneinde eventuele schadeclaims te kunnen beoordelen. Overige maatregelen kunnen zijn:

- Plaatsen van meetboutjes op bebouwing;
- Uitvoeren van trillingsmetingen;
- Monitoren;
- Voorlichting bewoners;
- Afstemmen met verzekering over de verzekeraarbaarheid.

Met behulp van de meetresultaten van de opnamen van meetboutjes en van de trillingsmetingen, kan meer in detail de oorzaak van eventuele schade worden bepaald. Bij de beoordeling van eventuele schadeclaims is dit nuttige informatie. De eerste meting aan meetboutjes dient plaats te vinden kort voordat er met de werkzaamheden is gestart, om een goede nulmeting te verkrijgen.

Overigens zullen een deel van de in deze paragraaf genoemde zaken onder de verantwoordelijkheid van de aannemer vallen. Vanzelfsprekend dient hier vooraf duidelijkheid over te zijn.

10.3 Afstemming tussen ontwerp en uitvoering

Medewerkers, die zullen zijn betrokken bij het toezicht op het werk, moeten in een vroeg stadium worden betrokken bij het maken van het (detail)ontwerp en bij de besteksvoorbereiding.

Tijdens de uitvoering koppelt de projectleider van de uitvoering terug met de ontwerpers, bij voorkeur op regelmatige basis, maar in ieder geval als het ontwerp aanpassing behoeft in verband met uitvoeringsaspecten of indien tijdens de uitvoering zaken naar voren komen die bij het opstellen van het (detail)ontwerp niet onderkend zijn.

10.4 Aanbrengen en verdichten van grond

In de uitvoeringsfase van dijkverbeteringsprojecten is het grondverzet een belangrijk aspect. Grondverzet kan worden gedefinieerd als: alle activiteiten op het gebied van ontgraving, aanvoeren, transport, aanbrengen en verdichten van grond.

In deze paragraaf zal met name worden ingegaan op het aanbrengen en verdichten van de grond. Deze aspecten zijn van belang voor het verkrijgen van de vereiste grondmechanische kwaliteiten. Voor ontgraving en transport wordt verwezen naar de diverse handboeken op dat gebied. Al deze zaken zullen in de uitvoeringsvoorschriften of de resultaatsverplichtingen moeten worden opgenomen. Een aantal zaken is geregeld in de (Ref.) *Standaard RAW-bepalingen*.

Ophogen in den droge

Bij deze werkmethode wordt het materiaal, zowel zand als klei, direct zo goed mogelijk onder profiel in het werk gereden, bijvoorbeeld met vrachtwagens of dumptrucks.

Voordat met het aanbrengen van grond kan worden begonnen, dient het bestaande maaiveld zodanig te zijn bewerkt dat een goede aansluiting aan de nieuw aan te brengen grond tot stand kan komen. Hiertoe dient vegetatie, zoals een grasmat, te worden verwijderd. Onderwatertaluds en sloten dienen te worden opgeschoond, wat inhoudt dat ook hier de vegetatie wordt verwijderd en tevens een eventueel aanwezige sliblaag. Het maaiveld kan verder nog worden opgeruwd door middel van frezen. Bij een ophoging op een bestaand talud worden inkassingen aangebracht, om te voorkomen dat een preferent glijvlak wordt gecreëerd. De oorspronkelijke bovengrond kan van belang zijn in verband met de vegetatie. In die gevallen wordt de bovengrond apart opgeslagen en later weer teruggebracht.

Zand, mits met het juiste vochtgehalte, laat zich relatief gemakkelijk verwerken. Door het materiaal in dunne lagen uit te spreiden en het transport versporend te laten plaatsvinden wordt tijdens het inbrengen de vereiste dichtheid van de grond bereikt. In sommige gevallen kan het nodig zijn om aanvullend te verdichten met een trilplaat of trilwals, teneinde de in het bestek voorgeschreven verdichting te behalen. De toegepaste laagdikte dient niet groter te zijn dan 0,4 m.

Klei kan onder water niet voldoende worden verdicht en moet daarom altijd in den droge worden aangebracht. In het (Ref.) *Technisch Rapport Eisen klei voor dijken* en in de (Ref.) *Standaard RAW-bepalingen* worden aanwijzingen gegeven voor de verwerking en verdichting van klei, zowel in de kern als in de bekleding. Enkele aandachtspunten hieruit zijn in het navolgende samengevat.

Om een optimale verdichting te verkrijgen, moet de klei worden aangebracht in lagen van maximaal 0,40 m dikte, die ieder afzonderlijk worden verdicht, bijvoorbeeld met een voertuig met rupsbanden. Verdichten door een machine op luchtbanden of met de bak van een graafmachine geeft zelden of nooit de vereiste verdichtingsgraad en moet daarom worden afgeraden. Voor het verkrijgen van een goede verdichting is het van essentieel belang dat de klei voldoet aan de eisen ten aanzien van verwerkbaarheid en verdichtbaarheid. Dit betreft met name het vochtgehalte. Klei mag niet in bevroren toestand worden verwerkt. De reden hiervoor is dat een goede verdichting dan niet mogelijk is. Na verdichting moet de droge dichtheid tenminste 97% van de proctordichtheid (éénpuntsproctor-proef) bij het aanwezige watergehalte bedragen.

Door te sterk verdichten kan een verlies aan stevigheid van de klei ontstaan en de doorworteling, van belang voor de toplaag, verloopt zeer moeizaam en langzaam (Ref. *Technisch Rapport Eisen Klei voor Dijken*). Om die reden dient de klei die over het gemaakte werk wordt aangevoerd, versporend te worden uitgereden. De klei dient zodanig te worden verwerkt dat door neerslag geen plassen op de klei kunnen blijven staan. De kleilagen dienen daartoe afwaterend worden aangebracht.

Het aanbrengen van grond op een talud vanaf de kruin moet worden vermeden, omdat dan de vereiste verdichting niet of moeilijk kan worden

10 Uitvoering

bereikt. Beter is het om te beginnen bij de teen van de dijk, waarbij de verdichting in horizontale lagen plaatsvindt.

Hydraulisch verwerken

Bij het aanleggen van grote zandlichamen of het aanbrengen van zand onder water is het hydraulisch verwerken van zand in het algemeen een aantrekkelijke methode. Vanwege hinder en eventuele schadelijke gevolgen voor de omgeving wordt soms afgezien van deze mogelijkheid. Meestal wordt gespoten in een bovenwaterstort, tussen de bestaande dijk en een perskade. Bij het spuiten boven water worden in het algemeen hoge verdichtingsgraden bereikt. Soms, bij diepere oevers, wordt gespoten in een onderwaterstort. Indien geen perskaden worden gebruikt vloeit het zand onder relatief flauwe hellingen uit. Bij deze werkwijze ontstaan er losse (verwekingsgevoelige) pakkingen. Onder water storten van zand kan daarom niet worden aangeraden.

Het is beter om eerst tot boven (laag)water een vloer van grof materiaal te leggen en zand in het bovenwaterstort zo goed mogelijk te verdichten.

Bij het spuiten in een bovenwaterstort zijn vanuit grondmechanisch oogpunt een aantal punten anders dan bij het ophogen in den droge.

In de eerste plaats ligt het tempo van werken bijna altijd veel hoger. In de tweede plaats is de aanwezigheid van het water in de ophoging een complicatie. Daar hierover in de literatuur weinig is terug te vinden wordt hier op enkele aspecten ingegaan.

De stabiliteit van de grondconstructie, inclusief eventuele hulpconstructies zoals een perskade, dient in alle stadia te zijn gewaarborgd. Dit kan gevolgen hebben voor het ruimtebeslag of het materiaalgebruik, welke tijdig moeten zijn onderkend. Ter verbetering van de stabiliteit in de uitvoeringsfase kunnen diverse hulpmiddelen worden toegepast. Gedacht kan worden aan een folie om een perskade van klei af te dekken, waarmee kan worden voorkomen dat de perskade geheel verweekt. Van belang is verder dat het overtollige water zo snel mogelijk wordt afgevoerd. De waterstand in het stort en de eventuele wateroverspanningen in de onderliggende lagen hebben grote invloed op de stabiliteit.

De fasering van het werk zal meestal van te voren op basis van berekeningen plaatsvinden. De uitvoeringsmethode, de tijd die nodig is voor de ophoging en de capaciteit van het materieel kunnen hieruit worden afgeleid. In de berekeningen kan desgewenst rekening worden gehouden met maatregelen om de benodigde tijd te verkorten, zoals extra drainage. Controle tijdens de uitvoering van de uitgangspunten, die in de berekeningen zijn gebruikt, blijft altijd nodig.

10.5 Stabiliteit tijdens de uitvoering*Algemeen*

Indien slappe lagen van enige dikte voorkomen, dient rekening te worden gehouden met wateroverspanningen die ontstaan doordat een grondophoging wordt aangebracht. Dit is van belang voor het bepalen van de stabiliteit van de dijk tijdens de uitvoering en om na te gaan of het ontwerp realiseerbaar is. Indien een ophoging niet in één keer kan worden aangebracht

zonder verlies van stabiliteit, zijn maatregelen nodig. Mogelijkheden zijn:

- De ophoging in fasen aanbrengen, met een consolidatieperiode tussen de fasen;
- Verticale drains aanbrengen om het consolidatieproces te verbeteren;
- Een grondverbetering toepassen;
- De stabiliteit verbeteren met geotextielen/geogrids;
- Ophogen met licht materiaal;
- In uitzonderingsgevallen het ontwerp aanpassen, door bijvoorbeeld grotere bermen of flauwere taluds te realiseren.

De berekeningsmethodiek is in hoofdstuk 5 behandeld.

De bijzondere constructies, zoals grondverbetering, lichte ophoogmaterialen en geokunststoffen zijn in hoofdstuk 9 behandeld.

Informatie over de toepassing van verticale drainage is te vinden in (Ref.) *Construeren met Grond* en (Ref.) *Verticale Drainage*. Het meten en interpreteren van waterspanningen in het geval dat verticale drainage is aangebracht, vergt speciale deskundigheid

Een belangrijk gegeven, dat volgt uit de berekening van de stabiliteit tijdens de uitvoering en de te volgen uitvoeringsmethodiek, is de tijdsduur die in beslag wordt genomen door de bouw. Hierbij dient te worden bedacht dat in de winter slechts beperkt werkzaamheden kunnen worden uitgevoerd. In het laatste jaar van de uitvoering dient tijd te worden gereserveerd voor de afwerking.

Bij buitenwaartse versterking van zeedijken, zeker als die in zand worden uitgevoerd zal bijna altijd geëist worden dat het werk in één seizoen gereed is. Voor het stormseizoen begint dient een verdedigd dijklichaam aanwezig te zijn. Hierdoor kan het nodig blijken te zijn om maatregelen te nemen waardoor de stabiliteit wordt verhoogd.

In sommige gevallen kan vooruitlopend op het eigenlijke werk een voorbereiding worden aangebracht.

Uitvoering en begeleiding

Indien de wateroverspanningen kritiek zijn voor de stabiliteit tijdens de uitvoering, dan moeten ze tijdens de werkzaamheden worden gemeten. De berekeningen kunnen namelijk diverse onnauwkeurigheden bevatten, bijvoorbeeld tengevolge van onzekerheden in de grondopbouw of grondeigenschappen of tengevolge van reeds aanwezige wateroverspanningen. De begeleiding tijdens de uitvoering is er in hoofdzaak op gericht na te gaan of de werkelijke wateroverspanning beneden de voor iedere fase geldende maximaal toelaatbare wateroverspanning blijft. Door goede bewaking kan het tempo van ophogen worden bijgestuurd. Hiertoe kan de hoogte van de slagen en/of de wachtperiode tussen de slagen in worden aangepast. Het aantal locaties waar de ondergrond anders kan reageren dan verwacht, is overigens veel groter dan het aantal locaties waarop redelijkerwijs waterspanningsmeters kunnen worden geplaatst. Met moet dus goed nadenken over de keuze van de te bewaken locaties. Naast de genoemde aspecten, dienen bij de keuze van de locaties tevens de werk-

10 Uitvoering

zaamheden te worden beschouwd. Enerzijds moet worden voorkomen dat de aanwezigheid van de meters de werkzaamheden al te veel hinderen en anderzijds moet worden voorkomen dat de meters of de kabels beschadigd raken.

Tengevolge van kruip kunnen de waterspanningen hoger blijven dan verwacht. Dit is tevens het geval indien plastische vervormingen zijn opgetreden. Er dient daarom voor te worden gewaakt dat de maximale hoogte per slag niet wordt overschreden, ook niet tijdelijk door bijvoorbeeld een gronddepot.

Stabiliteitsbewaking bij spuitwerk is gecompliceerder dan bij een ophoging in den droge. Bij een ophoging in den droge zijn de slagen minder dik en is ingrijpen op ieder moment mogelijk. Bij het spuiten van dikke lagen kan de belastingtoename nabij de waterspanningsmeters zo snel zijn dat zonder een zeer intensieve bewaking tijdig ingrijpen niet mogelijk is. De toepassing van bronbemaling kan het proces beter beheersbaar maken.

10.6 Veiligheid van de dijk tijdens de uitvoering

In principe geldt dat de veiligheid van de dijk (of het waterkerend vermogen) niet minder mag worden tijdens de uitvoering. Dit houdt in dat in de winterperiode, van 15 oktober tot 15 maart (rivierdijken) of 15 april (zee- en meerdijken) geen werkzaamheden mogen worden uitgevoerd. Werkzaamheden die de veiligheid op geen enkele wijze aantasten kunnen in overleg met de beheerder wel worden toegestaan.

Ook in de zomerperiode mag de veiligheid niet ontoelaatbaar worden aangetast. Voor zee- en meerdijken zijn aparte zomerrandvoorwaarden opgesteld ten aanzien van de waterstanden en golfhoogten (*Ref. Leidraad Zee- en Meerdijken*). Hier kan van worden afgeweken indien extra maatregelen worden getroffen om de veiligheid te garanderen. Bij rivierdijken worden altijd eisen gesteld om de veiligheid te garanderen. Zo zal de aannemer bijvoorbeeld de sterkte van de dijk binnen een bepaald aantal dagen op de oude sterkte moeten kunnen brengen.

Als tijdens of na de werkzaamheden de bekleding van het buitentalud niet aanwezig of gereed is in de winterperiode, moet een tijdelijke bescherming worden aangebracht.

Voor de aan te houden veiligheden ten aanzien van de stabiliteit tijdens uitvoeringssituaties dient onderscheid te worden gemaakt tussen afschuivingen die de veiligheid van de waterkering aantasten en afschuivingen die uitsluitend schade aan het werk tot gevolg hebben. Bij de eerste is de gebiedsbescherming in het geding en dient het veiligheids criterium zoveel mogelijk aan te sluiten bij de gebiedsbeschermingsnorm voor het achterland. Bij de laatste gaat het om een economische afweging. De kosten van de uitvoering worden hierbij afgezet tegen de kosten van reparaties ten gevolge van afschuivingen. Uit onderzoek is gebleken dat zo'n economisch optimum bij relatief grote instabiliteitskansen wordt bereikt, namelijk in de

orde van 10^{-2} tot $3 \cdot 10^{-2}$. Deze kansen liggen ordes hoger dan toelaatbare instabiliteitskansen, die aansluiten op de gebiedsfrequentie (10^{-5} tot 10^{-6} per jaar).

Bij het beoordelen van de stabiliteit gedurende een geplande uitvoeringssituatie moet daarom worden nagegaan in hoeverre kritieke glijvlakken of glijcirkels het waterkerende vermogen van de (oude) dijk aantasten. Als regel wordt gesteld, dat glijvlakken die, eventueel na een secundaire afschuiving, de kruin aantasten, moeten voldoen aan het strenge stabiliteitscriterium (zie hierna bij criteria stabiliteitsfactor), rekening houdend met de voor de uitvoeringsperiode maatgevende waterstand. Hier kan alleen van af worden geweken indien middels een risico-analyse is aangetoond dat de veiligheid voldoende blijft. Voor glijvlakken die uitsluitend schade aan het werk veroorzaken kan een lager criterium worden aangehouden.

Opspuiten of droog inrijden

Voor de stabiliteitbeoordeling tijdens een uitvoeringssituatie is het van belang de optredende water(over)spanningen in het (oude en nieuwe) dijklichaam en de ondergrond veilig in te schatten. De mate van onzekerheid met betrekking tot waterspanningsontwikkeling is sterk afhankelijk van de wijze van aanbrengen van nieuw dijkmateriaal: opspuiten of droog inrijden. Bij droog inrijden is de generatie van wateroverspanningen in de ondergrond betrekkelijk goed voorspelbaar. Moeilijker is het om de mate van dissipatie van wateroverspanningen als functie van de tijd na aanbrengen van een ophogingslag vast te stellen. Om die reden wordt een aanzienlijke veiligheidsmarge gehanteerd ten aanzien van de consolidatiecoëfficiënt waarmee bij het ontwerp van het uitvoeringstraject mag worden gerekend. Afhankelijk van de vraag of de waterspanningen worden gemonitord, wordt een hogere of lagere een partiële materiaalfactor voor de consolidatiecoëfficiënt gehanteerd. Een lagere materiaalfactor kan alleen worden toegepast als op basis van de waargenomen waterspanningen tijdens de uitvoering direct geëigende maatregelen worden genomen als zich onverwachte ongunstige ontwikkelingen met betrekking tot de stabiliteit voordoen.

Bij opspuiten is de ontwikkeling van waterspanningen in de ondergrond en dijklichaam aanzienlijk ongunstiger en onzekerder, doordat:

- het tempo van werken dikwijls veel hoger ligt dan bij droog inrijden,
- het stort verzadigd is en daardoor vanuit het stort water binnendringt in het (oude) dijklichaam en de perskaden,
- de werkwijze minder flexibel is dan bij inrijden, waardoor de mogelijkheid om effectief in te grijpen bij onverwachte waterspanningsontwikkelingen kleiner is.

Randvoorwaarden met betrekking tot de buitenwaterstand

Wanneer de buitenwaterstand een rol speelt in de stabiliteitsanalyse moet worden uitgegaan van veilige schattingen hiervoor.

Als een hoge buitenwaterstand een rol speelt bij de stabiliteit, dan moet worden gerekend met een extreme waterstand. Voor werkzaamheden in de zomerperiode kan deze zijn gebaseerd op de hoogwaterstatistiek voor de zomerperiode, met een overschrijdingskans gelijk aan de vigerende ge-

10 Uitvoering

biedsfrequentie. Voor zee- en meerdijken is hierover enige informatie opgenomen in de (Ref.) *Leidraad Zee- en Meerdijken*. Meer informatie en informatie over waterstanden op de rivieren is te verkrijgen bij Rijkswaterstaat (RIKZ of RIZA).

Veiligheid

De situatie tijdens de uitvoering van dijkversterkingswerkzaamheden is met betrekking tot grondmechanische instabiliteit vaak onveiliger dan de eindtoestand, dit komt door de tijdens de ophogingsslagen gegenereerde en slechts langzaam uitdempende wateroverspanningen in de ondergrond. De kans op instabiliteit wordt sterk beïnvloed door het tempo waarin de ophogingsslagen worden aangebracht, en kan beter worden ingeschat naarmate men meer zekerheid heeft omtrent het verloop van het proces van dissiperen van de wateroverspanningen.

Het vaststellen van de toelaatbare kans op instabiliteit tijdens de uitvoering wordt, vanuit een oogpunt van economische optimalisering, bepaald door de kosten van uitvoering enerzijds en de verwachte schade anderzijds. Een laag tempo heeft hoge kosten tot gevolg, maar de kosten van schadeherstel stijgen naarmate de kans op instabiliteit toeneemt.

Daarnaast moeten tijdens de uitvoering randvoorwaarden in acht worden genomen ten aanzien van de veiligheid tegen inundatie. Wanneer de buitenwaterstand een rol speelt in de stabiliteitsanalyse moet van een veilige schatting hiervoor worden uitgegaan (zie § 11.6 en zie *Leidraad Zee- en meerdijken* § 6.5). Voorlopig dient een rivierpeil te worden aangehouden dat door de dijkkring op het moment van verbetering kan worden gekeerd. Als praktische waarde wordt een waterstand aanbevolen die 0,50 m lager ligt dan de laagste bestaande kruinhoogte in de dijkkring aan het begin van de versterkingsronde, rekening houdend met het daarbij optredende rivierverhang. Bij zee- en meerdijken kan een waterstand worden aangehouden die ongeveer gelijk is aan de kruinhoogte, verminderd met de waakhogte die volgens het ontwerp nodig is.

Het vraagstuk van de toelaatbare kans op instabiliteit en de daarbij aan te houden randvoorwaarden is overigens nog steeds onderwerp van onderzoek.

Water(over)spanningen ten gevolge van ophogingen

Ten gevolge van eerdere dijkverhogingen kunnen nog initiële wateroverspanningen aanwezig zijn, die kunnen worden aangetoond met waterspanningsmeters. De sterkte van de dijk wordt daardoor verkleind. Bij het aanbrengen van ophogingen voor dijk aanleg of dijkversterking daalt de schuifsterkte in het klei/veenpakket in, onder en naast de dijk. De belastingtoename wordt voornamelijk vertaald in wateroverspanningen, waardoor de korrelspanningen en daarmee de schuifsterkte, afnemen. Ten gevolge van het consolidatieproces zullen de wateroverspanningen mettertijd afnemen, met als gevolg een toename van de effectieve spanningen ofwel de schuifsterkte. In het benedenrivierengebied is de initiële schuifsterkte vaak onvoldoende om de totale aanvulling te dragen. Dan is een gefaseerde uitvoering gewenst, zodat gebruik kan worden gemaakt van het gelei-

delijk toenemen van de effectieve spanningen in de ondergrond, en daarmee van de schuifsterkte.

Voor het bepalen van het uitvoeringstempo, dat afhangt van de stabiliteit tijdens de verschillende uitvoeringsstadia, moet de grootte van de wateroverspanningen en de consolidatiesnelheid worden berekend. Is op basis van de geometrie en de grondeigenschappen te verwachten dat de schuifvervormingen beperkt zullen blijven, dan kan de toename van de waterspanningen worden voorspeld op grond van de elasticiteitstheorie. Het consolidatieverloop kan globaal worden berekend met de eendimensionale consolidatietheorie van Terzaghi. Zijn de schuifvervormingen daarentegen groot - te verwachten bij een lage stabiliteitsfactor -, dan zijn de wateroverspanningen groter dan op basis van de elasticiteitstheorie wordt voorspeld. Dit is een gevolg van de plasticiteit en de contractie (zie § 4.3.7). De grootte van de wateroverspanningen kan in dit geval worden voorspeld met behulp van een elementenmodel gebaseerd op een elasto-plastisch grondmodel, zoals het Soft Soil Creep Model.

Tweedimensionale consolidatie

Wordt het consolidatiegedrag van de grond in sterke mate beïnvloed door horizontale deformatie en/of horizontale afstroming van het overspannen grondwater, dan is een tweedimensionale beschouwing gewenst. Dit is het geval bij anisotrope veenlagen (zie § 4.3.6) waar de horizontale doorlatendheid, als gevolg van het vervormingsproces een veelvoud van de verticale waarde kan zijn.

Een tweedimensionale consolidatieberekening kan eveneens gewenst zijn als de breedte van de ophoging relatief klein is ten opzichte van de dikte van het samendrukbare pakket. In dat geval treedt namelijk zowel spanningsspreiding op in de ondergrond alsmede tweedimensionale stroming van het poriënwater.

Met behulp van een eindige-elementenmethode kan het tweedimensionale consolidatiegedrag worden berekend.

Hierbij wordt gebruik gemaakt van de basisvergelijkingen die door Biot zijn opgesteld.

Ten gevolge van kruipverschijnselen kan de voorspelde consolidatiesnelheid tegenvallen: de wateroverspanningen blijven hoog. Deze effecten kunnen worden berekend met EEM op basis van het Soft Soil Creep Model. Indien de berekende wateroverspanningen kritiek zijn voor de stabiliteit tijdens de uitvoering van het werk, dan moeten ze tijdens de uitvoering worden gemeten; aanbevolen wordt daarbij gebruik te maken van elektrische of Bourdon-waterspanningsmeters. De werkelijke waterspanningen kunnen namelijk sterk afwijken van de voorspelde; onzekerheden in de laagopbouw, het rekenmodel en de mate van nauwkeurigheid waarmee de waterdoorlatendheid kan worden bepaald, zijn daarvan de voornaamste oorzaken. Het kan gewenst zijn de rekenresultaten gedurende de uitvoering bij te stellen, om te voorkomen dat de uitvoering onnodig lang duurt of dat er ongewenste risico's worden genomen.

10 Uitvoering

Squeezing

Onder invloed van een belasting op het maaiveld kan een slappe laag, direct of dicht onder het maaiveld, worden weggeperst. Dit verschijnsel, dat ook wel het ijswafeleffect wordt genoemd, is algemeen bekend als zijdelings wegpersen of 'squeezing'. Tijdens de uitvoering van dijkversterkingwerkzaamheden kan dit van belang zijn. Squeezing wordt veroorzaakt doordat lokaal en in relatief korte tijd wateroverspanningen ontstaan in de weinig draagkrachtige laag, waardoor de schuifspanning de aanwezige schuifsterkte overschrijdt.

Voor de berekeningsmethode 'Ijsseldijk' wordt verwezen naar § 5.9.6 van CUR 162 (*Ref. Construeren met grond*).

10.7 Overhoogte bij afwerking

De hoogte van de kruin van de dijk en eventueel van bermen, dient tenminste gelijk te zijn aan de ontwerphoogte vermeerderd met de zettingen die binnen de planperiode kunnen optreden. In het algemeen zullen zettingsberekeningen worden uitgevoerd om de zettingen in te schatten. De resultaten van deze berekeningen kunnen worden bijgesteld aan de hand van metingen. Hiertoe worden zakbaken geplaatst, die regelmatig worden ingemeten. Door extrapolatie van de metingen kan een prognose voor de zetting worden verkregen. Hierbij dient, indien van toepassing, rekening gehouden te worden met het feit dat de metingen zijn gedaan terwijl de ophoging nog niet volledig was aangebracht. Hoewel van het grootste belang, is de juiste hoogte van de kruin niet de enige randvoorwaarde voor het opleveringsprofiel. Het zal immers duidelijk zijn dat het op te leveren profiel zowel in dwars- als in lengterichting goed moet ogen. Een complicerende factor is dat bij toepassing van zand in de kern en de klei als afdeklaag ernaar wordt gestreefd de overhoogte zoveel mogelijk in het goedkope zand aan te brengen, en niet in de klei. Dit betekent dat reeds bij het profileren van het zand een goede prognose van de zettingen bekend moet zijn. Zo niet, dan moet ofwel aangebracht zand weer worden verwijderd, ofwel het tekort aan overhoogte in klei worden aangebracht. Een goed samenspel tussen directie en grondmechanisch adviseur is in deze onontbeerlijk.

Ook voor de zettingsprognose geldt dat bij spuitwerk in sommige gevallen minder nauwkeurig kan worden voorspeld. Vanwege het hoge tempo zal het zettingsproces in het algemeen ten tijde van de prognose minder goed op gang zijn gekomen. Bovendien komt de configuratie van het dwarsprofiel direct na het spuiten slecht overeen met het uiteindelijk te realiseren dwarsprofiel.

Van belang voor de prognose is nog dat inzicht bestaat in de waterstand in het stort. Hiertoe wordt de wand van de zakbaken aan de onderzijde van perforaties voorzien zodat ze tevens als open peilbuis kunnen fungeren.

Een prognose op basis van metingen kan alleen worden gegeven indien de meetreeks voldoende lang is. Dit houdt in dat een prognose niet kan worden gegeven kort nadat de laatste ophoging is aangebracht. Meestal is het

toch raadzaam om de dijk niet af te werken direct nadat de laatste ophoging is aangebracht. De restzettingen zijn dan immers nog relatief hoog en verlopen snel, waardoor schade aan een harde afwerkingslaag, zoals een steenzetting of een asfaltverharding kan ontstaan. In sommige gevallen wordt hierom een seizoen gewacht met het afwerken van de dijk. In de tussentijd zal veelal een tijdelijk afwerking aangebracht moeten worden.

Indien verticale drainage is toegepast, kan bij de zettingsprognose een complicatie optreden door het afwijkende consolidatiegedrag. Een deskundige interpretatie van zettingsmetingen en waterspanningsmetingen is in dit geval zeker op zijn plaats.

In de praktijk blijkt de verrekenmethode voor de bouwstoffen eveneens van invloed te zijn op de gerealiseerde ophoging, in verband met de economische motieven van de aannemer.

10.8 Kwaliteitscontrole

Grondeigenschappen

De aangebrachte grond dient te worden gecontroleerd met betrekking tot de samenstelling en verdichting. Hierdoor kan worden nagegaan of de grond inderdaad de eigenschappen heeft verkregen die in het ontwerp zijn aangehouden. Afhankelijk van de grondeigenschappen die in het ontwerp zijn aangehouden en de invloed daarvan op de diverse faalmechanismen, zal meer of minder aandacht aan de samenstelling en verdichting van de grond moeten worden gegeven. Voor de eisen die aan klei worden gesteld wordt verwezen naar het (Ref.) *Technisch Rapport Eisen klei voor dijken*.

Keuring van grond is omschreven in de (Ref.) *Standaard RAW-bepalingen*. De definitieve controle vindt plaats door middel van steekproeven, welke na verwerking van de grond worden genomen. De samenstelling wordt in een laboratorium vastgesteld voor een beperkt aantal monsters, conform de *Standaard RAW-bepalingen*. De verdichting wordt, eveneens op basis hiervan gecontroleerd.

Naast de keuringen die in de *Standaard RAW-bepalingen* worden voorgescreven verdient het de aanbeveling om doorlopend gedurende het werk de samenstelling en verdichting in te laten schatten door ervaren personeel. De verdichtingsgraad van zand kan tussentijds worden ingeschat met behulp van een penetrometer of een handsondeerapparaat. Bij twijfel over de verdichting van klei kunnen aanvullend ook proefsleuven worden gegraven. Hiermee kan worden nagegaan of er nog holtes in de klei aanwezig zijn.

Documentatie

Het verdient aanbeveling om na afloop van de werkzaamheden alle relevante informatie te bundelen. Dit betreft onder andere:

- Keuringsrapporten van de toegepaste materialen, waaronder grond;
- Informatie over wijzigingen in het ontwerp, inclusief eventuele aanvullende ontwerpberekeningen;

10 Uitvoering

- Resultaten van zettingsmetingen en de bijgestelde zettingprognose;
- Eventuele resultaten van waterspanningsmetingen, afgezet tegen de vooraf verwachte snelheid van consolidatie;
- Revisiemetingen of eindopnamen;
- Bijzonderheden tijdens de uitvoering;
- Bijzonderheden ten aanzien van beheer en onderhoud, bijvoorbeeld omdat er bijzondere constructies of niet waterkerende objecten in het dijkvak aanwezig zijn, of omdat er bepaalde aannamen in het ontwerp zijn gedaan, waarbij in de praktijk middels inspectie blijvend moet worden voldaan.

Deze informatie bevat tezamen met de ontwerprapporten en het bestek alle informatie die de beheerder van de waterkering nodig heeft voor het beheer van de dijk. Specifieke onderhoudsvoorschriften voor bijvoorbeeld een grasmat of bijzondere constructies kunnen hier nog aan worden toegevoegd.

11 Case studie

11.1 Inleiding en projectomschrijving

In de voorgaande hoofdstukken is het ontwerp van waterkerende grondconstructies in geotechnische zin uitgebreid beschreven. In dit hoofdstuk zal een aantal van de behandelde aspecten worden toegelicht aan de hand van een voorbeeld uit de adviespraktijk. Het gaat daarbij primair om een illustratie van het technisch rapport en niet om het integraal weergeven van een dijkverbeteringsproject. Sommige integrale aspecten zoals bijvoorbeeld de vertaalbaarheid van resultaten naar andere strekkingen en de keuze van een representatief dwarsprofiel uit een totale strekking zullen dan ook niet aan de orde komen.

Het voorbeeld betreft een gedeelte van de waterkering gelegen langs het Zwarte Water ten noorden van Zwolle. Deze waterkering diende eind jaren negentig te worden getoetst en indien noodzakelijk, te worden aangepast aan de normen zoals omschreven in de *Wet op de waterkering* en uitgewerkt in de vigerende leidraden en technische rapporten. Om de aanpassingen op voorhand te minimaliseren is besloten om bij de brug van de N50 over het Zwarte Meer een balgstuw aan te leggen. Deze afsluitbare stuw voorkomt het opstuwten van IJsselmeerwater in de richting van het Zwarte Water en leidt derhalve tot lagere maatgevende waterstanden in het stroomgebied gelegen achter de Balgstuw Ramspol. Hiervan werd op voorhand een gunstig effect op de veiligheid van de waterkering verwacht.

Door de aanleg van de balgstuw verandert het karakter van het rivierenstelsel achter de balgstuw. Door het verdwijnen van de invloed van het IJsselmeer zal het rivierenstelsel de eigenschappen van bovenrivierlopen aannemen.

In eerste instantie is de huidige toestand van de waterkering langs het Zwarte Water conform de geldende leidraden en technische rapporten geïnventariseerd. De resultaten van dit grondmechanisch onderzoek waren in die mate tegenvallend, dat de aanpassingen op basis van dit onderzoek grootschaliger zouden uitvallen dan op voorhand vanwege de aanleg van de balgstuw was verwacht.

Naar aanleiding hiervan en vanwege het beschikbaar komen van de methode actuele sterkte (nog uit te brengen *Technisch Rapport Actuele sterkte van dijken*) is onderzocht of binnen de door het bevoegd gezag gestelde ontwerpvoorwaarden en uitgangspunten nog mogelijkheden tot optimalisatie van de resultaten van het grondmechanisch hoofdonderzoek aanwezig waren. Het uiteindelijk uitgevoerde onderzoek op basis van de methode actuele sterkte heeft geleid tot een aanzienlijke reductie van de verbeterings- en ontwerpdimensies.

Het bovenstaande proces wordt aan de hand van een voorbeeldprofiel toegelicht. Het voorbeeldprofiel bevindt zich ter plaatse van de Driehoek langs het Zwarte Water (zie figuur 11.1.1) en is maatgevend voor de dijkstrekking ter plaatse.

11 Case studie



Figuur 11.1.1 Locatie voorbeeldprofiel de Driehoek langs het Zwarte Water

11.2 Gegevens grondmechanisch onderzoek

11.2.1 Inleiding

In deze paragraaf worden de basisgegevens voor dit project gegeven: grondopbouw, grondonderzoek, belastingen en overige gegevens.

11.2.2 Grondonderzoek, geologie en grondopbouw

Ter bepaling van de opbouw van de ondergrond langs het Zwarte Water ten behoeve van het grondmechanisch onderzoek is terreinonderzoek uitgevoerd en is de geologie van het gebied bestudeerd. Het terreinonderzoek heeft bestaan uit:

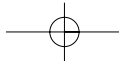
- Elektromagnetische metingen;
- Sonderingen;
- Diepe machinaal uitgevoerde boringen;
- Ondiepe handmatig uitgevoerde boringen.

De geologie van de betreffende locatie langs het Zwarte Water wordt in belangrijke mate bepaald door sedimenten, die gedurende het Pleistoceen en Holoceen onder invloed van rivieren, zee en de wind zijn afgezet.

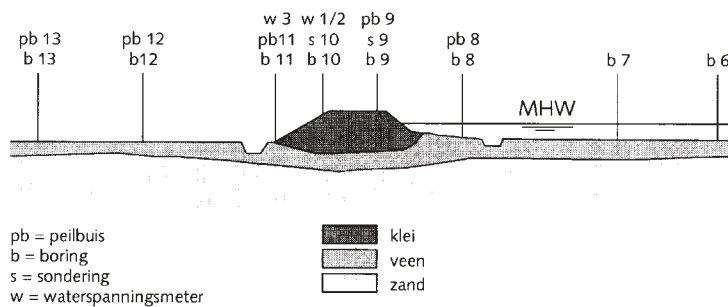
Het Holoceen wordt gekenmerkt door een zeespiegelstijging, waardoor in lagere gebieden veen kon ontstaan en zeeklei kon worden afgezet. De lagere ligging van het landschap langs het Zwarte Water heeft geleid tot het ontstaan van een vochtig milieu dat veenvorming mogelijk maakte. Het gebied grenzend aan het Zwarte Water is blootgesteld geweest aan frequente inundaties waarbij zeeklei werd afgezet. Plaatselijk kan het holoceen pakket bestaand uit klei en veen zijn onderbroken door een rivierduin of zandige rivierafzettingen. Onder het holocene pakket bevindt zich het pleistocene zand. De bovenste laag van het pleistocene zand met een gemiddelde dikte van 5 meter behoort tot de formatie van Twente en heeft een relatief kleine gemiddelde korrelgrootte van 0,2 mm. Onder de formatie van Twente bevinden zich grovere zanden, die tot de formatie van Kreftenheye behoren. De dikte van deze laag bedraagt ongeveer 50 meter. De gemiddelde korrelgrootte van dit zand is bepaald op 0,5 mm.

Op basis van het terreinonderzoek en de geologische beschouwing is de grondopbouw vastgesteld en zijn geotechnische lengteprofielen opgesteld voor de binnenteen, de kruin en de buitenteen van de waterkering. Langs het Zwarte Water is onder en naast de dijk een vrijwel aaneengesloten holoceen pakket bestaande uit veen en klei aanwezig. Het veen bestaat voornamelijk uit Hollandveen en heeft een dikte van 2 tot 3 meter. Het veen wordt plaatselijk afgedekt door een dunne kleilaag van de formatie van Duinkerke met een dikte die varieert tussen 0,2 en 0,6 meter.

Ter plaatse van het voorbeeldprofiel ontbreekt de afdekkende kleilaag van de formatie van Duinkerke en bestaat het hele holocene pakket uit Hollandveen. In het voorland bedraagt de dikte van het veenpakket 2,3 meter, terwijl de dikte in het achterland 2,5 meter bedraagt. Door het gewicht van de dijk is de dikte van het veenpakket onder de dijk gereduceerd tot 0,8 meter. De dijk zelf bestaat geheel uit opgebrachte klei. De kruin bevindt zich op 3 meter + NAP. Het onder het holocene pakket gelegen pleistoceen zand vormt de vaste onsamendrukbare basis.



11 Case studie



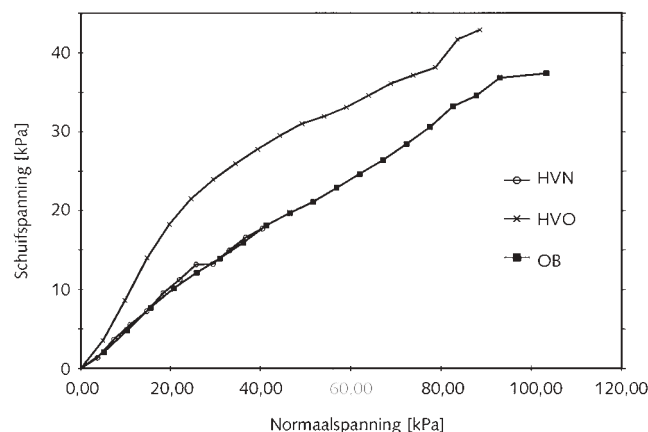
Figuur 11.2.1 Geschematiseerd profiel ter plaatse van de Driehoek

11.2.3 Laboratoriumonderzoek en parameterbepaling

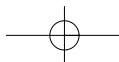
Ter bepaling van de eigenschappen van de op de voorbeeldlocatie voorkomende grondsoorten zijn ongeroerde monsters gestoken en zijn sterkteproeven uitgevoerd in het laboratorium. Van de samendrukbare grondsoorten zijn op statistische wijze regionale proevenverzamelingen van sterkteparameters opgesteld. Het betreft de grondsoorten:

- Hollandveen onbelast (naast de dijk, HVN);
- Hollandveen belast (onder de dijk, HVO);
- Dijkmateriaal (OB).

Deze proevenverzamelingen zijn gebruikt om middels een statistische bewerking de zogenaamde karakteristieke waarden van de sterkteparameters vast te stellen. De karakteristieke waarden van de sterkteparameters worden gecorrigeerd met een materiaalfactor om verschillen tussen beproevingsmethoden en onzekerheden in de beschrijving van het materiaalgedrag in rekening te brengen. De gecorrigeerde karakteristieke waarden van de sterkteparameters (rekenwaarden) zijn weergegeven in figuur 11.2.2



Figuur 11.2.2 Rekenwaarden sterkteparameters volgens het grondmechanisch onderzoek



De onsamendrukbare grondsoorten zijn niet in het laboratorium beproefd. Voor het pleistocene zand in de ondergrond is conform de *NEN 6740* een effectieve hoek van interne wrijving van 30 graden en een effectieve cohesie van 0 kN/m² aangenomen.

11.2.4 Overige gegevens

De maximale belasting van het dijklichaam vindt plaats tijdens maatgevende omstandigheden. Het maatgevend hoogwater (MHW) bedraagt 1,5 meter + NAP voor de Driehoek. Het polderpeil bevindt zich op 1,3 meter beneden NAP. De kruin van de dijk bevindt zich op 3 meter + NAP. Op de dijk bevindt zich een geasfalteerde weg, zodat ook met verkeersbelasting rekening dient te worden gehouden.

De (Ref.) *Leidraad Toetsen op Veiligheid* geeft de volgende processen als aanvullende hydraulische belastingen:

1. Lokale opwaaiing, buistoten en bui-oscillaties:
niet van toepassing in bovenrivierengebied;
2. Golfoverslag:
toepassing volgens richtlijnen van de *Leidraad Toetsen op Veiligheid*;
3. Golven in voorhavens:
niet van toepassing in het voorbeeld gebied;
4. Stroming:
niet van toepassing in het voorbeeld gebied;
5. Scheepsgolven:
niet van toepassing onder MHW-condities;
6. Golfbrandvoorwaarden bij lagere dan maatgevende waterstand:
MHW condities worden maatgevend verondersteld;
7. Kwelstroming:
maakt deel uit van de toetsing op het optreden van piping.

Overige belastingen worden in de *Leidraad Toetsen op Veiligheid* omschreven als invloeden of processen die het functioneren van de waterkering kunnen bedreigen.

De volgende processen en invloeden vallen onder de overige belastingen:

1. IJs:
niet van toepassing in het voorbeeld gebied;
2. Verkeer:
volgens het voorliggende *Technisch Rapport Waterkerende Grondconstructies* mee te nemen in berekeningen;
3. Wind:
heeft geen directe invloed op de waterkering. Alleen bij bomen of hoge constructies is sprake van windbelasting;
4. Aanvaringen en drijvende voorwerpen:
alleen van toepassing bij afsluitbare kunstwerken;
5. Aardbevingen:
niet van toepassing in het voorbeeld gebied.

11.3 Toetsing en Ontwerpconsequenties Grondmechanisch onderzoek

11.3.1 Inleiding

De toetsing op veiligheid van het voorbeeldprofiel de Driehoek is uitgevoerd conform de *Leidraad Toetsen op Veiligheid*. De toetsing beschouwt de volgende onderdelen:

- Kruinhoogte (HT);
- Piping (STP);
- Binnenwaartse macrostabiliteit (STM);
- Buitenwaartse macrostabiliteit (AF, STV);
- Microstabiliteit (STU).

11.3.2 Kruinhoogte (HT)

De score van de toetsing van de kruinhoogte wordt bepaald door de absolute kruinhoogte, de toegankelijkheid van de kruin en de mate van overlast, berging en afvoer en de mate van erosie en stabiliteit van de kruin en het binnentalud.

De absolute kruinhoogte wordt bepaald door:

- kruinhoogte-vermindering als gevolg van zetting;
- golfploop;
- lokale opwaaiing en de invloed van buistoten;
- toeslag voor hoogwaterstijging.

Stap 1:

Gezien de grondopbouw en de tijdsduur na de laatste ophoging van de dijk bedraagt de verwachte zetting 0,05 meter. De huidige kruinhoogte is 3,0 meter + NAP en het MHW bedraagt 1,5 meter + NAP. De waakhogte voldoet dus aan de minimum eis van 0,5 meter.

Stap 2:

Lokale opwaaiing en de invloed van buistoten worden niet significant geacht om in de beoordeling te worden opgenomen. Berekening van de golfploop-hoogte dient volgens de vigerende leidraden en technische rapporten te worden uitgevoerd. De waterkering is op het zuid-oosten geëxponeerd. Bij berekening van de 2% golfploop zijn de volgende uitgangspunten gehanteerd:

Effectieve strijklengte (F)	350	[m]
Waterdiepte voorland (d)	2,0	[m]
Ontwerpwaarde windsnelheid (u)	9,0	[m/s]
Cotangens helling buitentalud (n)	2,5	[-]

De golfploop van het betreffende traject van de waterkering bedraagt 0,26 meter, zodat de kruinhoogte aan de regels van de vigerende leidraden en technische rapporten voldoet.

Score HT : Goed.

11.3.3 Piping (STP)

Het optreden van piping tijdens maatgevende omstandigheden wordt bepaald door:

- de lengte van de kwelstroom;
- de dikte, doorlatendheid en erosiegevoeligheid van de watervoerende laag;
- de aanwezigheid en dikte van een slecht doorlatende toplaag;
- het potentiaalverschil over de lengte van de kwelstroom.

Het verschijnsel piping kan alleen optreden indien de kwelstroom in het pleistocene pakket door het holocene pakket heen het maaiveld kan bereiken. Aangenomen is dat de intredende waterstroming in het voorland kan optreden bij een dikte van het holocene afdekkende pakket minder dan 1,5 meter. Hierbij is uitgegaan van een minimale dikte van 1 meter en een veiligheidsmarge van 0,5 meter die variaties in laagdikte en de aanwezigheid van geroerde grond in rekening brengt.

Het optreden van een uitredende waterstroming aan de binnendijkse zijde is afhankelijk van de mogelijkheid voor het optreden van opbarsten van de afdekkende holocene lagen. De controle voor het optreden van opbarsten is uitgevoerd door de stijghoogte in het watervoerende pakket onder de binnendijkse sloot te vergelijken met het gewicht van het bovenliggende holocene pakket. De stijghoogte in het watervoerende pakket is berekend conform de richtlijnen in de *Leidraad voor het ontwerpen van rivierdijken deel 1*. De berekening is gebaseerd op de volgende uitgangspunten:

Doorlaatvermogen (kD)	5000	[m ² /d]
Doorlatendheid afdekkende laag (k)	0,1	[m/d]
Lengte voorland ($L1$)	350	[m]
Lengte dijklichaam ($L2$)	25	[m]
Lengte achterland ($L3$)	250	[m]

De stijghoogte ter plaatse van de 2,5 m brede en 1,0 m diepe binnendijkse sloot bedraagt 0,11 [m] t.o.v. NAP.

Bij de controle op het optreden van opbarsten is conform *NEN 6740* een veiligheidsfactor $\beta = 1,1$ toegepast:

$$1,2 * 10,5 + 0,3 * 10 / (1,1 * (0,11 + 2,80) * 10) = 0,5$$

De verhouding tussen de waterspanning en het gewicht van de afdekken- de laag bedraagt 0,5 zodat opbarsten kan optreden en de waterkering dient te worden getoetst op het ontstaan van zandmeevoerende wellen.

Stap 1:

De aanwezige kwelweglengte L tussen het in- en uittredepunt van de kwelstroom bedraagt 28,6 meter. Het potentiaalverschil over de dijk is 2,8 meter en de dikte van het holocene pakket D ter plaatse van de sloot aan de binnentoe van de dijk bedraagt 1,2 meter. Het profiel voldoet niet aan de veilige afmetingen voor zowel gronddruk als kwelweglengte.

11 Case studie

Stap 2:

De dijk is niet recent ontworpen en de grondslag voor het ontwerp is onbekend.

Stap 5:

Er is een groot aantal zandmonsters genomen waarvan zeefkrommen zijn bepaald, zodat een analyse volgens de ontwerpeisen mogelijk is.

Stap 6:

Toepassing van de methode Bligh (vergelijking 5.6.5) met een uit de zeefkrommen bepaalde coëfficiënt $C_{creep} = 17$ levert het volgende resultaat:

$$L_b = C_{creep} OH = 17 \cdot 2,8 = 47,6 \text{ meter.}$$

Het tekort aan kwelweglengte bedraagt dus 19 meter.

Stap 8:

De aanwezige kwelweglengte L bedraagt meer dan $10H$, zodat de methode Sellmeijer kan worden toegepast.

Het aanwezige kritieke verval volgens de Sellmeijer vergelijking dient groter te zijn dan het maatgevende verval bij MHW condities. Het maatgevende verval bij MHW condities volgt uit het verschil tussen de maatgevende rivierwaterstand en het polderpeil (pp) dat wordt vermenigvuldigd met een veiligheidsfactor $\mathfrak{I}(= 1,2)$, die onzekerheden in het model en de toe te passen parameters afdekt: (formule 5.6.4):

$$OH_{sterkte} > \mathfrak{I} OH \text{ met } OH = (MHW - pp)$$

De resultaten van de zeefkrommen zijn gebruikt om karakteristieke waarden van de parameters voor de toepassing van de methode Sellmeijer te bepalen.

De volgende karakteristieke waarden zijn bepaald:

- $d_{70, rep} = 0,228 \text{ mm};$
- $d_{60, rep} = 0,205 \text{ mm};$
- $d_{10, rep} = 0,085 \text{ mm}.$

Uit de Sellmeijer berekening volgt dat niet aan de eis wordt voldaan. De benodigde kwelweglengte volgens de methode Sellmeijer bedraagt 33,6 meter, zodat een tekort aan kwelweglengte van 5 meter bestaat.

Stap 9:

Gezien de hoge doorlatendheid in het watervoerend pakket en de relatief lange duur van de MHW periode is niet-stationair rekenen geen mogelijke optie, zodat de score 'onvoldoende' dient te worden toegekend.

Score STP: Onvoldoende.

Hierbij moet worden aangetekend dat een theoretische score onvoldoende niet hoeft te betekenen dat in de praktijk de dijk niet voldoet. De bewo-

ners, die al jaren langs de dijk wonen, kunnen feilloos wellen en of instabiele dijkgedeelten aanwijzen. Of piping al of niet een probleem vormt kan met deze informatie nog beter worden beoordeeld dan op basis van een theoretische som. Ook kan de uitkomst van glijvlakberekeningen met behulp van de informatie van beheerder of de bewoners worden getoetst. Met andere woorden; eventuele instabiele dijkgedeelten (vervormingen, gedeeltelijke afschuivingen, etc.) zijn in het veld te herkennen. Is dit niet het geval dan moet aan de uitkomst van de sommen worden getwijfeld.

11.3.4 Macrostabiliteit binnenwaarts (STM)

De toetsing van de binnenwaartse macrostabiliteit is gebaseerd op een situatie met een maatgevende hoogwaterstand.

Stap 1:

De dijk bestaat uit klei en de ondergrond bestaat uit een pakket Hollandveen op het pleistocene zand. De geometrie wordt beschreven door de volgende parameters:

D	1,9	[m], gemiddelde dikte samendrukbaar pakket onder de dijk;
n	2,0	[-], cotangens helling binnentalud;
H	3,6	[m], hoogte dijk ten opzichte van maaiveld achterland;
$o.b.$	1,0	[m], overbreedte kruin
A	>25,0	[m], lengte achterland met vlak maaiveld

Conform de *Leidraad Toetsen op Veiligheid* worden de volgende factoren afgeleid:

$$F_k \quad 1,1 \quad (-)$$

$$F_a \quad 0,5 \quad (-)$$

De toetsing levert het volgende resultaat:

$$\begin{array}{ll} o.b. \quad B F_k * H & \text{en} \quad A B F_a * H \\ 1,0 \cdot 1,1 * 3,6 & \text{en} \quad 25 \cdot 0,5 * 3,6 \end{array} \quad \text{Voldoet niet}$$

$$\begin{array}{ll} (B_{kr} - o.b.) + (h_{kr} - h_{dv}) * (n+1) B k & \\ (4,0 - 1,0) + (2,95 - 2,0) * 3 B 3 & \end{array} \quad \text{Voldoet niet}$$

Stap 2:

De dijk is niet recent ontworpen en de grondslag voor het ontwerp is onbekend.

Stap 4:

Tijdens het grondonderzoek is voldoende onderzoek verricht om een toetsing volgens de leidraden en technische rapporten uit te voeren. Er kan nader onderzoek worden gedaan in de vorm van stabiliteitsberekeningen volgens de methode Bishop.

11 Case studie

Bij berekening van de binnenwaartse macrostabiliteit dient volgens de geldende leidraden en technische rapporten een minimale schadefactor van 1,1 te worden gehanteerd. De score goed kan dus bij beoordeling van de binnenwaartse macrostabiliteit worden toegekend bij een veiligheidsfactor van 1,1 of hoger.

Bij de berekening van de veiligheidsfactoren dienen de hydrologische randvoorwaarden te worden vastgesteld. Het effect van de vorming van een freatische lijn in het dijklichaam en het effect van opdrijven van het achterland is van belang voor de stabiliteit van de waterkering. Bij beschouwing van de binnenwaartse macrostabiliteit kunnen twee afschuivingsmechanismen worden onderscheiden; de reguliere cirkelvormige afschuiving en een drukstaafmechanisme, dat optreedt onder opdrijfomstandigheden.

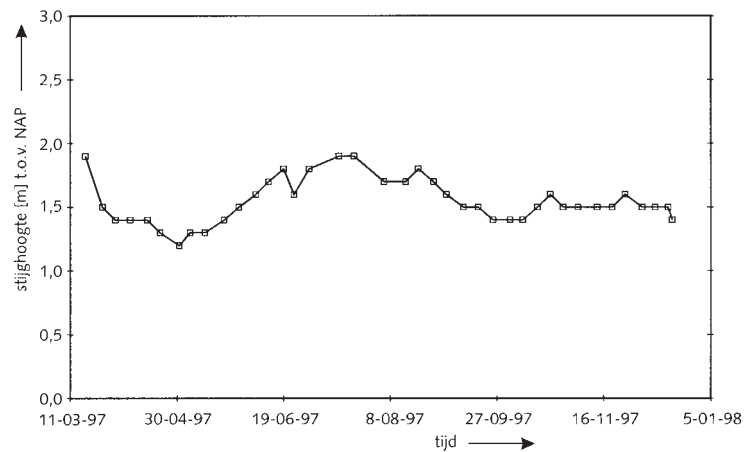
De mogelijkheid voor het optreden van opdrijven van het achterland en het in werking treden van het drukstaafmechanisme is beschouwd door de waterspanningen in het watervoerende pakket uit te rekenen. De berekening is uitgevoerd conform de richtlijnen uit de *Leidraad voor het ontwerpen van rivierdijken deel 1* en is reeds beschreven in § 11.3.3 (Piping (STP)).

Toetsing van de stabiliteit van het dijklichaam bij het optreden van het drukstaafmechanisme kan worden uitgevoerd door een aanpassing van de reguliere Bishop methode, die wordt gebruikt voor cirkelvormige glijvlakken. De weerstandloze opdrijfzone kan worden gestimuleerd door geen sterkte aan het holocene pakket toe te kennen in de opdrijfzone.

De freatische lijn in het dijklichaam tijdens MHW omstandigheden is afhankelijk van de grondsoort in de dijk. Bij slecht doorlatende klei kan bij voldoende neerslag een opbolling van de freatische lijn ontstaan. De hoogte van de opbolling is afhankelijk van de doorlatendheid van de klei.

De klei in de dijk is niet homogeen van samenstelling, zodat het meten van de waterspanningen in het dijklichaam de meest betrouwbare manier is om de mate van opbolling van de freatische lijn vast te stellen. De meetresultaten zijn weergegeven in figuur 11.3.1

Op basis van de meetresultaten is het volgende uitgangspunt bij de stabiliteitsberekeningen gehanteerd: bij een dijk met een kleikern bevindt de freatische lijn zich 1 meter onder de kruin van de dijk. Aan de zijde van het buitentalud verloopt de freatische lijn lineair naar de hoogte van het MHW. Aan de zijde van het binnentalud verloopt de freatische lijn lineair tot aan de teen van de dijk.



Figuur 11.3.1 Waterspanningsmetingen in het voorbeeldprofiel

In de toetsing is naast de hydrologische randvoorwaarden uitgegaan van een verkeersbelasting van 13 kPa.

Stap 6:

De stabiliteitsberekening resulteert in een veiligheidsfactor van 0.45 (opdriftsituatie).

Het intredepunt van de gepresenteerde glijcirkel in figuur 11.3.2 bevindt zich in het binnentalud, zodat gecontroleerd moet worden of deze afschuiving als maatgevend kan worden beschouwd. Indien de afschuiving het minimaal benodigd profiel ter voorkoming van inundatie niet aantast, kan een differentiatie van de schadefactor worden toegepast.

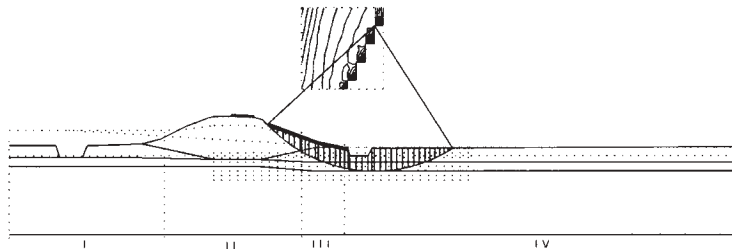
Het minimaal benodigd profiel ter voorkoming van inundatie wordt bepaald volgens de *Handreiking constructief ontwerpen*. De volgende parameters zijn gebruikt:

MKH	2,0 [m]	maatgevende kruinhoogte
k	3,0 [m]	minimaal benodigde kruinbreedte
n	2,0 [-]	minimaal benodigde cotangens helling binnentalud
H ₁	3,6 [m]	hoogteverschil kruin en achterland

$$\text{Zone 1} = 3 + 3,6 = 6,6 \text{ m}$$

Het intredepunt van de glijcirkel blijkt zich in zone 1 te bevinden, zodat differentiatie van de schadefactor niet mogelijk blijkt.

11 Case studie



toetsing binnenwaartse stabiliteit $SF = 0,451$

Figuur 11.3.2 Toetsing macrostabiliteit binnenwaarts

Stap 11:

Bewijs van goed gedrag van de waterkering uit een historische belastingssituatie blijkt onbetrouwbaar, zodat de score onvoldoende dient te worden toegekend.

Score STM: Onvoldoende.

11.3.5 Macrostabiliteit buitenwaarts (AF, LB, STV)

De buitenwaartse stabiliteit wordt beoordeeld aan de hand van het optreden van zettingsvloeiing en afschuiving en de beoordeling van de stabiliteit bij een snelle val van het buitenwater.

Stap 1:

De beoordeling op het optreden van afschuiving of zettingsvloeiing is de eerste stap in de toetsing van de buitenwaartse stabiliteit. Er zijn geen verwekingsgevoelige gebieden in het voorland bekend. Er dient dus te worden getoetst op afschuiving AF.

AF 1: Er wordt voldaan aan het bestortingscriterium;

AF 3 : De geuldiepte is minder dan 9 meter.

Score AF : Goed.

Stap 2:

De tweede stap betreft de beoordeling van de situatie tijdens een snelle val van het buitenwater (LB).

De dijk bestaat uit klei en de ondergrond bestaat uit een pakket Hollandveen op het pleistocene zand. De geometrie wordt beschreven door de volgende parameters:

V	350 [m]	lengte voorland
n	2,5 [-]	cotangens helling binnentalud
D ₁	1,9 [m]	gemiddelde dikte samendrukbaar pakket onder de dijk

H_1 3,5 [m] hoogteverschil tussen de dijk en het voorland
 h 2,0 [m] hoogteverschil MHW en het voorland
 D_2 50 [m] dikte laag die niet uit veen of humeuze klei bestaat
 De toetsing levert het volgende resultaat:

$V \geq 1,5 \cdot H_1$
 $350 \geq 1,5 \cdot 3,5$ Voldoet

$n \geq 3$
 $2,5 \geq 3$ Voldoet niet

$h + D_1 < 5$
 $2 + 1,9 < 5$ Voldoet

$D_2 \geq H_1 + D_1$
 $50 \geq 3,5 + 1,9$ Voldoet

De buitenwaartse stabiliteit bij laag buitenwater kan niet worden goedgekeurd op basis van geometrische bepalingen. Een nader onderzoek in de vorm van stabiliteitsberekeningen volgens de methode Bishop is noodzakelijk.

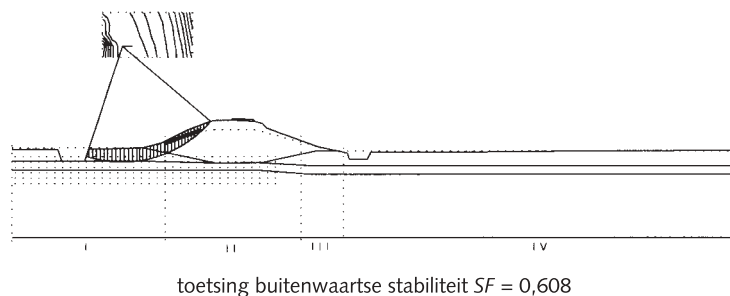
Stap 3:

Volgens de *Leidraad Rivierdijken deel 2, benedenrivieren* dient bij berekening van de buitenwaartse stabiliteit een schadefactor van 1,0 te worden gehanteerd. Dit betekent dat de berekende veiligheidsfactor een waarde groter dan 1,0 dient te hebben om de score 'goed' toe te kennen. De toetsing van de buitenwaartse macrostabiliteit is gebaseerd op de volgende uitgangspunten:

- in een dijk met een kleikern blijft het freatisch niveau na de val van het rivierwater onveranderd (zie binnenwaartse stabiliteit). De bovenste laag van het buitentalud met macroporiën ontwaterd tijdens de val van het water, zodat de freatische lijn 40 cm onder het maaiveld van het buitentalud zakt. Onder de kruin van de dijk blijft de hoogte van de freatische lijn onveranderd;
- bij afwezigheid van voorland boven 0 meter + NAP, daalt de freatische lijn in het voorland tot 0 meter + NAP;
- bij aanwezigheid van voorland boven 0 meter + NAP, daalt de freatische lijn tot het maaiveld in het voorland.

Naast de hydrologische randvoorwaarden is bij de berekeningen ook voor de toetsing van de buitenwaartse stabiliteit uitgegaan van een verkeersbelasting van 13 kPa.

11 Case studie



Figuur 11.3.3 Toetsing macrostabiliteit buitenwaarts

De resultaten van de stabiliteitsberekening geven een veiligheidsfactor van 0,61 zodat de score 'onvoldoende' moet worden toegekend.

Score STV : Onvoldoende.

Sinds mensenheugenis is er na het optreden van hoogwater geen buitentalud afgeschoven. Kennelijk gedraagt de praktijk zich toch anders dan de theorie. Op grond van zijn ervaring kan de adviseur bepalen of een berekende afschuiving het waterkerend vermogen aantast of uit onderhoudsoogpunt ongewenst is.

Treedt dan ook toevallig nog een hoge buitenwaterstand op dan is de adviseur instaat een optimaal advies te leveren, dat goed aan de betrokken partijen kan worden uitgelegd en rekening houdt met de adviezen van de commissie Boertien.

11.3.6 Microstabiliteit (STU)

De toetsing van het optreden van microstabiliteit berust op een evenwichtsbeschouwing van de toplaag van het binnentalud van de dijk tijdens maatgevende omstandigheden. Instabiliteit van de toplaag op het binnentalud bij maatgevende omstandigheden kan niet optreden onder de volgende omstandigheden:

- Er is reeds een bijna maatgevende belasting opgetreden en er is geen verlies van microstabiliteit geconstateerd;
- Er is een goed functionerende drainage-constructie van de binnenteen van de dijk aanwezig, zodat een stijging van de freatische lijn in het dijklichaam beperkt is;
- De dijk heeft een ondoorlatende kleikern, zodat stijging van de freatische lijn tijdens MHW omstandigheden beperkt is;
- De kern van de dijk bestaat uit zand en het binnentalud heeft een helling van 1:5 of flauwer, zodat de uitstroomb gradiënt te laag is om grondmateriaal te kunnen verplaatsen.

Stap 1:

De dijk bestaat uit een kleikern, zodat de score goed kan worden toegekend.

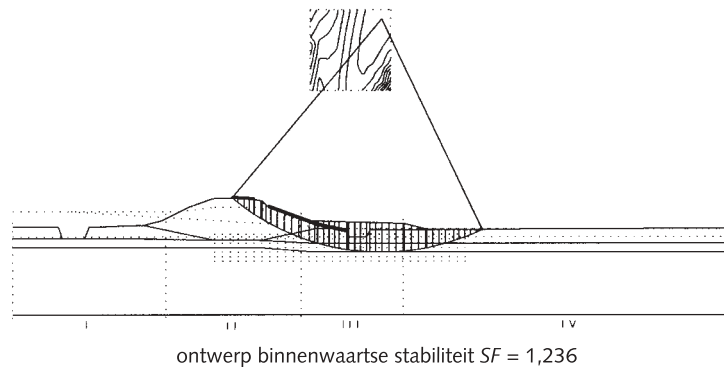
Score STU: Goed

11.3.7 Ontwerpconsequenties en conclusies

In de voorgaande beoordeling van de waterkering is gebleken dat de dijk tekortkomingen vertoont met betrekking tot het optreden van piping en de binnen- en buitenwaartse macrostabiliteit.

De tekortkoming in de vorm van een te korte aanwezige kwelweg om het optreden van piping tegen te gaan kan worden opgelost door de sloot aan de binnentoe van de dijk te dempen. Op deze wijze wordt het potentiële uittrede punt verwijderd en bevindt zich in het achterland een voldoende dikke afdekkende laag, omdat de laagdikte meer dan 1,5 meter bedraagt.

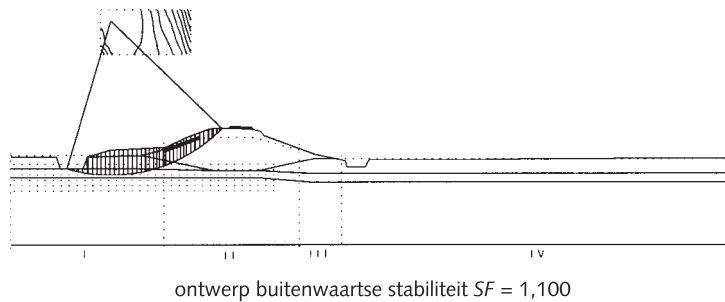
De tekortkoming met betrekking tot de binnenwaartse macrostabiliteit kan worden opgelost door een binnendijkse steunberm aan te brengen. De dimensies van de steunberm zijn bepaald middels een stabiliteitsberekening waarbij aan de minimale eis van een veiligheidsfactor van 1,1 wordt voldaan.



Figuur 11.3.4 Dimensionering binnendijkse steunberm, lengte = 10,5 m, dikte = 0,9 m

Ook de tekortkoming met betrekking tot de buitenwaartse macrostabiliteit kan worden opgelost door een steunberm aan te brengen.

11 Case studie



Figuur 11.3.5 Dimensionering buitendijkse steunberm, lengte = 6,5 m, dikte = 1,0 m

11.4 Onderzoek actuele sterkte

Door de aanleg van de Balgstuw Ramspol wordt de maatgevende hoogwaterstand wat lager. In het verleden zijn waterstanden opgetreden, welke hoger waren dan het huidige MHW. De toen verkregen informatie kan, met informatie van bewoners en de in 1993 en 1995 opgetreden waterstanden, behulpzaam zijn bij eventuele plannen tot dijkversterking.

Gedurende het toetsingsproces is gebleken dat de resultaten van het grondmechanisch onderzoek niet één op één de basis konden vormen voor verdere planvorming. De resultaten waren namelijk in die mate tegenvallend, dat de aanpassingen op basis van dit onderzoek grootschaliger zouden uitvallen dan op voorhand met het oog op de aanleg van de balgstuw was verwacht. Voor een technische toelichting op de methode wordt verwezen naar het nog te verschijnen *Technisch Rapport Actuele Sterkte van Dijken*.

In het kader van de toetsing, en het ontwerp van een voorbeeldprofiel, zijn twee methoden toegepast om tot een betere inschatting van de actuele sterkte te komen. Met behulp van de methode 'historisch onderzoek' is een goede indicatie van de sterkte van de waterkering vastgesteld, deze bleek groter dan tot dusver werd aangenomen. De daadwerkelijk aanwezige sterkte ten opzichte van de sterkte bepaald volgens het grondmechanisch onderzoek is mede onderbouwd op basis van de methode 'lokaal onderzoek'.

Referenties

- Achtergronden bij numerieke modellering van geotechnische constructies deel 1*, CUR-publicatie 178, Gouda, 1995
- Achtergronden bij numerieke modellering van geotechnische constructies deel 2*, CUR-publicatie 191, Gouda, 1997
- Afwegingsmethodiek renovatie-alternatieven blokkenbekledingen Zeeland*, Rijkswaterstaat, Dienst Weg- en Waterbouwkunde, concept, november, 1996
- Analyse duur van extreme meerpeiltoppen Markermeer*, N.N. Lorenz, WL I Delft Hydraulics, Delft, september 2000
- Applied Geophysics, Code of Practice*, BRGM, CGG, LCPC, Ministère de l'industrie sous direction Qualité-Normalisation République Française, maart 1992
- Basisopzet Technisch Rapport Waterspanningen*, Fugro Ingenieursbureau B.V., juni 2000
- Cases aard en omvang terrein- en laboratoriumonderzoek*, GeoDelft CO-319830/20, CUR C68/3-06, juli 1991
- Cement-bentonieschermen*, CUR-publicatie 189, Gouda, 1997
- Comparison of truly undrained and constant volume direct simple shear test*, J.R. Dyvik, T. Berre, S. Lacasse, Br. Raadim, Norwegian Geotechnical Institute, atorium, NGI-nummer 170, 1988
- Conceptual design of rubble mound breakwaters*, J.W. van der Meer, Waterloopkundig Laboratorium, publicatie 483, Delft, 1993
- Construeren met grond*, Grondconstructies op- en in weinig draagkrachtige- en sterk samendrukbare ondergrond, CUR-publicatie 162, Gouda, 1993
- Dams barrage and weirs on porous foundations*, W.G. Bligh, Engineering News, 1910
- Damwandconstructies*, CUR-publicatie 166, Gouda, 1994
- Deltacommissie, rapport 1, 4 en 6*, Deltacommissie, Staatsdrukkerij en Uitgeversbedrijf, Den Haag, december 1960
- Dikes and revetments*, K. W. Pilarczyk (editor), Balkema, Rotterdam, 1998
- Eindconstructies van dijken en duinvoetverdedigingen in Zeeland*, Rijkswaterstaat, Rijksinstituut voor Kust en Zee, P. Roelse, Werkdocument GWWS-93.843X, Middelburg, juni 1993
- Geofysische technieken voor grondonderzoek*, CUR-publicatie 182, Gouda
- Geokunststoffen en rivierdijkverbetering*, CUR-publicatie 186, Gouda, 1996
- Geotextielen in de waterbouw*, CUR-publicatie 174, Gouda, 1995
- General principles on reliability for structural design*, International Association for Bridge and Structural Engineering, 1981
- Golfoverslag en krachten op verticale waterkeringsconstructies*, Waterloopkundig Laboratorium, Rapport H2014, 1998
- Grondmechanica*, A. Verruijt, Delft University Press, 1999
- Grondslagen voor waterkeren*, Technische Adviescommissie voor de Waterkeringen, Uitgeverij Balkema, 1998
- Handboek voor dimensionering gezette taludbekledingen*, CUR, commissie C74, Gouda, 1991
- Handboek voor natuurvriendelijke oevers*, CUR/Rijkswaterstaat, DWW, 1994
- Handboek Zettingsvloeiingen*, GeoDelft CO-353260/10, 1994
- Handleiding Plaxis*, Balkema Rotterdam, 1998

Referenties

- Handreiking Constructief Ontwerpen*, Technische Adviescommissie voor de Waterkeringen, 1994
- Hydraulische randvoorwaarden voor primaire waterkeringen*, Ministerie van Verkeer en Waterstaat, Directoraat-Generaal Rijkswaterstaat, juli 1996
- Hydraulische randvoorwaarden IJsselmeer en Markermeer*, Rijkswaterstaat, RIZA, 1999
- Interaction Water Motion and Closing Elements*, K.W. Pilarczyk in *The Closing of Tidal basins*, Delft University Press, 1984
- Inventarisatie van technieken voor en RWS-ervaringen bij het vervaardigen van een digitaal terrein model in een rivierengebied*, Fugro Ingenieursbureau B.V., Rapport N-0481, december 1997
- IPO-richtlijn ter bepaling van het veiligheidsniveau van boezemkaden*, IPO Adviescommissie MWLN, maart 2000
- Kansen in de civiele techniek, Deel 1: Probabilistisch ontwerp in theorie*, CUR/Rijkswaterstaat, maart 1997
- Karakteristieke waarden voor schuifsterkte t.b.v. Stabiliteitsanalyses*, E.O.F. Calle, GeoDelft CO-350000/43, juli 1996
- Lateral stress measurements during static and cyclic direct simple shear testing*, R. Dyvik, T.F. Zimmie, Norwegian Geotechnical Institute, NGI-nummer 149, 1983
- Leidraad bij bodemonderzoek in en nabij waterkeringen*, Uitgeverij Waltman, Delft, mei 1988
- Leidraad Keuzemethodiek dijk- en oeverbekledingen*, TAW, VNC, VBW-ASFALT, Rijkswaterstaat, Dienst Weg- en Waterbouwkunde, september 1988
- Leidraad voor het ontwerpen van rivierdijken; deel 1 – bovenrivierengebied*, Staatsuitgeverij, 's Gravenhage, september 1985
- Leidraad voor het ontwerpen van rivierdijken; deel 2 – benedenrivierengebied*, Uitgeverij Waltman, Delft, september 1989
- Leidraad voor het ontwerpen van rivierdijken; deel 2 – benedenrivierengebied, Appendices*, Uitgeverij Waltman, Delft, september 1989
- Leidraad Toetsen op Veiligheid*, Rijkswaterstaat, Dienst Weg- en Waterbouwkunde, 1999
- Leidraad Toetsing, Microstabiliteit*, H. den Adel, GeoDelft CO-333600/76, 1996
- Leidraad Waterkerende kunstwerken en bijzondere constructies*, Technische Adviescommissie voor de Waterkeringen, 1996
- Leidraad Zandige Kust*, Technische Adviescommissie voor de Waterkeringen, 1995
- Leidraad Zee- en Meerdijken*, Technische Adviescommissie voor de Waterkeringen, 1999
- Leidraad Zee- en Meerdijken Basisrapport*, Technische Adviescommissie voor de Waterkeringen, 1999
- Manual on the use of Rock in Hydraulic Engineering*, section 6.3, CUR-publicatie 169, Gouda 1995
- Microstabiliteit: overzicht modellering*, GeoDelft CO-393440/81, augustus 2000
- Moderne technologie voor dijken*, Cursus PAO, D4-Bezwijk- en faalmechanismen, M.B. de Groot, Delft, 1988

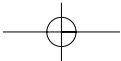
- Moderne technologie voor dijken*, Cursus PAO, D16 Beleidsanalyse dijkversterking Sliedrecht, W. Korf, Delft, 1988
- Natuurvriendelijke oevers*, CUR-publicatie 168, Gouda, 1994
- NEN 3650*, Eisen voor stalen transportleidingen, NNI, 1992
- NEN 3651*, Aanvullende eisen voor stalen leidingen in kruisingen met belangrijke waterstaatkundige werken, NNI, 1994
- NEN 3652*, Aanvullende eisen voor niet-stalen leidingen in kruisingen met belangrijke waterstaatkundige werken, NNI, 1998
- NEN 3680*, Grondonderzoek. Statische sondeermethoden, NNI, 1982
- NEN 5104*, Geotechniek. Classificatie van onverharde monsters, NNI, 1989
- NEN 5106*, Geotechniek. Bepaling van ongedraineerde schuifsterkte. Terrein-vinproef, NNI, 1991
- NEN 5111*, Geotechniek. Bepaling van de volumieke massa van vaste (grond)delen – Pyknometermethode, NNI, 1995
- NEN 5117*, Geotechniek. Bepaling van de schuifweerstand van grond. Triaxiaalproef, NNI, 1991
- NEN 5118*, Geotechniek. Samendrukkingsproef, NNI, 1991
- NEN 5123*, Geotechniek. Laboratoriumbepaling van de waterdoorlatendheid van grond met behulp van de 'Constant-head' methode, NNI, 1997
- NEN 5124*, Geotechniek. Laboratoriumbepaling van de waterdoorlatendheid van grond met behulp van de 'Falling-head' methode, NNI, 1997
- NEN 6700*, Technische grondslagen voor bouwconstructies, TGB 1990, Algemene basiseisen, NNI, Delft, april 1991
- NEN 6702*, TGB 1990, Belastingen en vervormingen, NNI, december 1991
- NEN 6740*, Geotechniek; TGB 1990, Basiseisen en belastingen, NNI 1997
- NEN 1008*, 6788, VOSB 1963, Voorschriften voor het ontwerpen van stalen bruggen, NNI, 1963, 1991
- Notitie weerstand tegen afschuiven van een steenbekleding*, Rijkswaterstaat, Dienst Weg- en Waterbouwkunde, concept februari 2000
- Oeverbeschermingsmaterialen*, CUR-publicatie 168 en 168a, Gouda, 1994
- Onderzoeksrapport voor de bepaling van de actuele sterkte van rivierdijken*, Technische Adviescommissie voor de Waterkeringen, juni 1996
- Onteigening voor dijkversterking*, Ministerie van Verkeer en Waterstaat, 1996
- On the mechanism of piping under impervious structures*, J.B. Sellmeijer, proefschrift, TU Delft, 1989
- Open taludbekledingen*, deel D, vernieuwd Black Box model, Waterloopkundig Laboratorium, verslag A2.94.26, april 1996
- Oriënterende studie naar grondmechanische aspecten bij ontgrondingskuilen*, F. Silvis, GeoDelft CO-291720/12, 1988
- PIANO User Manual*, Fugro Ingenieursbureau B.V., december 1998
- Piping due to flow towards ditches and holes*, J.B. Sellmeijer, Proc. Euro-mech. 143, Delft, pp. 69-72, 1981
- Probabilistisch ontwerpen*, Dictaat b3, A.C.W.M. Vrouwenvelder en J.K. Vrijling, TU Delft
- Proba fase AIII, onderdeel 1*, Probabilisme in de geotechniek, ruimtelijke variabiliteit, conceptueel model, Rapport GeoDelft en Fugro, CO-361410.95, december 1997
- Proba fase AIII, onderdeel 2*, Probabilisme in de geotechniek, ruimtelijke

Referenties

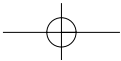
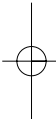
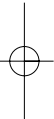
- variabiliteit, richtlijn lengte-effecten, Rapport GeoDelft, januari 1998
- Reststerkte van dijkbekledingen, Deel III*, stabiliteit van steenzetting en klei-onderlaag, Waterloopkundig Laboratorium en GeoDelft, verslag A2.93.27, juni 1993
- Resultaten van het vooronderzoek langs Zeeuwse stromen*, Rapport 75.2, Rijkswaterstaat, Directie Waterhuishouding en Waterbeweging, Studiedienst Vlissingen, 1979
- Scour manual*, Balkema, Rotterdam, 1997
- Security from under-seepage masonry dams on earth foundations*, E.W. Lane, ASCE-proceedings, 1919
- Standaard RAW-bepalingen*, CROW, 2000
- Statistische verwerking van cel- en triaxiaalproeven*, Rapport GeoDelft, SE-50676, februari 1997
- Technisch Rapport Eisen klei voor dijken*, Technische Adviescommissie voor de Waterkeringen, Groene versie, november 1994
- Technisch Rapport Golfoploop en Golfoverslag bij dijken*, Rijkswaterstaat, Dienst Weg- en Waterbouwkunde, 1999
- Technisch Rapport Piping Rivierdijken*, TAW-B richtlijn, E.O.F. Calle en J.B. Weijers, 1994
- Technisch Rapport voor het toetsen van boezemkaden*, Technische Adviescommissie voor de Waterkeringen, juni 1993
- Technisch Rapport Zandmeevoerende wellen*, Technische Adviescommissie voor de Waterkeringen, 1999
- The interaction between soil, water and bed or slope protection*, M. B. de Groot, Proc. Modelling Soil-Water Interactions, Balkema, Rotterdam, 1988
- Theorieontwikkeling rondom opdrijven*, M.A. Van en A. van Hoven, SE-52029/2, februari 2000
- Toetsing aansluitingsconstructies*, Waterloopkundig Laboratorium, H. J. Steetzel, Delft, 1995
- Validatie MStab lift*, SE-50020/2, M.A. Van en A. van Hoven, september 2000
- Verticale drainage*, CUR publicatie C68/2-03, Gouda 1990
- Waterkeringen*, Dictaat voor het Hoger Onderwijs, Rijkswaterstaat, Dienst Weg- en Waterbouwkunde, 1993
- Wet op de waterkering*, Staatsblad 1996, 8, SDU uitgeverij, 's Gravenhage, 1996
- Windmolens en Waterkeringen*, Technische eisen voor het plaatsen van van windmolens op of nabij waterkeringen, Rijkswaterstaat, Dienst Weg- en Waterbouwkunde, november 2000, W-DWW-2000-081
- Windturbinefunderingen*, veiligheidsbeoordeling van plaatsing van windturbines op dijken en dammen, Fugro Ingenieursbureau B.V., juni 1989
- Zomerrandvoorwaarden*, Rijkswaterstaat, RIKZ, IT.95.180, 1998Bijlage 1
- Karakteristieke schattingen van de schuifsterkte

Bijlagen

Bijlage 1	Karakteristieke schattingen van de schuifsterkte	245
1.1	Inleiding	245
1.2	Conceptueel stochastisch model voor ruimtelijke spreiding	246
1.3	Uitmiddeling van spreiding over glijvlakken	249
1.4	Karakteristieke schuifstekte bij lokaal grondonderzoek	251
1.5	Karakteristieke schuifstekte bij regionaal grondonderzoek	253
1.6	Pseudo-karakteristieke waarden	254
Bijlage 2	ADP-methode	257
Bijlage 3	Boringen	263
Bijlage 4	Vinproeven	267
Bijlage 5	Terreinonderzoek vervormingsparameters	271
Bijlage 6	Samendrukkingsproef	275
Bijlage 7	Directe schuifproef	277
Bijlage 8	DSS-proef	279
Bijlage 9	Begrippenlijst	283
Bijlage 10	Symbolenlijst	295



.....



Bijlage 1

Karakteristieke schattingen van de schuifsterkte

1.1 Inleiding

In een geotechnische analyse wordt uitgegaan van karakteristieke schattingen van de gemiddelde waarden van de grondeigenschappen binnen de grondlagen ter plaatse van de locatie waarvoor de analyse wordt uitgevoerd. Onder een karakteristieke schatting wordt verstaan een schatting die door de werkelijk aanwezige waarde slechts met een kleine kans wordt onderschreden (bij sterkte-eigenschappen) of overschreden (bij belastingen). In de Nederlandse voorschriften en richtlijnen, bijvoorbeeld de Geotechnische Norm (NEN 6740) of de TAW-Leidraden, wordt in het algemeen uitgegaan van een onder- of overschrijdingskans van 5%.

De term 'werkelijk aanwezige waarde van grondeigenschappen' vergt enige toelichting. Bij het meten van een grondeigenschap wordt de waarde bepaald die representatief is voor het volume van de grond dat bij de meting wordt aangesproken. Bij, bijvoorbeeld, een triaxiaalproef is dat een grondmonster van hooguit enige honderden cm³, bij in situ metingen, zoals sonderen gaat het om invloedsgebiedjes in de grond van hooguit enkele decimeters. In geotechnische analyses gaat het om glijvlakken (bij evenwichtsanalyses) of aangesproken grondvolumes (bij vervormingsanalyses) met afmetingen in de orde van tientallen m³. De afmetingen van de aangesproken grond bij laboratorium- of in situ proeven zijn dus klein ten opzichte van de afmetingen van glijvlakken of aangesproken volumes bij vervormingsproblemen. De gemeten waarden van grondeigenschappen worden daarom aangeduid als 'puntwaarden'. Binnen glijvlakken enz. kunnen puntwaarden van de grondeigenschappen variëren. Voor de evenwichts of vervormingsanalyses zijn de gemiddelden van de grondeigenschappen binnen de aangesproken glijvlakken of grondvolumes van belang. Met de 'werkelijke aanwezige waarde' in bovenstaande alinea wordt bedoeld het aanwezige gemiddelde van de grondeigenschap binnen het aangesproken glijvlak of volume. Variaties in puntwaarden worden daarbij min of meer uitgemiddeld.

Deze gedachte heeft geleid tot het gebruik in de (Nederlandse) geotechniek om bij het vaststellen van grondeigenschappen aan de hand van laboratorium- of in situ proeven te werken met karakteristieke schattingen van het gemiddelde van de proevenserie (binnen een grondlaag). In feite zijn dat karakteristieke schattingen van het gemiddelde van de grondlaag binnen het onderzoeksgebied (dit is het geografische gebied waaruit de grondmonsters worden getrokken of waarin de in situ metingen plaatsvinden). Bedacht moet worden in hoeverre gemiddelden binnen zo'n onderzoeksgebied representatief zijn voor een glijvlak of aangesproken volume bij een vervormingsprobleem. Zolang het onderzoeksgebied min of meer overeenkomt met het gebied waarin het glijvlak of dat aangesproken grondvolume is gesitueerd, is dit aannemelijk. In dat geval kan van lokaal grondonderzoek worden gesproken. Wanneer het onderzoeksgebied veel groter is, zoals bijvoorbeeld bij regionale proevenverzamelingen het geval is, moet er rekening mee worden gehouden dat de gemiddelden over glijvlakken of aangesproken grondvolumes binnen het onderzoeksgebied aanzienlijk kunnen afwijken van het overall gemiddelde van het hele onder-

Bijlage 1

Karakteristieke schattingen van de schuifsterkte

zoeksgebied. Het gemiddelde van de proevenverzameling is dan niet representatief voor het gemiddelde langs een glijvlak. Bij het vaststellen van karakteristieke waarden ten behoeve van geotechnische analyses aan de hand van regionale proevenverzamelingen moet rekening worden gehouden met de spreiding van gemiddelden langs een glijvlak binnen het onderzoeksgebied. Het recept wijkt daardoor af van het recept voor het bepalen van karakteristieke waarden uit lokaal grondonderzoek (*Ref. Statistische verwerking van cel- en triaxiaalproeven*).

In de Nederlandse normen en leidraden wordt, conform de Eurocodes, een semi-probabilistische opzet van de rekenkundige analyses voorgestaan. De karakteristieke waarden voor belastingen worden vermenigvuldigd met partiële veiligheidsfactoren, de belastingsfactoren, en de karakteristieke waarden voor sterkte-eigenschappen worden gedeeld door partiële veiligheidsfactoren (de materiaalfactoren). Daarmee vinden we de ontwerp- of rekenwaarden, die in de analyse worden ingevoerd. Voor de achterliggende filosofie van deze werkwijze wordt verwezen naar § 5.3.5 en *Grondslagen voor waterkeren*. Hierin wordt ingegaan op de wijze van bepalen van karakteristieke waarden uit een steekproef van waarnemingen. De beschouwing wordt toegespitst op schuifsterkteparameters, echter, in beginsel is de methodiek ook toepasbaar op ander grondmechanische parameters.

De spreiding in resultaten van proeven op een serie grondmonsters wordt in het algemeen toegeschreven aan ruimtelijke variabiliteit van grondeigenschappen (binnen een en dezelfde grondlaag). Hoewel niet uitgesloten moet worden dat niet reproduceerbaarheid van grondmechanische proeven ook voor een deel oorzaak is van spreiding in proefresultaten, wordt er in het navolgende van uit gegaan dat de bijdrage door ruimtelijke variabiliteit dominant is.

Voor een goed begrip van methodiek is inzicht in het onderliggende (generieke) conceptuele model voor ruimtelijke spreiding gewenst; dit model wordt dan ook als eerste behandeld. Daarna worden technieken besproken voor het bepalen van karakteristieke schattingen, bij lokaal grondonderzoek en bij het gebruik van regionale proevenverzamelingen.

1.2 Conceptueel stochastisch model voor ruimtelijke spreiding

Het model wordt beschreven voor één schuifsterkteparameter, bijvoorbeeld ongedraineerde schuifsterkte, c_u binnen een grondlaag. Aangenomen wordt dat binnen de grondlaag die wordt beschouwd geen sprake is van een aanwijsbare of verklaarbare trend, zoals bijvoorbeeld toename met de diepte. Hoewel gemiddeld genomen de waarde van c_u overal ongeveer hetzelfde is, zal door ruimtelijke variatie op verschillende plaatsen binnen de laag een verschillende waarde worden gemeten. Aangenomen wordt dat c_u continu van plaats tot plaats binnen de laag op onvoorspelbare wijze rond de overall gemiddelde waarde fluctueert, maar dat het karakter van de fluctuaties (dat wil zeggen grootte van de afwijking ten opzichte van

het overall gemiddelde en de 'snelheid' van fluctuaties) overal binnen de laag ongeveer hetzelfde is.

Het variatiepatroon van c_u kan dan worden gemodelleerd als een stationair stochastisch veld. Dat wil zeggen dat de feitelijke waarde in elk punt binnen de laag als een stochast wordt opgevat, en dat dus de gerealiseerde waarde in een willekeurig punt getrokken lijkt uit een kansverdelingsfunctie. Basiskennmerken van de kansverdelingsfunctie zijn het kansverdelingstype, waarvoor in dit verband de normale verdeling wordt genomen, de verwachtingswaarde μ_{cu} (die het 'overall gemiddelde' representeert) en de standaardafwijking s_{cu} (die de grootte van de fluctuaties ten opzichte van het gemiddelde reflecteert). Stationariteit wil zeggen dat wanneer twee willekeurige posities, x_1 en x_2 , binnen de laag worden beschouwd, geldt dat de verwachtingswaarden van $c_u(x_1)$ en $c_u(x_2)$ gelijk zijn ($E[c_u(x_1)] = E[c_u(x_2)] = \mu_{cu}$), dat de standaardafwijkingen gelijk zijn ($\sigma(c_u(x_1)) = \sigma(c_u(x_2)) = \sigma_{cu}$) en dat de correlatie tussen $c_u(x_1)$ en $c_u(x_2)$ uitsluitend een functie is van de afstandscomponenten (horizontaal, verticaal) tussen de twee punten. In het algemeen geldt dat bij kleine afstand de correlatie bijna gelijk 1,0 is, er is dan continuïteit van het variatiepatroon, en dat met het toenemen van de afstandscomponenten de correlatie afneemt tot nul. De functie die de afname van de correlatie als functie van de afstandscomponenten weergeeft, wordt de autocorrelatiefunctie genoemd. In de literatuur worden verschillende vormen van autocorrelatiefuncties aangegeven. Het type dat ten grondslag ligt aan de beschouwingen in deze paragraaf luidt:

$$\rho(z, y) = e^{-\frac{z^2}{D_z^2} - \frac{y^2}{D_y^2}} \quad (1.2.1)$$

Hierin is ρ de correlatie tussen twee punten, als functie van z , de horizontale afstand tussen die punten, en y , de verticale afstand. De parameters D_z en D_y worden respectievelijk de horizontale en verticale correlatieschaal of correlatielengte genoemd. Hoe kleiner de correlatieschaal, des te sneller neemt de correlatie af. Dit manifesteert zich als snellere fluctuaties van het variatiepatroon (zie figuur 1.2.1). Algemeen wordt aangenomen dat in natuurlijk afgezette grondlagen in verticale richting veel snellere fluctuaties optreden dan in horizontale richting. Fluctuaties in verticale richting representeren variaties van afzettingscondities in de tijd. Wordt de parameter ρ gelijk aan 1,0 gekozen, dan verandert de autocorrelatiefunctie (1.2.1) in een enkelvoudige e-macht die veelal in de literatuur wordt toegepast:

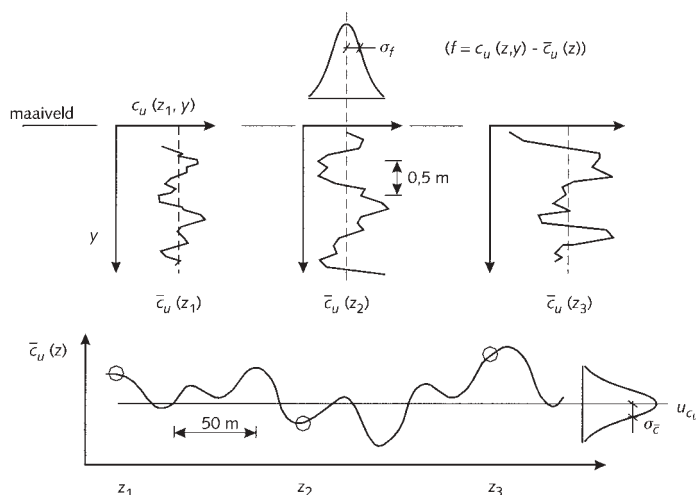
$$\rho(z, y) = e^{-\left(\frac{z^2}{D_z^2} + \frac{y^2}{D_y^2}\right)} \quad (1.2.2)$$

De betekenis van de parameter ρ wordt geïllustreerd in figuur 1.2.1. In de figuur zijn vier grafieken getekend. De bovenste drie geven een (denkbeeldig) verloop van de schuifsterkte als functie van de diepte y weer, op een drietal locaties langs een raai in het terrein (bijvoorbeeld de kruinlijn van een dijk of weglighaam). De locaties worden aangegeven met de (horizontale) lijncoördinaten $z = z_1$, $z = z_2$ en $z = z_3$. De gemiddelden van c_u langs

Bijlage 1

Karakteristieke schattingen van de schuifsterkte

de drie verticalen kunnen verschillend zijn. In de onderste grafiek is het (denkbeeldige) verloop geschetst van het gemiddelde van c_u langs de verticalen, als functie van de locatiecoördinaat z . De gemiddelden ter plaatse van $z = z_1$, $z = z_2$ en $z = z_3$ zijn hierin omcirkeld aangegeven. Hiermee is een denkbaar variatiepatroon voor ongedraineerde schuifsterkte in een slappe kleilaag weergegeven; met snelle fluctuaties in verticale richting en betrekkelijk langzame fluctuaties in horizontale richting. Het conceptuele model is als volgt. Wanneer langs een bepaalde verticaal de schuifsterkte wordt gemeten, zal spreiding in de 'puntwaarden' ten opzichte van het gemiddelde over de verticaal geconstateerd worden. Wordt een andere verticaal gekozen dan wordt, afgezien van statistische steekproefeffecten, eenzelfde spreiding rond het gemiddelde van die verticaal gevonden. Worden alle puntmetingen langs een groot aantal verticalen samengevoegd, dan is de spreiding ten opzichte van het gemiddelde van alle waarnemingen groter dan de spreiding in een enkele verticaal. De parameter γ is de verhouding van de variantie van de spreiding binnen een enkele verticaal en de variantie van de spreiding van alle metingen ten opzichte van het gemiddelde over het gehele meetgebied. Met andere woorden, naast de spreiding binnen een enkele verticaal is er ook spreiding van de gemiddelden over een verticaal. Populair gezegd, er zijn verticalen die gemiddeld genomen sterker zijn dan het gemiddelde van de hele grondlaag en er zijn verticalen die zwakker zijn dan het gemiddelde van de hele grondlaag. Indien $\gamma = 1$, dan is er, afgezien van statistische steekproefeffecten geen verschil tussen de verticalen en zou de spreiding langs een verticaal even groot zijn als de spreiding in de gehele grondlaag. Die veronderstelling is alleen aannemelijk wanneer het totale meetgebied, dus het gebied waarin langs verticalen de schuifsterkte is gemeten niet al te groot is. Bij regionale proevenverzamelingen is het meetgebied vaak vele kilometers groot, de veronderstelling dat in zo'n meetgebied niet stelselmatig relatief sterke en zwakke plekken aanwezig zijn is dan minder aannemelijk.



Figuur 1.2.1 Mogelijk variatiepatroon van ongedraineerde schuifsterkte in een slappe kleilaag

1.3 Uitmiddeling van spreiding over glijvlakken

De in geotechnische analyses benodigde parameters zijn in het algemeen representatieve schattingen waarden voor gemiddelden van grondeigenschappen over een glijvlak of ander aangesproken volume. Vanwege de spreiding van puntwaarden en het feit dat steekproeven om parameters voor geotechnische analyses te schatten per definitie eindig zijn, zijn ook de schattingen voor gemiddelden over een glijvlak onzekere grootheden. Met andere woorden, het gemiddelde van een grondeigenschap over een glijvlak is ook een stochast. De spreiding van die stochast is echter kleiner dan de spreiding van puntwaarden van de grondeigenschap, omdat uitmiddeling plaatsvindt. Dit wordt als volgt weergegeven:

$$\hat{\sigma}^2(c_{u,G}) = \xi^2(G) \hat{\sigma}_{c_u}^2 \quad (1.3.1)$$

waarin $\hat{\sigma}^2(c_{u,G})$ de variantie van de gemiddelde schuifsterkte over een glijvlak G en $\hat{\sigma}_{c_u}^2$ de puntvariantie zijn en $\xi^2(G)$ de variantiereductiefactor genoemd wordt. In de uitmiddeling spelen twee bijdragen een rol, namelijk uitmiddeling in verticale richting en uitmiddeling in horizontale richting. Omdat glijvlakafmetingen in verticale richting (5 tot 10 meter) groot zijn ten opzichte van de verticale correlatieschaal, D_v , die in de orde van enkele decimeters ligt, is de uitmiddeling in verticale richting groot. Afmetingen van een glijvlak in horizontale richting zijn in het algemeen niet groot ten opzichte van de horizontale correlatieschaal, D_z , die in de orde van 50 tot 100 meter of meer ligt. Derhalve is uitmiddeling in horizontale richting beperkt. Een indicatie van de mate van uitmiddeling, dus de grootte van de variantiereductiefactor wordt verkregen door een '(rechthoekig) verticaal glijvlak' te beschouwen met afmetingen h in verticale richting en b in horizontale richting. De gemiddelde schuifsterkte over dit glijvlak is:

$$c_{u,G} = \frac{1}{bh} \int_0^b \int_0^h c_u(z, y) dz dy \quad (1.3.2)$$

De verwachtingswaarde hiervan is:

$$E[c_{u,G}] = \frac{1}{bh} \int_0^b \int_0^h E[c_u(z, y)] dz dy = \mu_{c_u} \quad (1.3.3)$$

en de variantie:

$$\begin{aligned} \hat{\sigma}^2(c_{u,G}) &= E[(c_{u,G} - \mu_{c_u})^2] = \\ &= \frac{1}{b^2 h^2} \int_0^b \int_0^b \int_0^h \int_0^h E[(c_u(z, y) - \mu_{c_u})(c_u(z', y') - \mu_{c_u})] dz dy dz' dy' = \\ &= \frac{1}{b^2 h^2} \int_0^b \int_0^b \int_0^h \int_0^h \overline{c_u(z, y) c_u(z', y')} dz dy dz' dy' = \hat{\sigma}_{c_u}^2 \xi^2(G) \end{aligned} \quad (1.3.4)$$

Bijlage 1

Karakteristieke schattingen van de schuifsterkte

Met behulp van de autocorrelatiefunctie (1.2.1) kan dit laatste geschreven worden als:

$$\hat{\sigma}_{c_{u,G}}^2 = \hat{\sigma}_{c_u}^2 \xi^2 \left[\frac{b}{D_z} \right] \xi^2 \left[\frac{h}{D_y} \right] \quad (1.3.5)$$

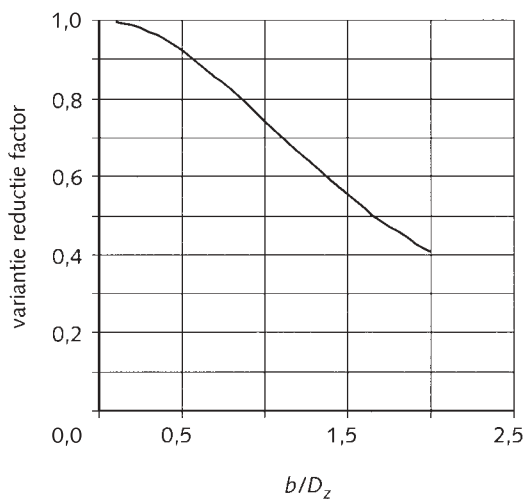
waarin:

$$\xi^2 \left[\frac{b}{D_z} \right] = \frac{1}{b^2} \int_0^b \int_0^b e^{-\left(\frac{z\Phi}{D_z} \right)^2} dzd\zeta \quad (1.3.6)$$

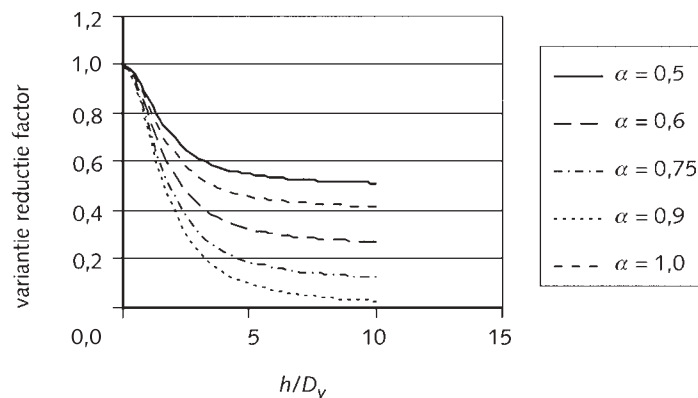
en:

$$\xi^2 \left[\frac{h}{D_y} \right] = \frac{1}{h^2} \int_0^h \int_0^h \left((1 - \Phi) + e^{-\left(\frac{y\Phi}{D_y} \right)^2} \right) dyd\Omega \quad (1.3.7)$$

In de figuren 1.3.1 en 1.3.2 is het verloop van de variantiereductiefactoren volgens (1.3.6) en (1.3.7) weergegeven. Een praktische indicatierange voor b/D_z is 0,5 tot 1,5; uit figuur 1.3.1 blijkt dat de variantiereductie door uitmiding in horizontale richting daarbij betrekkelijk beperkt is.



Figuur 1.3.1 Variantiereductiefactor voor uitmiding in horizontale richting



Figuur 1.3.2 Variantiereductiefactor voor uitmiding in verticale richting

Uit figuur 1.3.2 blijkt dat bij de normaliter grote verhoudingen tussen glijvlakafmeting in verticale richting (minimaal enkele meters) en de verticale correlatieschaal (aanname vooralsnog: enkele decimeters) de variantiereductiefactor al gauw in de buurt van de limietwaarde, namelijk (1-/) komt. Dit betekent dat binnen een glijvlak verticale fluctuaties van de schuifsterkte grotendeels worden uitgemiddeld. Ruwweg gezegd impliceert dit dat een schatting van de gemiddelde waarde van de schuifsterkte in de grondlaag ter plaatse van het glijvlak een goede indicatie is voor de gemiddelde schuifsterkte binnen het glijvlak.

Hiermee lijkt een onderbouwing te zijn gevonden voor het in de inleiding genoemde gebruik binnen de Nederlandse geotechniek om voor geotechnische analyses uit te gaan van karakteristieke schattingen voor laaggemiddelden. In beginsel gaat het daarbij om laaggemiddelden ter plaatse van de specifieke (glijvlak)locatie waarvoor de geotechnische analyse wordt uitgevoerd. Van glijvlaklocatie tot glijvlaklocatie kan de gemiddelde schuifsterkte van de grondlaag variëren. De variantie van deze spreiding is, bij benadering, gelijk aan (1 - /) keer de puntvariantie $\hat{\sigma}_{cu}^2$. Met andere woorden, de variantiereductiefactor $\xi^2(G)$ is ruwweg gelijk aan (1 - /).

1.4 Karakteristieke schuifsterkte bij lokaal grondonderzoek

Bij lokaal grondonderzoek is het meetgebied, dat wil zeggen het gebied waarin in situ proeven worden uitgevoerd of grondmonsters worden gewonnen ten behoeve van laboratoriumproeven, beperkt tot een gebied waarbinnen regionale variaties (bijna) geen rol spelen. Gezien het bovenstaande moeten dan de afmetingen van zo'n gebied niet groot zijn ten opzichte van de horizontale correlatieschaal D_z . Dus bijvoorbeeld niet groter dan 100 tot 150 meter in de lengterichting van een dijk en eenzelfde afmeting in de richting dwars op de dijk. In dat geval is de gemiddelde schuifsterkte die in de steekproef van waarnemingen wordt gevonden een redelijke indicatie voor de gemiddeld aanwezige schuifsterkte binnen een

Bijlage 1

Karakteristieke schattingen van de schuifsterkte

glijvlak in dit meetgebied. De karakteristieke schatting van het gemiddelde van de grondlaag, uitgaande van een normaal verdeelde populatie van schuifsterkten is:

$$c_{u,gem, kar} = c_{u,gem} \Phi \frac{t_{N-1}^{0,95} s_{c_u}}{\sqrt{N}} \quad (1.4.1)$$

waarin $c_{u,gem}$ het rekenkundig gemiddelde van de steekproef is, s_{c_u} de standaardafwijking van de steekproef en $t_{N-1}^{0,95}$ de Student t -factor, die hoort bij de 5% karakteristieke ondergrenswaarde en het aantal 'vrijheidsgraden' $N-1$, waarin N het aantal (onafhankelijke) waarnemingen in de steekproef bij het lokale grondonderzoek is. In tabel 1.4.1 zijn waarden voor de Student t -factor gegeven, als functie van de steekproefgrootte N .

N	3	4	5	6	8	10	15	20	∞
$t_{N-1}^{0,951}$	2,920	2,353	2,132	2,015	1,895	1,833	1,761	1,729	1,645

Tabel 1.4.1 Waarden van de student t -factor

Wanneer de steekproefgrootte toeneemt convergeert de steekproefvariancie naar de populatievariancie $\hat{\sigma}_{cu}^2$, en gaat de Student t -factor naar de 95 percentielwaarde van de standaardnormale kansverdeling, nameijk 1,645.

Bij een relatief grote spreiding in de steekproef is het verstandig om uit te gaan van een log-normaal verdeelde populatie. Daarmee worden negatieve waarden van de schuifsterkte uitgesloten, wat fysisch realistischer is. De werkwijze daarbij is dat van de steekproefwaarnemingen eerst de logaritmen worden genomen, vervolgens daarvan het gemiddelde en de standaardafwijking.

Hiermee wordt conform (1.4.1) de karakteristieke ondergrens bepaald en van het resultaat wordt de exponent bepaald. In formulevorm:

$$c_{u,gem, kar} = e^{\{(lnc_u)_{gem} \Phi \frac{t_{N-1}^{0,95} s_{lnc_u}}{\sqrt{N}}\}} \quad (1.4.2)$$

waarin $(lnc_u)_{gem}$ en s_{lnc_u} respectievelijk rekenkundig gemiddelde en standaardafwijking zijn van de logaritmen van de steekproefuitkomsten.

Opgemerkt wordt dat naarmate het aantal waarnemingen in de steekproef groter is, het verschil tussen het gemiddelde van de steekproef en de karakteristieke ondergrens kleiner wordt. In het extreme geval, namelijk bij oneindig veel waarnemingen, gaat dit verschil naar nul. Dit verschil reflecteert uitsluitend statistische onzekerheid over de verwachtingswaarde van de gemiddeld aanwezige schuifsterkte ter plaatse van het glijvlak, die afneemt naarmate het aantal waarnemingen in de steekproef toeneemt. Ruimtelijke variatie van de schuifsterkte speelt bij de bepaling van de karakteristieke schatting geen andere rol dan dat daardoor, in combinatie met

de beperkte omvang van de steekproef, onzekerheid over de werkelijk aanwezige gemiddelde schuifsterkte binnen het glijvlak wordt veroorzaakt.

Vermeld zij dat wanneer het in de geotechnische analyse gaat om 'puntwaarden', de ruimtelijke variatie wel een rol speelt. In de formules voor de karakteristieke schattingen moet daarom naast de statistische onzekerheid ook de ruimtelijke spreiding in rekening worden gebracht. De formules luiden dan:

$$C_{u, kar} = C_{u, gem} \Phi_{N\Phi}^{0,95} S_{C_u} \sqrt{1 + \frac{1}{N}} \quad (1.4.3)$$

en:

$$C_{u, kar} = e^{\{(Inc_u)_{gem} \Phi_{N\Phi}^{0,95} S_{Inc_u} \sqrt{1 + \frac{1}{N}}\}} \quad (1.4.4)$$

Een voorbeeld van een geotechnische analyse, waarbij met de karakteristieke schatting van puntwaarden moet worden gerekend, is een opbarst-analyse. Hierbij gaat het om de dikte van de afdekkende klei/veenlaag op de kritieke locatie, en niet om de gemiddelde dikte in een gebied. Wanneer een serie waarnemingen van de dikte, bijvoorbeeld uit sonderingen, beschikbaar is, moet de karakteristieke ondergrensschatting van de dikte worden bepaald met de formules (1.4.3) of (1.4.4).

1.5 Karakteristieke schuifsterkte bij regionaal grondonderzoek

Bij regionaal grondonderzoek is het meetgebied waarin in situ proeven worden uitgevoerd of grondmonsters ten behoeve van laboratoriumproeven worden gewonnen (binnen eenzelfde grondlaag) van regionale omvang. Het bestand met proefresultaten wordt ook wel aangeduid als regionale proevenverzameling.

Het opzetten van regionale proevenverzamelingen is ontstaan bij de dijkversterkingswerken op grote schaal langs de grote rivieren, met name in het westen van ons land. De gedachte was dat de resultaten van grondonderzoek, dat ten behoeve van het ontwerp van dijkversterkingentrajecten op verschillende locaties werd uitgevoerd, goed bruikbaar zijn om eerste indicaties van grondeigenschappen af te leiden voor nieuw aan te pakken trajecten in dezelfde regio. Door de resultaten van lokale grondonderzoeken in de verschillende trajecten samen te voegen ontstaan verzamelingen van proeven, waarvan de steekproefgrootte aanzienlijk groter is dan bij lokaal grondonderzoek en dus de statistische onzekerheid kleiner grondonderzoek (*Ref. Statistische verwerking van cel- en triaxiaalproeven*). Dit laatste is juist, voor zover het gaat om de statistische onzekerheid van het overall gemiddelde van de grondeigenschap in de hele regio. Naast deze onzekerheid speelt echter de ruimtelijke variabiliteit van 'lokale gemiddel-

Bijlage 1

Karakteristieke schattingen van de schuifsterkte

den' ten opzichte van het overall gemiddelde een rol. De variantie hiervan is, zoals afgeleid in § 1.3, gelijk aan $\xi^2_{\ln c_u} \Xi (1-\alpha) \hat{\sigma}_{c_u}^2$. Bij de reductie van het steekproefgemiddelde (van de regionale proevenverzameling) om te komen tot een karakteristieke schatting van het gemiddelde op een locatie. De formules, analoog aan (4.10) en (4.11) luiden derhalve:

$$C_{u,gem, kar} = C_{u,gem, prv} \Phi_{N\Phi}^{0,95} S_{C_{u, prv}} \sqrt{\xi^2 + \frac{1}{N}} \quad (1.5.1)$$

en:

$$C_{u,gem, kar} = e^{\{(\ln C_{u,})_{gem, prv} \Phi_{N\Phi}^{0,95} S_{\ln C_{u, prv}} \sqrt{\xi^2 + \frac{1}{N}} \}} \quad (1.4.3)$$

hierin geeft de index $_{prv}$ aan dat het om gemiddelden en standaardafwijkingen van de regionale proevenverzameling gaat.

Over de grootte van de parameter α van het stochastisch veld, en dus over de grootte van ξ^2 is tot nu toe weinig gezegd. Visuele inspecties van bestaande proevenverzamelingen van schuifsterkteparameters (gebaseerd op celproeven) voor diverse ondergrondlagen in de Alblasserwaard, indiceren een range van α , variërend van 0,5 en 1,0. In de (Ref.) *Leidraad voor het ontwerpen van Rivierdijken deel 2, Benedenrivierengebied*, is uitgegaan van een α -waarde van 0,75 ($\xi^2 = 0,25$).

In het kader van een latere TAW-studie (Ref. *Calle en Van der Meer 1997*) is getracht waarden van α scherper te bepalen met behulp van formele statistische toetsen op proevenverzamelingsmateriaal. Het teleurstellende resultaat hiervan was dat op basis van de beschikbare proevenverzamelingen geen eenduidige, statistisch onderbouwde, uitspraken over de grootte van de parameter α zijn te geven. Geen van de formele hypothesen $\alpha = 1$, $\alpha = 0,75$ en $\alpha = 0,5$ kunnen op basis van het in de proevenverzamelingen beschikbare waarnemingsmateriaal worden verworpen. De parameter α is dus een onzekere grootheid. Voor de geotechnische ingenieurspraktijk betekent dit dat een keuze moet worden gemaakt, waarbij voorop moet staan dat die keuze in elk geval tot een redelijk veilige ontwerpmethodiek leidt. Vooralsnog lijkt de keuze die in de *Leidraad Rivierdijken* is gemaakt een verstandige keuze.

1.6 Pseudo-karakteristieke waarden

In de voorgaande paragrafen is ingegaan op het schatten van een 5% karakteristieke ondergrens voor de in een grondlaag (lokaal) aanwezige gemiddelde schuifsterkte. In geotechnische glijvlakberekeningen zullen in het algemeen meerdere grondlagen een rol spelen. Conform de geldende normen en leidraden dient te worden gerekend met een karakteristieke 5% ondergrens van de gemiddelde schuifsterkte binnen een glijvlak. Wanneer

het glijvlak slechts één grondlaag snijdt, is de 5% karakteristieke ondergrens voor die grondlaag representatief voor de 5% karakteristieke ondergrens van het gehele glijvlak. Indien het glijvlak twee of meer (onafhankelijk bemonsterde) grondlagen snijdt, levert de keuze van de 5% karakteristieke ondergrens voor alle betrokken grondlagen een schatting van de gemiddelde schuifsterkte langs het glijvlak op die met een kleinere kans dan 5% wordt onderschreden. Deze werkwijze is derhalve aan de conservatieve kant. Dit conservatisme kan geëlimineerd worden door uit te gaan van ondergrensschattingen voor de afzonderlijke grondlagen, die in combinatie een 5% ondergrensschatting leveren voor de gemiddelde schuifsterkte langs het totale glijvlak. In het algemeen leidt dit tot ondergrensschattingen voor de afzonderlijke grondlagen die een grotere onderschrijdingskans hebben dan 5%. Deze schattingen worden pseudo-karakteristieke waarden genoemd.

Kern van de methodiek, die beschreven is in (Ref.) Calle 1996 is dat langs een potentieel glijvlak in een stabiliteitsanalyse de relatieve bijdragen aan de totale schuifweerstand van de afzonderlijke doorsneden grondlagen worden beschouwd. Aan de hand van verwachtingswaarden en standaardafwijkingen (waarin zowel bijdragen van ruimtelijke variabiliteit als bijdragen van statistische steekproefonzekerheid) van de gemiddelde schuifsterkten in de afzonderlijke grondlagen worden ondergrenswaarden voor elk van de grondlagen berekend, de pseudo-karakteristieke waarden, die in combinatie een schuifweerstand voor het gehele glijvlak opleveren die slechts met 5% kans wordt onderschreden. Basis voor deze berekening is een vereenvoudigde probabilistische 'eerste orde tweede moment'-analyse.

Uiteraard moeten voor elk potentieel glijvlak (bijvoorbeeld in een Bishop-analyse) de pseudo-karakteristieke waarden voor de verschillende grondlagen worden berekend, omdat de relatieve bijdragen aan de totale schuifsterkte van het glijvlak voor verschillende glijvlakken verschillend is. De berekeningsprocedure is daarom praktisch alleen hanteerbaar wanneer die in het computerprogramma voor de glijvlakanalyses is ingebouwd. In het GD-computerprogramma MSTAB voor stabiliteitsanalyse volgens de methode Bishop is de methodiek geïmplementeerd. Praktische ervaring met de methodiek leert dat dit leidt tot ca.10% hogere berekende veiligheidsfactoren.

Referenties:

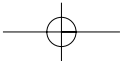
(Calle 1996)

E.O.F. Calle. *Karakteristieke waarden voor schuifsterkte t.b.v. Stabiliteitsanalyses*. Grondmechanica Delft rapport CO-350000/43, juli 1996.

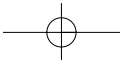
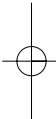
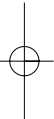
(Calle en Van der Meer 1997)

E.O.F. Calle en M.T. van der Meer. *Probabilisme in de Geotechniek, Onderdeel Ruimtelijke Variabiliteit*, Fase A.III. Grondmechanica Delft rapport CO-361410.95, December 1997.

Statistische verwerking van cel- en triaxiaalproeven, Rapport GeoDelft, SE-50676, februari 1997.



.....

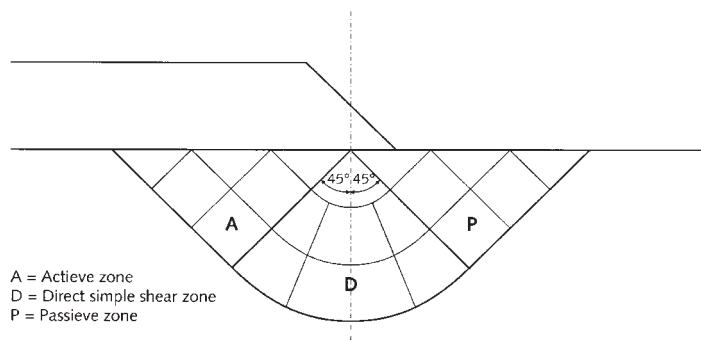


Bijlage 2

ADP-methode

Een van de internationaal bekende methode die anisotropie in rekening brengt is de ADP methode (Active, Direct, Passive). De ADP-methode is een ongedraineerde stabiliteitsanalyse (OSA-analyse) ter bepaling van de sterkte van grondconstructies en wordt veel gebruikt in Scandinavië en de Engels sprekende landen. Deze methode gaat uit van ongedraineerd bezwijken van de grond, dat wil zeggen dat de belastingsverandering vrij snel plaats vindt en de tijd ontbreekt dat de ondergrond aanpast aan de belastingsverhoging of -vermindering. Zowel ophogingen met een of meerdere bouwfasen kunnen worden doorgerekend.

De ADP-methode houdt rekening met de anisotropie van de grond. Om met de anisotropie te kunnen rekenen worden actieve-, horizontale - en passieve- bezwijkzones onderscheiden. In figuur 1 zijn voor een ideaal plastisch materiaal de A- (actieve), D-(direct simple shear; horizontale) en P-(passieve) zones aangegeven.



Figuur 2.1 Ongedraineerd bezwijken van een ideaal plastisch materiaal

De methode maakt gebruik van anisotroop geconsolideerde ongedraineerde triaxiaalproeven met afschuifrichtingen in compressie en in extensie (respectievelijk de proeftypen ATC en ATE), alsmede van geconsolideerde ongedraineerde zuivere schuifproeven (DSS). De relatie tussen het soort laboratoriumproef en de plaats in het glijvlak is in figuur 2.2 aangegeven.

Triaxiaalcompressie proef (ATC)

Deze proef simuleert actief bezwijken van de grond, waarbij de schuifsterkte in dezelfde richting toeneemt als de reeds aanwezige schuifspanningen in de K_0 conditie. De natuurlijke structuur blijft intact en bezwijken treedt op bij een relatief beperkte axiale rek. Na het bereiken van de plasticiteitsgrens treedt een vermindering van de sterkte, in de Engelstalige literatuur 'strain softening' genoemd, op.

Triaxiaalextensie proef (ATE)

In deze proef, een passief bezwijken simulerend, zijn de schuifspanningen tegengesteld aan de initieel aanwezige. Tijdens de proef verminderen de schuifspanningen tot nul en nemen vervolgens in de tegengestelde richting weer toe. Gedurende dit proces treedt een aanzienlijke verstoring op van

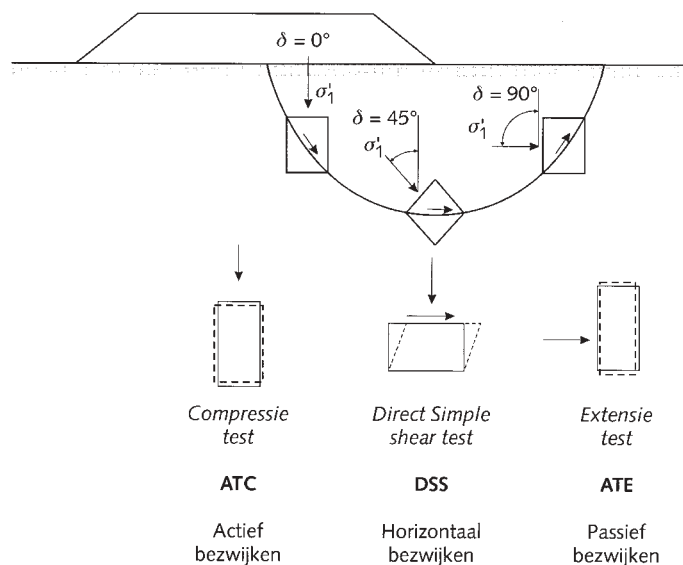
Bijlage 2

ADP-methode

de natuurlijke grondstructuur en volledige plasticiteit wordt bereikt na grote axiale rekken, waarna 'strain softening' niet meer relevant is.

Directe simple shear test (DSS)

De DSS-proef, zie paragraaf 4.4.13 voor een beschrijving van deze proef, wordt gebruikt om de sterkte langs een horizontaal, of nagenoeg horizontaal, gedeelte van het glijvlak te bepalen. In de proef roteert de hoofdspanning tot 45°, waardoor de verstoring van de natuurlijke grondstructuur, voordat volledige plasticiteit wordt bereikt, tussen de verstoring van de ATE- en ATC-proef in ligt.



Figuur 2.2 Glijcilinder met relevante laboratoriumproeven

De ongedraineerde schuifsterkte wordt bepaald als functie van de helling van het glijvlak met de horizontaal. In figuur 2.3 is de anisotropie van de ongedraineerde schuifsterkte schematisch weergegeven.

De anisotropie wordt als volgt gedefinieerd:

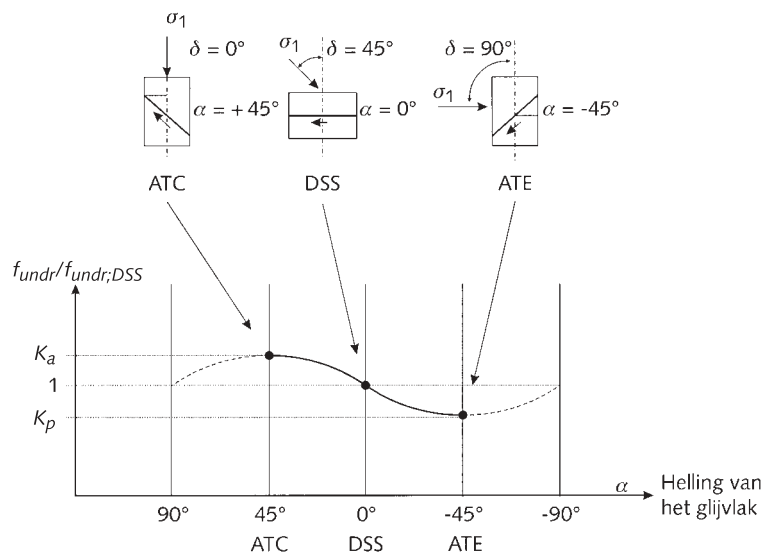
$$K_a = \frac{f_{undr;ATC}}{f_{undr;DSS}} \quad K_p = \frac{f_{undr;ATE}}{f_{undr;DSS}}$$

Bij een ophoging van meerdere bouwfasen blijft het voorspellen en meten van de wateroverspanning beperkt tot de voorspelling c.q. monitoring van het consolidatiepercentage. De ongedraineerde schuifsterkte wordt als volgt berekend:

$$f_{undr;bouwfase(n)} = f_{undr;bouwfase(n-1)} + \Delta \sigma'_{v;n} \rightarrow \frac{f_{undr}}{\sigma'_{vo}}$$

waarin:

$O\hat{\sigma}_{v,n}$ verticale totaalspanningsverhoging bouwfase n
 $\rightarrow$ consolidatiepercentage van bouwfase n-1
 $\hat{\sigma}_{v,0}$ initiële verticale effectieve spanning



Figuur 2.3 Anisotropie van de ongedraineerde schuifsterkte

Bij de bepaling van $O\hat{\sigma}_{v,n}$ wordt bij voorkeur de spanningsspreiding van de ophoging in rekening gebracht.

Ter beperking van de onderzoekskosten zijn goedkope metingen ter bepaling van basis schuifsterkteprofielen aan te bevelen. Aan de hand van deze profielen worden de in het laboratorium bepaalde anisotropiefactoren K_a en K_p , alsmede de absolute grootte van de schuifsterkte $f_{undr,DSS}$, geëxtrapoleerd, zodat in een verticaal of een raai een redelijk continu beeld van de ondergrond wordt verkregen.

Het basis schuifsterkteprofiel kan als volgt worden vastgesteld:

- **In situ vinproeven (FVT) of Lab vinproeven (LVT).**

De ongedraineerde schuifsterkte $f_{undr,FVT/LVT}$ kan met diepte-intervallen van ca. 0,5 m worden gemeten. Door op deze ongedraineerde schuifsterkte een correctiefactor toe te passen wordt de gemiddelde ongedraineerde sterkte langs een cirkelvormig glijvlak benaderd. De correctiefactor μ_{FVT} van Aas et al. (Ref. 1) kan hiervoor worden gebruikt. De correctiefactor houdt tevens rekening met de verschillen in reksnelheid tussen de proef en de werkelijke afschuiving.

Bijlage 2

ADP-methode

$$\mu_{FVT} = \frac{f_{undr}^*}{f_{undr;FVT}}$$

$$\text{Waarin : } f_{undr}^* = \frac{f_{undr;ATC} + f_{undr;DSS} + f_{undr;ATE}}{3}$$

- **Sonderingen (CPMT, CPT)**

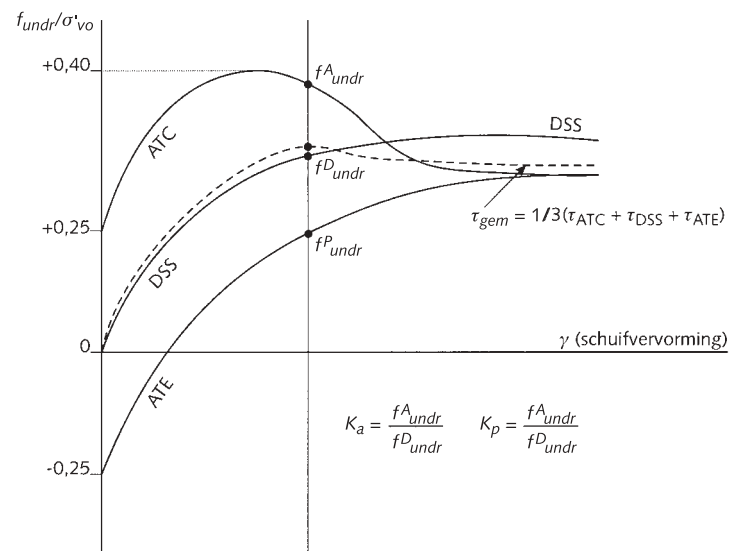
Voor de bepaling van de ongedraineerde schuifsterkte biedt de cone presiometer (CPMT) goede perspectieven. De correctiefactor μ_{CPMT} zal voorsnog per project moeten worden vastgesteld omdat een algemeen toepasbare relatie momenteel niet beschikbaar is.

De meting van de conusweerstand alleen is, zelfs voor een klasse 1 sondering, te onnauwkeurig voor de bepaling van de ongedraineerde sterkte.

De vermindering van de ongedraineerde sterkte voorbij de pieksterkte kan eveneens in rekening worden gebracht. De ADP-methode houdt rekening met dit effect door bij piekwaarde van de gemiddelde schuifsterkte ($f_{gem;piek}$) de bijbehorende waarden van de actieve-, de horizontale- en passieve sterkte vast te stellen. Deze procedure wordt ook wel de compatibiliteitsmethode van Ladd (Ref. 2) genoemd. De procedure is schematisch in figuur 2.4 weergegeven. Hierbij is een star glijvlak verondersteld.

Een sterke 'strain softening' heeft invloed op de berekende stabiliteitsfactor en kan het plotseling, zonder waarschuwing, bezwijken van de grondconstructie tot gevolg hebben.

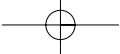
De standaard ADP-methode is te veilig en daarom minder bruikbaar in situaties waarbij de grondconstructie reeds lange tijd aanwezig is en waarbij de belastingsverhoging beperkt is in grootte. Onder deze omstandigheden is de grondconstructie veel sterker dan zou volgen uit een standaard toepassing van de methode. In de Engelstalige literatuur wordt dit effect beschreven met de begrippen 'pre-shearing en evolving anisotropy'. Voor de bepaling van de werkelijke sterkte zijn voor deze situatie spanningspadproeven nodig die geconsolideerd worden aan de aanwezige in situ spanning. Voor een relatief grote belastingsverhoging en/of grote belangen is toepassing van de ADP-methode ook in deze situatie zinvol. Wanneer de belastingsverhoging echter beperkt is in grootte, en de belangen relatief klein zijn, wordt een effectieve stabiliteitsanalyse (ESA-analyse) aanbevolen.



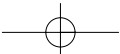
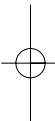
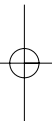
Figuur 2.4 Bepaling ongedraineerde schuifsterkte (f_{undr}^A , f_{undr}^D en f_{undr}^P), rekening houdend met de compatibiliteit van de rek en uitgaande van een star glijvlak

Referenties:

- [1] Aas et al.. Invited lecture ASCE speciality conference 'In Situ 86', Blacksburg VA, Use of in situ tests for foundation design on clay.
- [2] Ladd C.C. (1986). Stability evaluation during staged construction. The twenty second Terzaghi lecture.
- [3] Ongedraineerde Sterkte Analyse met de ADP-methode, Ingenieursbureau Gemeentewerken Rotterdam, Ir. H.M.A. Pachén en Prof. Ir. A.F. van Tol.



.....



Bijlage 3

Boringen

Hieronder volgt een korte toelichting bij de boormethoden die in ons land, met zijn over het algemeen slappe grondgesteldheid, worden toegepast.

Handboringen met een lepelboor of gutsboor

Dit is een methode van droog boren, en leent zich alleen voor toepassing in niet te slappe samenhangende grond, waarin het boorgat ongesteund, dat wil zeggen zonder verbuizing, blijft staan. De bereikbare diepte is afhankelijk van de grondgesteldheid en varieert van 5 tot 15 m. In zand onder de grondwaterspiegel kan deze methode niet worden toegepast. De kwaliteit van dit type boringen is over het algemeen goed. Omdat de grond met de boor in zijn natuurlijke staat omhoog wordt gebracht, kan naast de grondsoort ook de kwaliteit redelijk goed op de hand worden beoordeeld. Deze boormethode leent zich ook uitstekend om in combinatie met een steekboor ongeroerde grondmonsters te nemen.

Pulsboringen

Deze methode van nat boren, waarbij verbuizing van het boorgat plaatsvindt, wordt veel toegepast. Ze is bijzonder geschikt voor slappe gronden en zand. De met de puls omhoog gebrachte grond is echter in hoge mate geroerd en vermengd met water, zodat slechts een globale indicatie kan worden verkregen van de samenstelling ervan. De kwantitatieve eigenschappen van de grond kunnen op basis daarvan niet worden beoordeeld. Voor grondmechanische doeleinden dienen zulke boringen dan ook altijd te worden gecombineerd met het nemen van ongeroerde steekmonsters. Die zijn nodig voor een nadere precisering van het grondprofiel, en voor de bepaling van de mechanische eigenschappen van de grondlagen. In de praktijk heeft dit geleid tot een bijzondere vorm van puls boring met continue monstername, de zogenaamde Ackermann-boring (figuur 3.1). Het pulsen dient hierbij eigenlijk alleen om telkens na het steken van een 0,3 m lang monster het boorgat op te schonen en gereed te maken voor het steken van een volgend monster.

Bij puls boringen voor het grondonderzoek dient men zeer zorgvuldig te werk te gaan. Bij slechte uitvoering kan de grond onder de bodem van het gepulste boorgat over een diepte van tenminste 0,1-0,2 m in ernstige mate worden verstoord door de opwaartse stroming van water ten gevolge van een te lage waterstand in de boorbuis, of door het te snel optrekken van de puls: die gaat dan als een soort zuiger in het boorgat werken.

Ackermann-boring

Bij de Ackermann-boring wordt telkens een ongeroerd monster gestoken van circa 0,30 tot 0,40 m lengte. In het laboratorium kunnen deze monsters uitgelegd worden, beschreven en gefotografeerd worden. Hierdoor wordt een continu boorprofiel verkregen. Van representatieve lagen kunnen monsters worden geselecteerd voor onderzoek in het laboratorium. De methode is betrouwbaar maar kan als gevolg van de gebruikte techniek soms enige geroerdheid veroorzaken en is voor zandgrond minder geschikt omdat de monsterbus slechts door het gebruik van catchers geheel of gedeeltelijk gevuld blijft maar tegelijk ook het monster kan verstoren. Wordt een continu, nagenoeg ongeroerd monster vereist, dan kan beter de duurdere Begemann-boring worden toegepast.

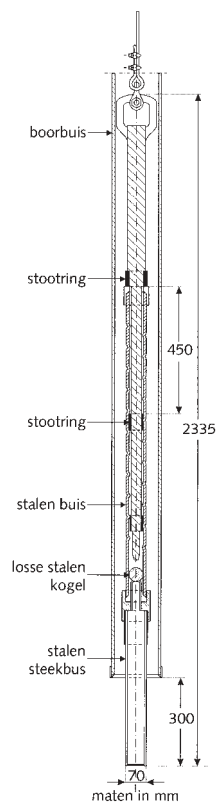
Bijlage 3

Boringen

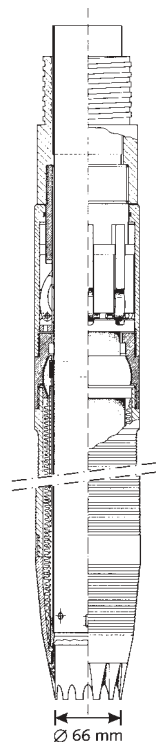
Begemann-boring

Met deze techniek is het mogelijk om in één bewerking een continue, ongeroerde streng grond te steken tot een diepte van ongeveer 20 m of tot het pleistocene zand. Wel bestaat de mogelijkheid dat de kous scheurt door de aanwezigheid van een tussenzandlaag.

In feite wordt er bij deze methode niet geboord maar gestoken. Het continu-steekapparaat met verlengbuizen wordt in de grond gedrukt, als regel door een sondeerinrichting. De continu-boring kan worden uitgevoerd met een diameter van 29 of 66 mm.



Figuur 3.1 Ackermann-boring

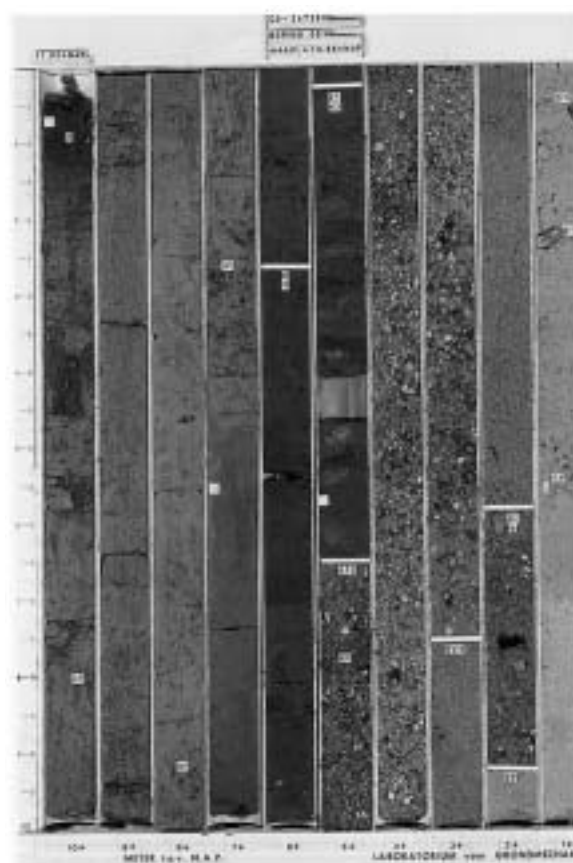


Figuur 3.2 Continu-steekapparaat

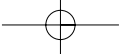
De kleine diameter wordt toegepast voor het nauwkeurig vaststellen van het grondprofiel, en bij eenvoudige onderkenningproeven zoals volumieke-gewichtsbepalingen. De diameter van 66 mm is geschikt om naast de vaststelling van een bodemprofiel ook op relevante diepten ongeroerde monsters uit de streng te nemen voor de uitvoering van laboratoriumproeven. Door de bijzondere wijze van steken zijn de monsters met een diameter van 66 mm van hoge kwaliteit.

Figuur 3.2 geeft een doorsnede van het continu-steekapparaat ≤ 66 mm. In figuur 3.3 is het resultaat van een dergelijke boring door middel van een

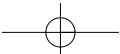
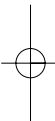
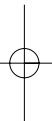
foto vastgelegd. Een belangrijk voordeel van deze methode is, dat een gedetailleerd beeld wordt verkregen van de opbouw en de samenstelling van de grond. Bovendien kan men op grond van visuele beoordeling van het bodemprofiel wel overwogen kiezen welke ongeroerde monsters gebruikt zullen worden voor de bepaling van de mechanische eigenschappen.



Figuur 3.3 Boring met behulp van Continu-steekappaaraat



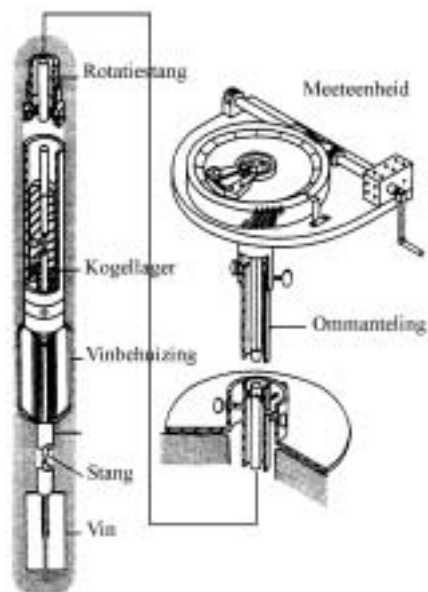
.....



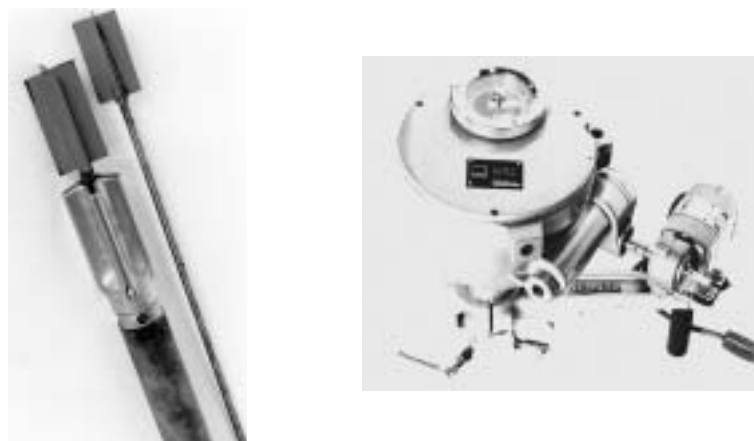
Bijlage 4

Vinproeven

De vin bestaat uit vier dunne, rechthoekige bladen, kruislings bevestigd op het onderende van een dunne stalen staaf (rotatiestang). In de figuren 4.1 en 4.2 is het apparaat weergegeven voor terreinmetingen.



Figuur 4.1 Geometrie van de het vinapparaat



Figuur 4.2 Vinapparaat met meetbehuizing

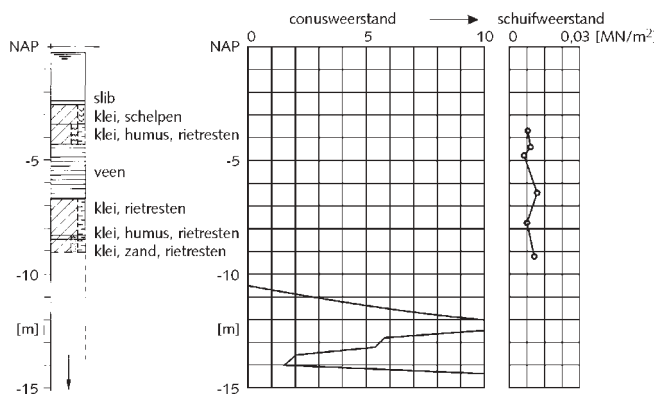
Bijlage 4

Vinproeven

Doorgaans is de hoogte (H) van de vin gelijk aan twee maal de diameter (D) van de omhullende cilinder. De afmetingen van het vinapparaat voor terreinmetingen variëren van $H = 160$ mm bij $D = 80$ mm voor slappe grond tot $H = 110$ mm bij $D = 55$ mm voor vaste gronden. De draaisnelheid van de vin is min of meer gestandaardiseerd op $0,1^\circ/\text{s}$. Voor verdere informatie wordt verwezen naar de (Ref.) *NEN 5106*.

In Nederland wordt veelal de vin in een behuizing, met behulp van een sondeerapparaat, in de bodem gebracht. De vin wordt met de behuizing tot op de gewenste diepte gebracht en vervolgens gedraaid. De ommanteling voorkomt dat de grondwrijving de rotatiemeting kan beïnvloeden. De modernste apparaten meten zowel het torsiemoment als de hoekverdraaiing dicht bij de vin, zodat de stangenwrijving volledig wordt geëlimineerd en een nauwkeurige meting van de hoekverdraaiing mogelijk wordt.

Door afwisselend dieper te boren en een vinproef uit te voeren, kan op eenvoudige wijze een bodemprofiel worden verkregen, dat een beeld geeft van de ongedraineerde schuifsterkte als functie van de diepte (figuur 4.3)



Figuur 4.3 Verloop ongedraineerde sterkte met de diepte

De ongedraineerde schuifsterkte (f_{undr}) is gerelateerd aan het maximale torsiemoment (M) en de grootte van de diameter (D) van de omhullende cilinder:

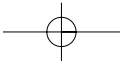
$$f_{undr} = \frac{cM}{\pi D^2} \quad (4.1)$$

Uit het onderzoek 'parameterbepaling' (Ref. *Strain Softening Equations for Pressuremeter Test Analysis*), blijkt dat, in tegenstelling tot de meer conservatieve constante $c = 0,86$ uit de (Ref.) *NEN 5106*, de ongedraineerde schuifsterkte bepaald kan worden met $c = 0,91$. Uit dit onderzoek blijkt verder dat het meten van het moment direct boven de vin-bladen de voorkeur geniet, aangezien de hoekcorrectie bij systemen die op maaiveld niveau meten in de orde van grootte van de te meten hoekverdraaiing blijkt te liggen.

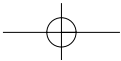
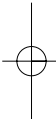
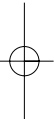
Bovengenoemd onderzoek heeft aangetoond dat voor Nederlandse gronden het vinapparaat niet zo geschikt is voor de bepaling van de glijdingsmodulus. In het algemeen geeft het vinapparaat waarden voor de glijdingsmodulus, die een factor 3 à 5 lager uitvallen ten opzichte van de met CU triaxiaalproef bepaalde waarden.

Referenties:

NEN 5106, Geotechniek. Bepaling van ongedraineerde schuifsterkte.
Terrein-vinproef, NNI, 1991.
Strain Softening Equations for Pressuremeter Test Analysis,
Fugro Ingenieursbureau B.V., rapport p-542/02, december.



.....



Bijlage 5

Terreinonderzoek vervormingsparameters

Pressiometer

Met behulp van pressiometerproeven kan het horizontale spanningsvervormingsgedrag van de sterk samendrukbare lagen in situ worden gemeten (*Ref. The Pressuremeter*). Bij de diverse typen proeven (zoals de Ménard-pressiometer, de selfboring-pressiometer en de Camkometer) wordt op basis daarvan met behulp van semi-empirische formules een horizontale elasticiteitsmodulus en soms ook de horizontale terreinspanning afgeleid. Bij enkele typen kan ook indicatieve informatie worden verkregen over het zettingsgedrag. De self-boring pressiometer levert in vergelijking met andere pressiometertypen kwalitatief betere uitkomsten op, terwijl in kwantitatief opzicht meer parameters, zoals bijvoorbeeld sterkte- en consolidatieparameters, correlatief zijn af te leiden. In Nederland is nog weinig ervaring met deze proeven. In Frankrijk en elders in frans sprekende landen wordt de pressiometer met veel succes toegepast.

Dilatometer

De dilatometerproef is nauw verwant aan de pressiometerproef. De dilatometer (zie figuren 5.1 en 5.2) bestaat uit een dun stalen blad, dat aan een zijde is voorzien van een cirkelvormig membraan. Dit membraan kan hydraulisch geëxpandeerd worden. Voor diverse diepten, meestal wordt om de 20 cm gemeten, wordt de druk die benodigd is om het membraan net te doen bewegen geregistreerd, evenals de druk die nodig is om dit membraan 1,1 mm te expanderen.

De horizontale drukken, die nodig blijken om een zekere horizontale verplaatsing in de grond teweeg te brengen, worden, net als bij de pressiometerproef, aan de hand van semi-empirische formules gecorreleerd met de horizontale elasticiteitsmodulus en eveneens met de horizontale terreinspanning (*Ref. The flat Dilatometer test and its applications*). Naast deze verbanden zijn er ook correlatieformules ter bepaling van sterkte- en doorlatendheidsparameters.



Fig. 5.1 Marchetti Dilatometer



Fig. 5.2 Dilatometer blad

Bijlage 5

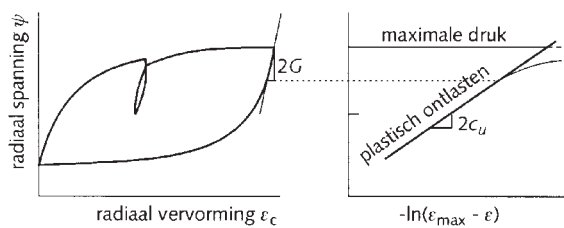
Terreinonderzoek vervormingsparameters

Cone-pressuremeter

De cone-pressuremeter (figuur 5.3), bestaat uit een cilindrisch membraan, dat enigszins cilindrisch kan expanderen door het op te blazen. De cone-pressuremeter wordt geplaatst direct achter een sondeerconus. De sondeerconus wordt zoals gebruikelijk in de grond gedrukt; op de gewenste dieptes wordt er een meting met de cone-pressuremeter gedaan door het membraan op te blazen. Hierbij wordt de druk en expansie van het membraan gemeten. Er worden dan een aantal belast-ontlast curven gevolgd, zie fig. 5.4.



Figuur 5.3 Cone-pressuremeter



Figuur 5.4 Conepressuremeter, ontlast-herbelast curve

Referenties:

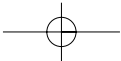
<http://WWW.marchetti-dmt.it>

Strain Softening Equations for Pressuremeter Test Analysis,

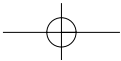
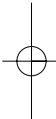
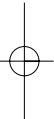
Fugro Ingenieursbureau B.V., rapport p-542/02, december 1998 .

The flat dilatometer test (DMT) and its applications, Seminars in China,
S.Marchetti, 1998.

The Pressuremeter, J.L. Briaud, Balkema, Rotterdam, 1992.



.....



Bijlage 6

Samendrukkingsproef

In (Ref.) *NEN 5118* is vastgelegd hoe de samendrukkingsproef dient te worden uitgevoerd.

In Nederland wordt een cilindrisch monster met een hoogte van 2 cm en een doorsnede van circa 6,5 cm door een stijve stalen ring omsloten (zie figuur 6.1). Het monster wordt aan de boven- en onderzijde omsloten door een poreuze plaat, waarlangs het monster vrij kan afstromen. Het monster wordt via een belastingarm met behulp van gewichten belast. Het is gebruikelijk om circa 5 belastingniveau's te kiezen; twee voor de pre-consolidatiespanning, drie na de pre-consolidatiespanning. Elke belastingtrap wordt in 24 uur aangebracht, waarna een verdubbeling van de belasting plaatsvindt. Ook is het mogelijk om een belast-ontlast cyclus uit te voeren. Met deze proef zijn de primaire samendrukkingsconstante C_c en de zwelingsconstante C_s te bepalen. De secundaire samendrukkingsconstante C_α wordt bepaald door bij een constante belasting het verloop van de samendrukking in de tijd te bepalen. Uit de helling van de ontstane curve kan dan de secundaire samendrukkingsconstante bepaald worden (zie figuur 6.2).

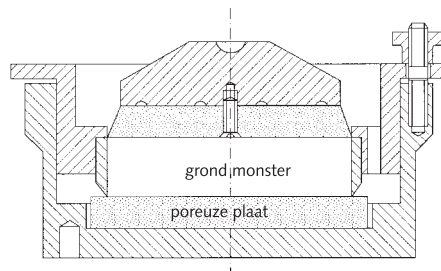
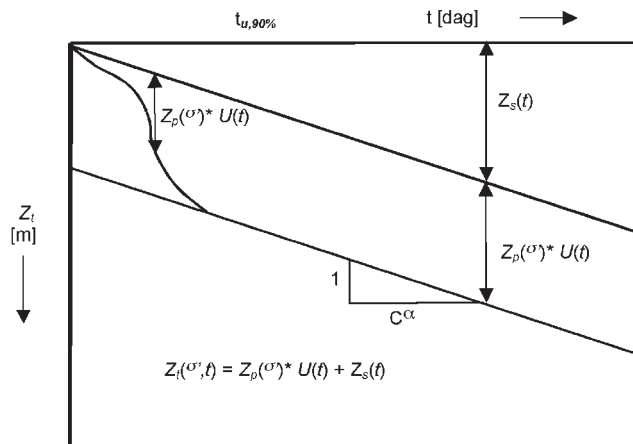


Fig. 6.1 Samendrukkingsproef

Bijlage 6

Samendrukkingsproef



waarin:

t tijd [dag]

Z_t totale zetting [m]

$Z_p(\hat{\sigma}')$ primaire zetting volgens NEN 6740 [m]

$Z_s(t)$ secundaire zetting volgens NEN 6740 [m]

$U(t)$ consolidatiegraad [-]

Figuur 6.2 Primaire en secundaire samendrukking

Referentie:

NEN 5118, Geotechniek. Samendrukkingsproef, NNI, 1991.

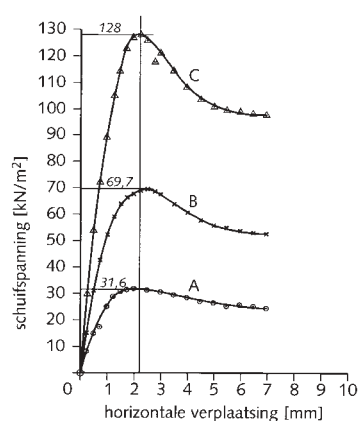
Bijlage 7

Directe schuifproef

In principe bestaat de schuifproef uit een rechthoekige metalen doos, die uit twee delen bestaat (Figuur 7.1). In de doos wordt het te testen monster geplaatst. De proef wordt uitgevoerd door de onderste helft van het doosje ten opzichte van de bovenste deel af te schuiven. Hierbij wordt aan de bovenzijde van het doosje een zekere belasting aangebracht. Onder deze constante verticale belasting worden tijdens de proef de relatieve verplaatsingen van de twee onderdelen van het monster gemeten alsmede de hiervoor benodigde horizontale kracht. Deze proef wordt bij diverse grootten van de verticale belasting herhaald. Figuur 7.2 toont dit verloop voor drie verschillende horizontale (constante) krachten.



Fig. 7.1 Directe schuifproef



Monster A B C			
Normaal spanning [kN/m ²]	36	80	166
Schuifspanning [kN/m ²]	32	70	128
Verplaatsing [mm]	2	2,5	2,2
Zetting [mm]	16	1	5
Droge dichtheid [Mg/m ³]	1,70	1,70	1,71
Poriëngetal [-]	0,56	0,56	0,55

Fig. 7.2 Resultaten van directe schuifproef

Hoewel de bovenste helft van het doosje horizontaal wordt verplaatst ten opzichte van de onderste helft, treedt er geen afschuiving over een horizontaal vlak op. Het is meer aannemelijk, dat afschuiving langs andere vlakken (waar de schuifspanningen eerder de kritieke waarde bereiken) optreedt. Het is in deze proef helaas niet mogelijk de spanningen op deze vlakken te bepalen. Daarom wordt het horizontale vlak als schuifvlak beschouwd.

Dit leidt tot overschatting van de wrijvingseigenschappen.

Bijlage 7Directe schuifproef

Onderstaand worden de belangrijkste nadelen van de proef samengevat (Ref. *Grondmechanica*):

- De spannings- en vervormingtoestand zijn ongelijkmatig in het monster. Dit komt omdat in de twee helften van het apparaat het monster min of meer zit opgesloten en alleen in het middenvlak vervormingen zullen optreden.
- Er ontbreekt een gecontroleerde meting van de waterspanning.
- Er bestaat onzekerheid in de berekening ten aanzien van de verticale spanning en schuifspanning, omdat het monsteroppervlak tijdens de proef wijzigt (initieel of actueel monsteroppervlak tijdens de proef)
- Slechts één paar spanningen is bekend: de constante verticale belasting en de horizontale schuifkracht.

De proef wordt voornamelijk toegepast voor de bepaling van de wrijvings eigenschappen van zand en de ongedraineerde schuifsterkte van klei. Een gedraineerde schuifproef op een kleimonster wordt zelden uitgevoerd, vanwege de lange duur van de proef. Een uitzondering vormt het meten van de wrijvingshoek bij erg grote cumulatieve verplaatsingen van kleimonsters (residual strength). In een triaxiaalproef is dit niet uitvoerbaar. Daarnaast wordt de proef toegepast voor het testen van geotextielen en membranen.

Referentie:

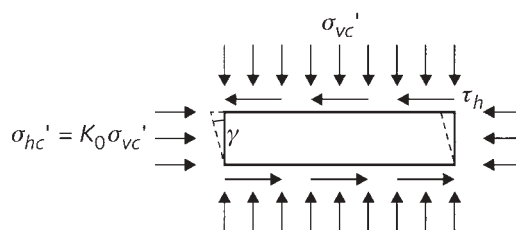
Grondmechanica, A. Verruijt, Delft University Press, 1999.

Bijlage 8

DSS-proef

Bij de Direct Simple Shear test (DSS-proef) wordt het grondmonster belast door een constante verticale kracht. Na consolidatie van het monster (één-dimensionaal) wordt het monster afgeschoven, waarbij afschuifvervorming in één richting mogelijk is. De DSS-proef geeft een vervormingstoestand, die homogener is dan die van de directe schuifproef (*Ref. Comparison of truly undrained and constant volume direct simple shear test*).

Figuur 8.1 toont de schuifvervorming γ voor de ongedraineerde proef (monstervolume is constant gecombineerd met horizontale schuifkracht). Deze proef wordt voornamelijk toegepast voor de bepaling van de wrijvings-eigenschappen van zand en de ongedraineerde schuifsterkte van klei.



Figuur 8.1 Spanningen en deformaties

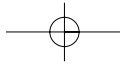
DSS-apparaten

De DSS-proef is nog volop in ontwikkeling en wordt nog weinig in de adviespraktijk toegepast. Er zijn diverse DSS-apparaten in gebruik (*Ref. Comparison of truly undrained and constant volume direct simple shear test*) (zie figuur 8.2):

- het in de Universiteit van Cambridge ontwikkelde schuifapparaat ;
- het apparaat van het Geotechnisch Instituut van Noorwegen (NGI).

In beide schuifapparaten is het monster zijwaarts gesteund zodat schuifvervormingen zoals in figuur 8.1 mogelijk zijn, terwijl de horizontale monsterlengte gelijk blijft.

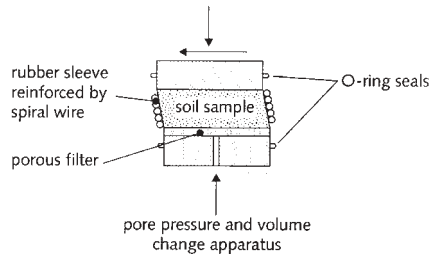
- het apparaat van Cambridge heeft scharnierende wanden;
- het apparaat van NGI heeft een cilindrisch draadversterkt rubber membraan.



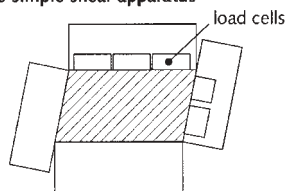
Bijlage 8

DSS-proef

NGI simple shear apparatus



Cambridge simple shear apparatus



Figuur 8.2 DSS-apparatuur

Kritiek schuifvlak

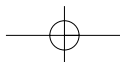
In de Direct Simple Shear test komt het kritieke schuifvlak nooit overeen met het horizontale schuifvlak. De hoek tussen het kritieke schuifvlak en het horizontale schuifvlak wordt bij grote schuifvervormingen overigens wel kleiner (Ref. *Lateral stress measurements during static and cyclic direct simple shear testing*).

De oriëntatie van het kritieke schuifvlak is afhankelijk van de gehele spanningstoestand van het grondmonster. In de standaardconfiguratie van de meeste schuifapparaten (evenals in de directe schuifproef, zie Bijlage 7) wordt echter de laterale spanningstoestand niet gemeten. Alleen de schuifspanning ($T/A = \hat{\sigma}_h$) en de verticale normaalspanning ($N/A = \hat{\sigma}_{vc}$) worden gemeten. Dit betekent dat niet de gehele spanningstoestand van het monster bekend is. Derhalve wordt aangenomen dat het horizontale (of verticale) schuifvlak het kritieke schuifvlak is. Hieruit volgen de schuifsterkteparameters (c en ϕ).

Recente ontwikkelingen

Een van de recente ontwikkelingen in het apparaat van het NGI is de meting van laterale spanningen in het monster (Ref. *Lateral stress measurements during static and cyclic direct simple shear testing*). Uitvoering van deze metingen tijdens de schuifproef zorgt ervoor dat de hele spanningstoestand bekend is. De resultaten van de proef komen in dat geval overeen met een triaxiaalproef.

Met de meeste schuifapparaten kan in de standaardconfiguratie niet een volledige ongedraineerde proef worden uitgevoerd, waarbij de waterspanning in de poriën wordt gemeten (Ref. *Comparison of truly undrained and constant volume direct simple shear test*). In plaats daarvan worden schuifproeven uitgevoerd, waarbij het monstervolume constant wordt gehouden.



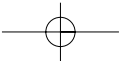
Omdat de apparatuur zijdelingse vervormingen van het monster uitsluit, hoeft slechts de hoogte van het monster constant te worden gehouden tijdens de schuifproef.

Referenties:

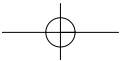
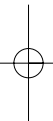
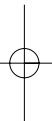
Comparison of truly undrained and constant volume direct simple shear test,
J R. Dyvik, T. Berre, S. Lacasse, Br. Raadim, Norwegian Geotechnical Institute, NGI-nummer 170, 1988.

Lateral stress measurements during static and cyclic direct simple shear testing,

R. Dyvik, T.F. Zimmie, Norwegian Geotechnical Institute, NGI-nummer 149, 1983.



.....



Bijlage 9

Begrippenlijst

5-JAARLIJKE TOETSING

Periodieke beoordeling van de veiligheid en sterkte van een dijkkring.

AANLEGHOOGTE

Kruinhoogte van de dijk onmiddellijk na het gereedkomen ervan.

AANSLUITCONSTRUCTIE

Het gehele dwars- en lengteprofiel van een grondconstructie in zijn afwijkende vorm, bij de overgang naar een duin, hoge gronden of een kunstwerk.

ACHERLOOPSHEID

Lekstroom achter een constructie om.

AFSCHUIVING

Het verplaatsen van een deel van een grondlichaam door overschrijding van het evenwichtsdraagvermogen.

ACTUELE STERKTE

Sterkte op moment van beoordeling.

AFSLAGPROFIEL

Het resterende profiel van een hoog voorland na aanzienlijke buitendijkse erosie.

BAN-, WINTER-, OF RIVIERDIJK

De rivierdijk die het winterbed omsluit.

BASISRAPPORT

TAW-rapport dat achtergrondinformatie voor gebruikers van de TAW leidraden bevat.

BEDDINGSCONSTANTE

Een evenredigheidscoëfficiënt tussen de door de grondslag geleverde tegendruk en de zakking van een oppervlak onder een verticale belasting (een veerconstante die de stijfheid van de ondergrond uitdrukt).

BEHEER

Het geheel van activiteiten dat noodzakelijk is om te waarborgen dat de functies van de waterkering blijven voldoen aan de daarvoor vastgestelde eisen en normen.

BEHEERDER

In dit Technisch Rapport: De overheid waarbij de waterkering in beheer is.

BEHEERSREGISTER

Documenten waarin de voor het behoud van het waterkerend vermogen kenmerkende gegevens van de constructie en de feitelijke toestand van de (primaire) waterkering nader zijn omschreven.

Bijlage 9

Begrippenlijst

BELEID

Het geheel van gemaakte bestuurlijke keuzen.

BENEDENRIVIERENGEBIED

Het door Rijn en Maas gevoede rivierengebied ten westen van de lijn Schoonhoven - Werkendam - Dongemond, inclusief Hollands Diep en Haringvliet, zonder de Hollandsche IJssel.

BEOORDELINGSPROFIEL

Denkbeeldig minimum profiel van gedefinieerde afmetingen waarbinnen zich geen objecten bevinden, dat binnen het werkelijk aanwezige profiel moet passen en dat de garantie moet bieden dat de waterkering voldoende sterk is.

BEVOEGD GEZAG

De overheidsinstantie die bevoegd is het m.e.r.-plichtige besluit te nemen (bij dijkversterking de provincie).

BEZWIJKEN

Het optreden van ontoelaatbaar grote vervormingen van een constructie zodanig dat de samenhang daarvan verloren gaat.

BEZWIJKMECHANISME

De wijze waarop een constructie bezwijkt (bijvoorbeeld afschuiven, piping).

BINNENBERM

Extra verbreding aan de landzijde van de dijk om het dijklichaam extra steun te bieden en/of om zandmeevoerende wellen te voorkomen.

BINNENTALUD

Hellend vlak van het dijklichaam aan de landzijde van de dijk.

BINNENTEEEN

De onderrand van het dijklichaam aan de landzijde van de dijk (de overgang van dijk naar maaiveld).

BOEZEMKADE

De kade gelegen aan weerszijden van de voor het afvoer van overtollig water gebruikte watergang in een polder (boezem). Het waterpeil in de boezem is in de regel hoger dan het polderpeil.

BOVENRIVIERENGEBIED

Het door Rijn en Maas gevoede rivierengebied ten oosten van de lijn Schoonhoven - Werkendam - Dongemond. De waterstanden worden daar niet beïnvloed door het getij van de Noordzee.

BRES

Gat in waterkering.

BUI-OSCILLATIES

Onregelmatige schommelingen van de waterspiegel met wisselende periode, die vooral bij zware storm optreden.

BUISTOOT

Afzonderlijk optredende vrij kort durende waterspiegelverheffing ten gevolge van een zware bui.

BUITENTALUD

Hellend vlak van het dijklichaam aan de rivierzijde.

BUITENWATER

Het oppervlaktewater waarvan de waterstand direct invloed ondergaat bij hoge stormvloed, bij hoog opperwater van een van de grote rivieren, bij hoog water van het IJsselmeer of bij een combinatie daarvan.

CAPILLAIRE ZONE

De met water verzadigde grondzone boven het freatisch vlak.

COHESIE

Wederzijdse aantrekking tussen de fijne gronddeeltjes van sommige grondsoorten, waardoor deze bij elkaar worden gehouden tot een vaste massa zonder externe krachten.

CONSOLIDATIE

Het uitpersen van water uit de poriën van het korrelskelet van slecht doorlatende samendrukbare grond onder invloed van belastingverhoging ten gevolge waarvan een volumeverkleining zal optreden.

CONSOLIDATIECOEFFICIENT

Een bij benadering constante grootte, die bepalend is voor het verloop van het consolidatieproces; de grootte ervan wordt bepaald door doorlatendheid en samendrukbaarheid van de grond en het volumegewicht van het water.

COMMISSIE BOERTIEN I

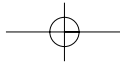
Commissie Toetsing Uitgangspunten Rivierdijkversterkingen die de minister van Verkeer en Waterstaat adviseerde.

COUPURE

Onderbreking in de waterkering voor de doorgang naar stad of veerpont of de doorvoer van een (water)weg of spoorweg die bij hoge waterstanden afsluitbaar is.

DIJKBASIS

De zich binnen de invloedssfeer van de dijk bevindende ondergrond.



Bijlage 9

Begrippenlijst

DIJKRINGGEBIED

Gebied dat door een stelsel van waterkeringen, of hoge gronden, beveiligd moet zijn tegen overstroming, in het bijzonder bij hoge stormvloed, bij hoog opperwater van een van de grote rivieren, bij hoogwater van het IJsselmeer of een combinatie daarvan.

DIJKTAFELHOOGTE

De minimaal vereiste kruinhoogte.

DIJKVAK

Deel van een waterkering met min of meer gelijke sterkte-eigenschappen en belasting.

DUINVOET

De overgang van strand naar duin. De positie van de duinvoet in een dwarsprofiel wordt door veel beheerders gedefinieerd met behulp van een in de tijd constante hoogtelijn (bijvoorbeeld NAP +3m).

ELASTOPLASTISCH GEDRAG

Verschijsel waarbij grond bij toenemende belasting eerst elastisch en daarna plastisch vervormt.

ESTUARIUM

Wijde riviermond.

FALEN

Het niet (meer) voldoen aan vastgestelde criteria.

FILTER

Tussenlaag in taludbekleding die uitspoeling van fijnkorrelig materiaal uit de ondergrond door de bovenliggende laag van de bekleding voorkomt.

FREATISCH VLAK

Vrije grondwaterspiegel.

GOLFOPLOOP

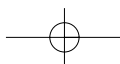
De hoogte boven de waterstand tot waar een tegen het talud oplopende golf reikt (de 2% golfoploop wordt door 2% van de golven overschreden).

GOLFOVERSLAG

Hoeveelheid water die door golven per strekkende meter gemiddeld per tijdseenheid over de waterkering slaat.

GOLFOVERSLAG

Het verschijnsel waarbij water over de kruin van de dijk het achterland in loopt waarbij de waterstand lager is dan de kruin, maar het water opgezweept wordt door golven ten gevolge van wind of scheepvaart.



GRENSPROFIEL

Het profiel dat na afslag tijdens ontwerpomstandigheden nog minimaal als waterkering aanwezig moet zijn.

HEAVE

Het ontstaan van drijfzand bij verticaal uittredend grondwater.

HOGE GRONDEN

Natuurlijke hoge delen van Nederland die niet overstromen bij maatgevend hoogwater. Deze zijn op de dijkkringgebiedenkaart aangegeven als de NAP +1 m lijn bij bedreiging vanaf het IJsselmeer, de NAP +2 m lijn bij bedreiging vanaf zee of, indien hoger langs de rivieren, als hoogtelijn overeenkomend met de maatgevende hoogwaterstand.

HOOGWATERSTIJGING

Relatieve stijging van de gemiddelde hoogwaterstand (inclusief de NAP-daling).

HYDRAULISCHE WEERSTAND

Karakterisering van de verticale doorlatendheid van slecht doorlatende grondlagen.

HYDRODYNAMISCHE PERIODE

De tijd, die nodig is om, vanaf het aanbrengen van een belasting, de wateroverspanning te laten afnemen tot deze (vrijwel) geheel is verdwenen.

INFILTRATIE

Het indringen van water in de bodem of het grondlichaam.

INSCHARINGSLENGTE

De breedte waarover het voorland of de dijk wordt aangetast bij het optreden van zettingsvloeiing.

INUNDATIE

Overstromen van een gebied.

INUNDATIENORM

Een veiligheidsnorm aangegeven als de gemiddelde kans (per jaar) op een overstroming door het bezwijken van een primaire waterkering.

INVLOEDSZONE

De tot de waterkering behorende gronden, die daadwerkelijk bijdragen aan het waarborgen van de stabiliteit, zowel aan de binnen- als aan de buitenzijde van de waterkering.

KADE

Kleine dijk.

KEUR

Verordening met strafbepaling van een waterschap.

Bijlage 9

Begrippenlijst

KEURGEBIED

Gebied waarop de keur van toepassing is.

KORRELVERDELING

Verdeling naar grootte van de korrels van een materiaal, uitgedrukt in massadelen.

KRITIEKE DICHTHEID

De grenswaarde van de dichtheid van zand tussen losse- en vaste pakking.

KRUIN

Het hoogste punt van het dijklichaam.

KWEL

Het uittreden van grondwater onder invloed van een waterstandsverschil over een kering.

KWELKADE

Een achter de bandijk gelegen ongeveer 50 cm hoge kade die het kwelwater opvangt.

KWELLENGTE

De afstand die door water ondergronds wordt afgelegd voordat het weer aan de oppervlakte komt.

KWELSCHEM

Een ondoorlatende, in de regel verticale, constructie voor verlenging van de kwelweg.

LEGGER

Document waarin is omschreven waaraan de (primaire) waterkering moet voldoen naar richting, vorm, afmeting en constructie en waarin de keurbe-
grenzingen worden weergegeven.

LNC-WAARDEN

Waarden van landschap, natuur en cultureel erfgoed.

LUTUM

Korrelfractie bestaande uit minerale deeltjes kleiner dan 0,002 mm.

MAATGEVENDE HOOGWATERSTAND (MHW)

Ontwerppeil volgens de norm van art. 3.2 van de Wet op de waterkering.

MACROSTABILITEIT

De weerstand tegen het optreden van een glijvlak in het talud en de ondergrond.

MATERIAALFACTOREN

Partiële factoren, die op de materiaalparameters worden toegepast om on-
zekerheden in de grondeigenschappen te verdisconteren.

MEERDIJK

Een primaire waterkering, gelegen langs in het algemeen grote wateren, anders dan rivieren, zonder getijdewerking.

MICROSTABILITEIT

Weerstand tegen erosie van het talud ten gevolge van uittredend water.

MORFOLOGIE

Leer en beschrijving van de vormen van het aardoppervlak.

NAP

Normaal Amsterdams Peil. Hoogte ten opzichte van het 'Amsterdams Peil', de gemiddelde zomervloedstand van het IJ voor Amsterdam toen dit nog in vrije verbinding stond met de Zuiderzee.

NAP-DALING

De daling van het NAP-vlak als gevolg van onderlinge bewegingen in de aardkorst. Wegens het ontbreken van een meetbaar referentiepunt (middenpunt van de aarde) is deze daling niet te kwantificeren en kan alleen in combinatie met de zeespiegelstijging gekwantificeerd worden.

NIET WATERKEREND OBJECT

Objecten op of in de dijk die geen waterkerende functie hebben, zoals leidingen, woningen, gemalen en bomen.

ONDERLOOPSHEID

Lekstroom onder een constructie door.

ONTGRONDING

Erosie van het de waterbodem aan de teen van een dijk, als gevolg van stroming en golfbeweging.

ONTWERPPEIL

Extreme hoogwaterstand met een voorgeschreven overschrijdingsfrequentie. Deze frequentie varieert langs de Nederlandse kust tussen 1/2000 per jaar en 1/10.000 per jaar.

OPBARSTEN

Bezwijken van de grond, door het ontbreken van verticaal evenwicht in de grond, onder invloed van wateroverdrukken.

OVERBELASTING

Treedt op als het geldende overslagcriterium wordt overschreden.

OVERHOOGTE

Extra hoeveelheid grond die wordt aangebracht met het doel om na zetting van de ondergrond het gewenste profiel te bereiken.

Bijlage 9

Begrippenlijst

OVERLOPEN

Het verschijnsel waarbij water over de kruin van de dijk het achterland in loopt omdat de waterstand in de rivier hoger is dan de kruin.

OVERSCHRIJDINGSFREQUENTIE

Gemiddeld aantal keren dat in een bepaalde tijd een verschijnsel een zekere waarde bereikt of overschrijdt.

OVERSTROMING

Inundatie.

PEILBUIS

In de grond geplaatste buis voor het meten van de grondwaterstand of stijghoogte.

PIPING

Het verschijnsel waarbij onder een waterkering een holle pijpvormige ruimte ontstaat doordat het erosieproces van een zandmeevoerende wel niet stopt.

PLANPERIODE

Periode (voor dijken meestal 50 jaar) waarvoor de voorziene wijzigingen in omstandigheden worden meegenomen in het ontwerp van een waterkering.

PLASBERM/KREUKELBERM

Horizontaal gedeelte van een dijk, aan de buitenzijde gelegen, als overgang tussen de harde bekleding en de rest van het talud of de vooroever.

PLASTICITEITSINDEX

Verskil in vochtgehalte van cohesieve grond tussen de vloeigrens (overgang van vloeibare in plastische toestand) en de uitrolgrens (overgang van plastische in halfvaste toestand).

POLDERPEIL

Peil van het oppervlaktewater binnen een beheersgebied.

PORIENGEHALTE

Het percentage van het volume van de grond, dat door poriën wordt ingenomen.

PRIMAIRE WATERKERING

Waterkering die beveiliging biedt tegen overstroming doordat deze ofwel behoort tot het stelsel dat een dijkkringgebied omsluit, ofwel voor een dijkkringgebied is gelegen.

PRIMAIRE ZETTING

Verticale vervorming van grondlagen als gevolg van een toename van de korrelspanning.

RINGDIJK

Het om een dijkringgebied gelegen stelsel van waterkeringen.

RIVIERDIJK

Een primaire waterkering, gelegen langs in het algemeen grote rivieren.

SCHAARDIJK

Rivierdijk die onmiddellijk aan het zomerbed grenst.

SCHADEFACTOR

Factor waarin de gevolgen van bezwijken zijn betrokken.

SECUNDAIRE ZETTING

Als functie van de tijd doorgaande verticale vervorming van grondlagen, bij gelijkblijvende korrelspanning; kruip.

SEICHE

Resonantieverschijnsel in bekkens (o.a. havens) ten gevolge van laag frequente variaties van de buitenwaterstand. Verschijnsel wordt ook wel havenslingering genoemd.

SQUEEZING

Plotseling optredende grote horizontale, van de as van de grondconstructie af gerichte, verplaatsingen in de ondergrond onder de grondconstructie; ijswafeffect.

STROOMGEUL

Uitschuring in de (water-)bodem, als gevolg van stromend water.

UITERWAARD

Deel van de rivierbedding tussen zomerbed en banddijk; winterbed.

UITGEKIEND ONTWERP

Afwijkende dijkprofielen en technische constructies in de dijk waardoor het ontwerp afwijkt van het gewone ruime dijkprofiel bestaande uit zand en klei.

UITROLGRENS

Watergehalte in grond bij de overgang van plastische naar de halfvaste toestand.

VERHANG

Verhouding tussen het potentiaalverschil en de lengte waarover dit optreedt.

VERVAL

Potentiaalverschil.

VERWEKING

Verlies aan samenhang van het korrelskelet als gevolg van toename van de waterspanning (in de poriën).

Bijlage 9

Begrippenlijst

VLOEIGRENS

Watergehalte van grond bij de overgang van de vloeibare naar de plastische toestand.

VOORLAND

Ondiepe waterbodem voor de teen van een dijk.

VOOROEVER

De waterbodem in de zone vlak voor de teen van een dijk.

WAAKHOOGTE

De actuele hoogte van een kruin van een waterkering boven het ontwerppeil.

WATERKERINGEN

Kunstmatige hoogten en die (gedeelten van) natuurlijke hoogten of hooggelegen gronden, met inbegrip van daarin of daaraan aangebrachte werken, die een waterkerende of mede een waterkerende functie hebben, en die als zodanig in de legger zijn aangegeven.

WATERKERINGSZONE

Zone in het duin- of dijkgebied (en eventueel landwaarts daarvan) die als waterkering wordt aangemerkt en door de waterkeringbeheerder wordt beheerd (ook wel beheersgebied; keurzone).

WATERSpanning

De druk in het grondwater.

WATERSTANDSNORM

De wettelijke veiligheidsnorm aangegeven als gemiddelde overschrijdingskans - per jaar - van de hoogste hoogwaterstand waarop de tot directe kering van het buitenwater bestemde primaire waterkering moet zijn berekend, mede gelet op overige het waterkerend vermogen bepalende factoren.

WEL

Geconcentreerde uitstroming van kwelwater door een gat of langs een paal in de afdekkende kleilaag.

WIEL

Ontgrondingskuil direct achter of voor een dijk ontstaan bij een dijkdoorbraak waar de dijk in een kronkel omheen ligt. Het wiel is dan een meertje geworden.

WINTERBED

Dwarsprofiel van de rivier tussen het zomerbed en de waterkering.

ZANDMEEVOERENDE WEL

Erosieverschijnsel waarbij uittredend kwelwater zand uitspoelt.

ZEEDIJK

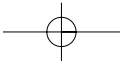
Een primaire waterkering van de categorie 1, die zout water keert.

ZETTING

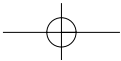
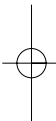
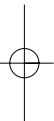
Volumeverkleining van grond, hoofdzakelijk ten gevolge van een bovenbelasting, de eigen massa en/of uittreden van water.

ZETTINGSVLOEIING

Een verzadigde zandmassa gedraagt zich als een vloeistof als gevolg van het wegvallen van de korrelspanning.



.....



Bijlage 10

Symbolenlijst

Symbool	Dimensie	Omschrijving
A_{ont}	m^3/m	Onthouden zandvolume per m
b_f	m	Dikte filterlaag
b_k	m	Dikte kleilaag
B	m	Breedte berm
c	Pa	Cohesie grond
c'	Pa	Effectieve cohesie grond
C_c	-	Primaire samendrukkingsindex
C_{creep}	-	Materiaalconstante m.b.t. piping
$C_{w,creep}$	-	Materiaalconstante m.b.t. piping
$C_{\prime}$	-	Secundaire samendrukkingsindex
C_s	-	Zwellingsconstante
c_u	Nm^{-2}	Ongedraineerde schuifsterkte
C_E	$m^{-1}s^{-1}$	Graserosiecoëfficiënt
c_v	m^2/s	Consolidatiecoëfficiënt
d	m	Laagdikte of referentie-erosiediepte of dikte matras/gabion
d_s	m	Stijghoogteparameter
d_{70}	m	70-Percentielwaarde van de korrelverdeling
D	m	Dikte watervoerend pakket of kenmerkende afmeting bekledingselement
D_r	-	Relatieve dichtheid $= \frac{(e_{max} - \Phi e)}{(e_{max} - \Phi e_{min})}$
e	-	Poriëngetal
e_o	-	Poriëngetal bij initiële korrelspanning
E	kNm^{-2}	Elasticiteitsmodulus

Bijlage 10

Symbolenlijst

f_{undr}	Nm ⁻²	Ongedraineerde schuifsterkte
F	N	Algemene aanduiding voor kracht
g	m/s ²	Versnelling zwaartekracht
GGA	m	Gemiddelde getij-amplitude
GHW	m	Gemiddeld hoogwater
GLW	m	Gemiddeld laagwater
GWS	m	Gemiddelde waterstand
h	m	Dikte van de grondlaag of waterdiepte ter plaatse van de teen van de dijk of grondwaterstand t.o.v. referentieniveau
h_c	m	Kruinhoogte boven stilwaterlijn
h_{op}	m	Stormopzet
h_q	m	Oploophoogte behorende bij $q = 0,1$ l/m/s
OH	m	Aandeel buistoot in de maximale waakhogte
H	m	Golfhoogte
H_s	m	Significante golfhoogte aan de teen van de dijk (wordt door 13,6% van de golven overschreden)
i_{kr}	-	Kritiek verhang
I_p	%	Plasticiteitsindex klei
k	ms ⁻¹	Doorlatendheid
kD	m ² s ⁻¹	Doorlaatvermogen (transmissiviteit) van een watervoerend pakket
k_h	ms ⁻¹	Horizontale doorlatendheid grondlaag
k_v	ms ⁻¹	Verticale doorlatendheid grondlaag
L	m	Kwelweglengte of breedte voorland
L_s	m	Inscharingslengte

m	-	Exponent in het Hardening Soil model, stelt de stijfheid afhankelijk van het spanningsniveau
m_v	m ² /kN	Verticale volumesamendrukkingscoëfficiënt
M_x	kg	Steenmassa waarvoor geldt dat x% van de stenen een grotere massa heeft
MHW xxxx	m	Maatgevend hoog water, vastgesteld in het jaar xxxx
MKH	m	Maatgevende kruinhoogte
n	-	Veiligheidsfactor of poriëgehalte
n_f	-	Poriëgehalte filterlaag
n_k	-	Poriëgehalte kleilaag
n_r	-	Relatieve dichtheid $= \frac{(n_{\max} \Phi n)}{(n_{\max} \Phi n_{\min})}$
O	m ²	Oppervlakte
q	m ³ /m/s	Overslagdebiet per m
q_t	m ³ /m/s	Toelaatbaar overslagdebiet per m
r	m	Extra afslag achter achterkant constructie
R	kNm	Gemiddelde sterkte langs schuifvlak
S	kNm	Aandrijvend moment
S_{Op}	-	H_s/L_{Op}
SP	m	Streefpeil
S	div.	Sterkteparameter
S_w	-	Verzadigingsgraad
SWL	-	Stilwaterlijn
t_k	uur	Tijdsduur ligging in klapzone
$t_{N-1}^{0,95}$	-	Student t-factor
t_s	uur	Maatgevende stormduur

Bijlage 10

Symbolenlijst

T	s	Golfperiode of Schuifweerstand [N]
U	Nm ⁻²	Waterspanning of consolidatiegraad [-]
y_d	m	Breshoogte
y_m	m	Maximale waterdiepte in de stroomgeul
Z	m	Hoogte teen talud t.o.v. referentieniveau
$Z_{x\%}$	m	Golfoploophoogte boven SWL, die door x% van de inkomende golven wordt overschreden
z_q	m	Golfoploophoogte behorende bij $q = 0,1$ l/m/s
Z_k	%	Zandgehalte = massapercentage korrels > 63 μm
Z_t	m	Totale zetting
W	N	Waterdruk
$\backslash$	°	Verwekingshoek of hoek talud met horizontaal
ϵ	°	Hoek talud met horizontaal of hoek tussen de golfrichting en de normaal op de kering
$\mathfrak{S}$	-	Veiligheidsfactor of reductiefactor golfoploop/-overslag
$\mathfrak{S}_b$	-	Stabiliteitsfactor op basis van gemiddelde waarden
$\mathfrak{S}_g$	-	Veiligheidsfactor verbandhoudend met het gebruikte rekenmodel (gevoelheidsfactor)
$\mathfrak{S}_k$	kN/m ³	Volumiek gewicht van het korrelmateriaal
$\mathfrak{S}_m$	-	Veiligheidsfactor verbandhoudend met materiaalparameters
$\mathfrak{S}_n$	-	Veiligheidsfactor verband houdend met schade

γ_{nat}	kN/m ³	Nat volumiek gewicht
γ_k	-	Veiligheidsfactor van de sterkte
γ	-	Veiligheidsfactor van de belasting
γ_w	kN/m ³	Volumiek gewicht van water
β	°	Zijhelling nabij grondconstructie
β_2	°	Hellingshoek na zettingsvloeiing
β	m	Indringingslengte of correctiefactor rekenwaarde golfhoogte
$\hat{\gamma}_b$	kNm ⁻²	Gewicht bekleding onder water
$\hat{\gamma}_{gem}$	Nm ⁻²	Gemiddelde korrelspanning
$\hat{\gamma}_h$	Nm ⁻²	Horizontale korrelspanning
$\hat{\gamma}_v$	Nm ⁻²	Verticale korrelspanning
$\hat{\gamma}_{n'}$	Nm ⁻²	Korrelspanning loodrecht op het beschouwde vlak
$\hat{\gamma}^*$	Nm ⁻²	Korrelspanning
$\hat{\gamma}_0^*$	Nm ⁻²	Initiële korrelspanning
$\hat{\gamma}_{kr}$	Nm ⁻²	Kritieke schuifspanning of schuifsterkte
$\hat{\gamma}_m$	Nm ⁻²	Gedraineerde schuifsterkte
O	-	Relatieve volumieke massa toplaag
O_f	-	Relatieve volumieke massa filterlaag
O_k	-	Relatieve volumieke massa kleilaag
OH	m	Verval over de grondconstructie
$OH_{sterkte}$	m	Kritiek verval over de grondconstructie
Oh_p	m	Primaire samendrukking
Oh_s	m	Secundaire samendrukking
Om	-	Relatieve dichtheid

Bijlage 10

Symbolenlijst

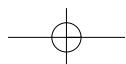
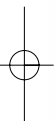
α_t	dag	Tijdsduur van de belasting
σ'_f	Nm ⁻²	Toename van de korrelspanning
ρ_g	kg/m ³	Volumieke massa grond
ρ_s	kg/m ³	Volumieke massa bekledingselementen
ρ_w	kg/m ³	Volumieke massa water
α	°	Hoek van inwendige wrijving
α'	°	Effectieve hoek van inwendige wrijving
h	m	Stijghoogte
h_z	m	Stijghoogte direct onder afdekkende laag
ν	m ² s ⁻¹	Kinematische viscositeit
ϵ_{vol}	%	Maximale volumeverkleining
ϵ	°	Dilatantiehoek
λ	-	Dwarscontractiecoëfficiënt

De Technische Adviescommissie voor de Waterkering (TAW) 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.

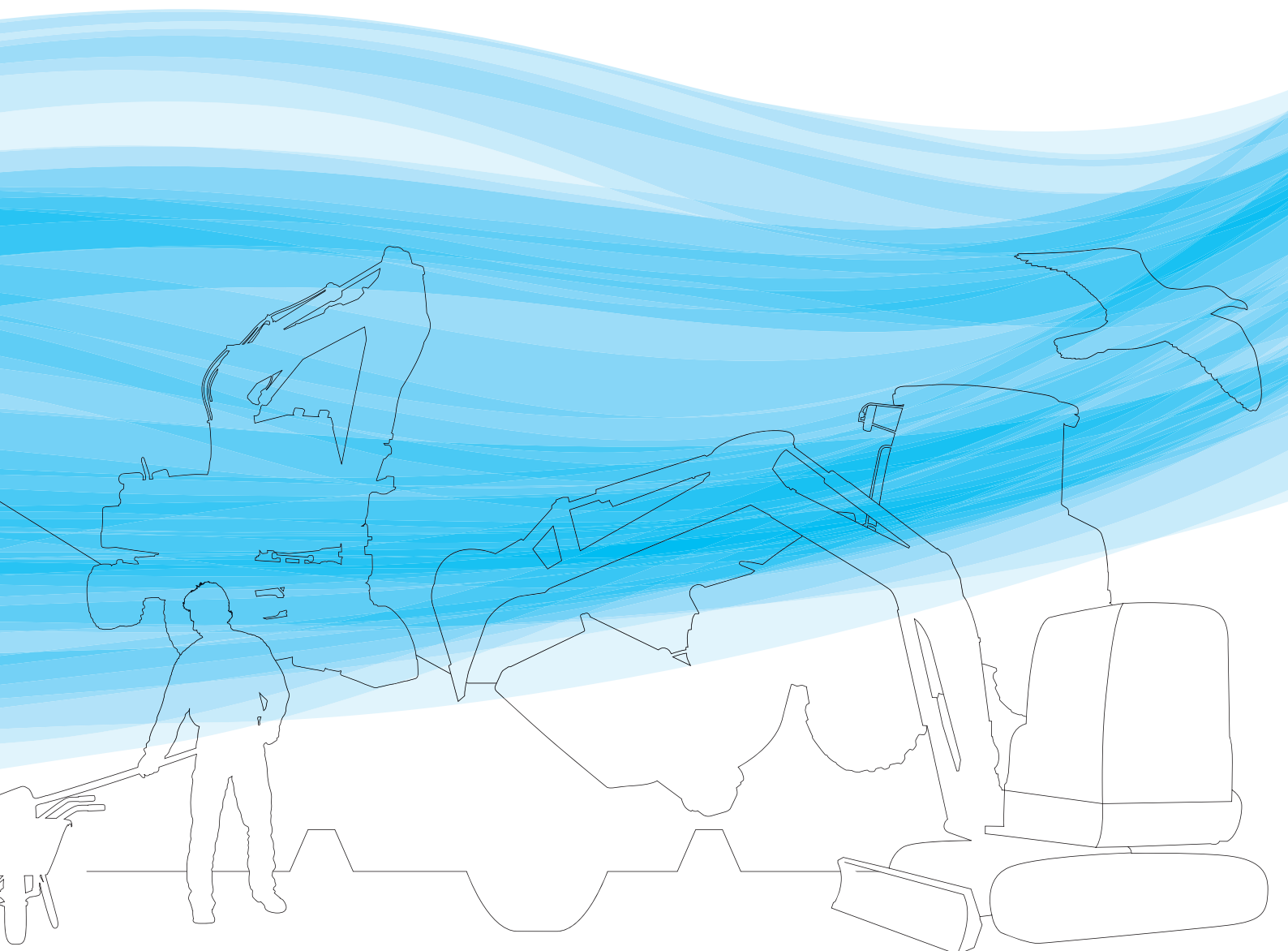
Met vragen omtrent het werk van de TAW kan men zich wenden tot het werkorgaan van de commissie, ondergebracht bij de Dienst Weg- en Waterbouwkunde (DWW) van de Rijkswaterstaat, Postbus 5044, 2600 GA Delft, telefoon: (015) 251 84 36 telefax: (015) 251 85 68 of 251 85 55

internet: <http://www.waterland.net/taw/>

Publicatienummer: P-DWW-2001-035
ISBN 90-369-3776-0



ADDENDUM BIJ HET TECHNISCH RAPPORT WATERKERENDE GRONDCONSTRUCTIES



$$\gamma_R = \gamma_b \gamma_d \gamma_m \gamma_n$$



ADDENDUM BIJ HET TECHNISCH RAPPORT WATERKERENDE GRONDCONSTRUCTIES



INHOUDSOPGAVE

Ten geleide	3
DEEL A Stabiliteitsfactoren	7
DEEL B Teksten uit LOR1 en LOR2	13
Literatuur	32

TEN GELEIDE



Dijk met voormalige overlaat langs de Waal tussen Vuren en Dalem

TEN GELEIDE

Dit addendum is een aanvulling op het in 2001 uitgebrachte Technisch Rapport Waterkerende Grondconstructies (TRWG) en bestaat uit 2 delen, deel A en deel B. Deel A vervangt paragraaf 5.3.5 van het TRWG en deel B bevat tekstdelen uit de Leidraad voor het Ontwerpen van Rivierdijken deel 1 en deel 2 (LOR1; TAW, 1985 en LOR2; TAW, 1989).

Deel A

De aanleiding voor het uitbrengen van deel A is met name de onduidelijkheid over de verschillende uitkomsten bij het gebruik van de cel- en de triaxiaalproef en de onvrede over twee verschillende ontwerpmethoden in het boven- en benedenrivierengebied. Het verschil in de rekenresultaten bij het gebruik van deze twee proeven was niet te ondervangen door één correctiefactor, maar door een zogenaamd grijs gebied. Onder auspiciën van de toenmalige Technische Adviescommissie voor Waterkeringen (TAW) en later het Expertise Netwerk Waterkeringen (ENW) is voor rivierdijken (en onder voorbehoud voor zee- en meerdijken) een eenduidige set partiële veiligheidsfactoren afgeleid die de triaxiaalproef als vertrekpunt heeft.

De bodemopbouw en waterspanningen dienen veilig te worden geschematiseerd, zodanig dat de kans op afwijkingen (gemiste geulen of grondlagen, of een verkeerde classificatie van grondlagen) klein is en de werkelijke waterspanningen naar verwachting niet groter zullen zijn. Om de 'rest-onzekerheden' in de schematisering te verdisconteren dient een schematiseringsfactor te worden toegepast, die samenhangt met onder andere het uitgevoerde grondonderzoek, de complexiteit van de ondergrond ter plaatse en de effecten van variaties in de schematisering op de stabiliteit. De schematiseringsfactor wordt vooralsnog op 1,3 gesteld. Met de combinatie van de nieuwe materiaalfactoren, de schadefactoren en de schematiseringsfactor wordt gemiddeld hetzelfde veiligheidsniveau bereikt als bij het gebruik van de oude materiaal- en schadefactoren (overeenkomend met het midden van het in het TRWG paragraaf 5.3.5 genoemde 'grijze gebied').

De komende periode zal de procedure voor het vaststellen van de schematiseringsfactor worden uitgewerkt. Er wordt een procedure beoogd waarbij de schematiseringsfactor voor een specifieke situatie afhankelijk is van de kwaliteit en kwantiteit van de informatie op basis waarvan de schematisering plaatsvindt (informatie uit grondonderzoek, kennis van de geologie en geohydrologie van het gebied en gebiedservaring). De verwachting is dat

de schematiseringsfactor dan, afhankelijk van die informatie, tussen de 1,3 en 1,0 kan liggen. Daarmee wordt een aanpak geïntroduceerd waarbij naarmate er minder onzekerheid over de bodemopbouw en waterspanningen is, er ook minder onzekerheidsafdekking door middel van de schematiseringsfactor nodig is.

Wanneer het gebruik van een veilige schematiseringsfactor van 1,3 leidt tot ingrijpende ongewenste consequenties, dan kan in samenspraak met de Helpdesk Water van Rijkswaterstaat (via www.helpdeskwater.nl) gezocht worden naar een beredeneerde reductie van deze schematiseringsfactor. Voor een nadere toelichting bij de nieuwe partiële factoren wordt verwezen naar het Achtergrondrapport met betrekking tot de partiële factoren macrostabiliteit. Dit achtergrondrapport wordt verwacht in september 2007. Hierin zullen ook rekenvoorbeelden worden opgenomen.

Deel B

In dit addendum zijn evenzo tekstdelen uit de Leidraad voor het Ontwerpen van Rivierdijken deel 1 en deel 2 (LOR1; TAW, 1985 en LOR2; TAW, 1989) opgenomen. Het betreft technische aspecten die kenmerkend zijn voor het ontwerpen van dijken en die nog niet in Technische Rapporten zijn gerapporteerd. De teksten zijn grotendeels ongewijzigd overgenomen en waar nodig is de literatuurlijst geactualiseerd en zijn de teksten aan de huidige situatie aangepast. Deel B kent de volgende hoofdstukindeling:

- Faalmechanismen (TRWG hoofdstuk 4 en hoofdstuk 5) gaat in op de macro- en microstabiliteit van dijken nabij wielen en strangen en het faalmechanisme piping dat hierbij kan optreden;
- Optimalisatie van het dwarsprofiel (TRWG hoofdstuk 6) geeft aanvullende eisen voor klei en aanbevelingen voor het waterdicht maken van dijken;
- Niet waterkerende objecten (TRWG hoofdstuk 8) beschrijft de consequenties van de bebouwing op dijken tijdens de uitvoering van dijkversterkingen en geeft hiervoor een oplossingsruimte;
- Bijzondere constructies (TRWG hoofdstuk 9) besteedt aandacht aan drainage, filterconstructies en waterdichte schermen in dijken die hinder of gevaar door hoge waterstanden en kwel moeten voorkomen;
- Uitvoering (TRWG hoofdstuk 10) behandelt de stabiliteit van dijken tijdens de uitvoering en welk uitvoeringstempo moet worden aangehouden in verband met het consolideren van de grond.

Totstandkoming van het Addendum

Dit Addendum is opgesteld in opdracht van het Ministerie van Verkeer en Waterstaat, DG Water onder auspiciën van het ENW. Het project was onderdeel van het project "Leidraad Rivieren" waarvan Alex Hooijer, namens Rijkswaterstaat RIZA projectleider was in de periode dat het Addendum werd gerealiseerd. De opsteller Gijs Hoffmans van RWS-DWW heeft dankbaar gebruik gemaakt van de bijdragen uit de ENW-Werkgroep Materiaalfactoren, die bemand werd door Peter Blommaart (RWS-DWW), Joop Beijersbergen (Provincie Zuid Holland, na 1 januari 2007), Ed Calle (GeoDelft), Peter Damen (Waterschap Rivierenland), Henk van Hemert (STOWA), Gijs Hoffmans (voorzitter), Wim Kanning (Technische Universiteit Delft), Jan Willem Nieuwenhuis (RWS-Noord Holland), Martin Nieuwjaar (Provincie Flevoland), Dico van Ooijen (RWS-Zuid Holland, tot 1 januari 2007) en Harry Schelfhout (Provincie Zuid Holland, tot 1 januari 2007). Hans Niemeijer (Arcadis) en Harry Schelfhout (GeoDelft) hebben aan deel B een bijdrage geleverd.

De kwaliteitsborging van het Addendum is verzorgd door het Reviewteam Leidraad Rivieren van het ENW en door de Klankbordgroep van het project Leidraad Rivieren. Voor een overzicht van de leden van het Reviewteam en van de Klankbordgroep wordt verwezen naar de Leidraad Rivieren.

DEEL A / **STABILITEITSFACTOREN**



Hoogwater op de Rijn

DEEL A

De nu volgende tekst is een aanvulling op het in 2001 uitgebrachte Technisch Rapport Waterkerende Grondconstructies (TRWG) en vervangt hiermede paragraaf 5.3.5 van het TRWG in zijn geheel.

5.3.5 Veiligheid tegen afschuiven: stabiliteitsfactoren

Algemeen

In de deterministische veiligheidsbenadering wordt gebruik gemaakt van conservatieve aannamen met betrekking tot de grootte van de sterkte R en belasting S . Vervolgens wordt met een overall-veiligheidsfactor een marge geëist tussen de berekende sterkte en belasting.

$$\gamma_0 = R/S \quad (5.3.1)$$

- R gemiddelde sterkte langs het schuifvlak
- S aandrijvend moment (belasting)
- γ_0 stabiliteitsfactor op basis van gemiddelde waarden

Bij de drukstaafberekening wordt de overall-veiligheidsfactor $\gamma_{0,drukst.}$ als volgt bepaald:

$$\gamma_{0,drukst.} = (F_p + F_s) / F_a \geq 1 \quad (5.3.2)$$

- F_a gemiddelde aandrijvende kracht uit actieve glijvlak
- F_p gemiddelde weerstandsbiedende kracht in achterland = einde drukstaaf
- F_s gemiddelde weerstandsbiedende kracht langs scheidingsvlak
- $\gamma_{0,drukst.}$ overall stabiliteitsfactor op basis van gemiddelde waarden

Partiële veiligheidsfactoren

Voor de stabiliteitsanalyse wordt aanbevolen een semi-probabilistische methode te hanteren. Zoals hierboven aangegeven wordt de stabiliteit van een grondlichaam tegen afschuiven onderzocht door vergelijking van de sterkte en de belasting. Het maximaal mobiliseerbare tegenwerkende moment (of de weerstandsbiedende krachten) en het aandrijvend moment (of de aandrijvende kracht) worden berekend op basis van rekenwaarden. De variabele die de sterkte vertegenwoordigt, wordt door γ_R gedeeld zodat een veilige reken-

waarde voor de sterkte wordt verkregen. Daarentegen wordt de variabele die representatief is voor de belasting met γ_s vermenigvuldigd.

Voor het mechanisme macrostabiliteit geeft het Expertise Netwerk Waterkeringen (ENW) als volgt invulling aan de veiligheidsfactoren:

$$\gamma_s = 1 \text{ en } \gamma_R = \gamma_b \gamma_d \gamma_m \gamma_n \quad (5.3.3)$$

γ_b	partiële veiligheidsfactor die verband houdt met het schematiseren van de ondergrond (ook wel schematiseringsfactor genoemd)
γ_d	partiële veiligheidsfactor die verband houdt met het gebruikte model (ook wel modelfactor genoemd)
γ_m	partiële veiligheidsfactor die verband houdt met de materiaalparameters (ook wel materiaalfactor genoemd)
γ_n	partiële veiligheidsfactor die verband houdt met schade (ook wel schadefactor genoemd)
γ_R	veiligheidsfactor van de sterkte
γ_s	veiligheidsfactor van de belasting

Een karakteristieke waarde voor een materiaaleigenschap is een op basis van statistische analyses vastgestelde waarde met een bepaalde onder- en overschrijdingskans en kan worden bepaald zoals in bijlage 1 van TRWG is weergegeven. Voor de Bishop-methode is de stabiliteitsfactor:

$$\gamma_{\text{Bishop}} = R_d / S_d \text{ of } \gamma_{\text{Bishop}} = \gamma_0 / (\gamma_b \gamma_d \gamma_m \gamma_n) \quad (5.3.4)$$

R_d	maximaal mobiliseerbare tegenwerkende moment berekend op basis van rekenwaarde ($R_d = R / \gamma_R$)
S_d	rekenwaarde voor het aandrijvend moment ($S_d = \gamma_s S$)

De stabiliteitsfactor $\gamma_{\text{drukst.}}$ is voor de drukstaafmethode (figuur 5.3.5):

$$\gamma_{0,\text{drukst.}} = (F_{p,d} + F_{s,d}) / F_{a,d} \text{ of}$$

$$\gamma_{\text{drukst.}} = \gamma_{0,\text{drukst.}} / (\gamma_b \gamma_d \gamma_m \gamma_n) \quad (5.3.5)$$

$F_{a,d}$	rekenwaarde van de aandrijvende kracht uit actieve glijvlak
$F_{p,d}$	rekenwaarde van de weerstandsbiedende kracht in achterland = einde drukstaaf
$F_{s,d}$	rekenwaarde van de weerstandsbiedende kracht langs scheidingsvlak

Ervan uitgaande dat de berekening met rekenwaarden is uitgevoerd (de vervormingen kloppen in dat geval niet, zie paragraaf 5.3.4) wordt de stabiliteitsfactor γ_{eem} voor de eindige-elementenmethode afgeleid volgens:

$$\gamma_{\text{eem}} = R_d / S_d \text{ of } \gamma_{\text{eem}} = \gamma_0 / (\gamma_b \gamma_d \gamma_m \gamma_n) \quad (5.3.6)$$

Bij de eindige-elementenmethode wordt in het algemeen geen stabiliteitsfactor berekend. Het eindige-elementenmodel Plaxis beschikt echter wel over de mogelijkheid om een stabiliteitsfactor te bepalen. Deze mogelijkheid wordt aangeduid als 'c – ϕ reductie'.

Schematiseringsfactor

Het uitgangspunt van de stabiliteitsbeoordeling is een conservatieve inschatting van de bodemopbouw en waterspanningen. De onzekerheid hierin wordt vooralsnog verdisconteerd met een schematiseringsfactor $\gamma_b = 1,3$.

Materiaalfactor

In de materiaalfactor γ_m zijn onzekerheden ten aanzien van de beschrijving van de schuifsterkte verdisconteerd. Dit is afhankelijk van de grondsoort, maar ook van de beproevingsmethode. De in de huidige adviespraktijk te hanteren materiaalfactoren zijn gepresenteerd in tabel 5.3.1.

De materiaalfactoren zijn afgeleid voor een basisbetrouwbaarheidsniveau $\beta = 4,0$ (1/jaar).

Tabel 5.3.1 Materiaalfactoren

Grondsoort en parameter			Variatie-coëfficiënt V	γ_m
volumieke massa nat/droog		(ρ)		1,0
klei	(TP-CU-5%)			
	- cohesie	(c)	0,45	1,25
	- inwendige wrijving	($\tan \phi$)	0,20	1,20
veen	(TP-CU-5%)			
	- cohesie	(c)	0,80	1,50
	- inwendige wrijving	($\tan \phi$)	0,25	1,25
zand	(TP-CD)			
	- cohesie	(c)	n.v.t.	n.v.t.
	- inwendige wrijving	($\tan \phi$)	0,15	1,20
samendrukingsconstanten	- Terzaghi	(C, A)		1,1
	- Buisman-Koppejan	(Cp, Cs)		1,1

TP-CU-5% = triaxiaalproef, geconsolideerd en ongedraineerd, met 2 à 5% vervorming
 TP-CD = triaxiaalproef, geconsolideerd en gedraineerd
 Bij aantoonbaar lagere variatiecoëfficiënten voor cohesie en inwendige wrijving kunnen aangescherpte materiaalfactoren worden afgeleid. Bijvoorbeeld in het geval van natuurlijke niet-organische klei, waarvoor is aangetoond dat de variatiecoëfficiënten voor cohesie en inwendige wrijving kleiner of gelijk zijn aan respectievelijk $V_c \leq 0,275$ en $V_\phi \leq 0,15$, geldt $\gamma_{m,c} = 1,15$ en $\gamma_{m,\tan \phi} = 1,15$

Figuur 5.3.1 Bezwijkproef Bergambacht aan de rivier de Lek



Triaxiaalproeven

De materiaalfactoren zijn bepaald, uitgaande van de bepaling van de effectieve cohesie c' en hoek van inwendige wrijving $\tan \phi'$ met behulp van CU triaxiaalproeven [CU: Consolidated (= geconsolideerd) en Undrained (= ongedraineerd)]. Aangehouden is een rekgrens van 2 à 5%, zijnde een voldoende veilige benadering van de residuele sterkte.

Sterkteparameters uit NEN 6740 / Eurocode

Indien de sterkteparameters op basis van tabel 1 uit NEN 6740 worden geschat dienen de materiaalfactoren uit NEN 6740 te worden gebruikt, of zoveel hoger als volgt uit tabel 5.3.1. Bij gebruik van de Eurocode dienen de materiaalfactoren conform RC3 te worden gebruikt, of zoveel hoger als volgt uit tabel 5.3.1.

Modelfactor

De modelfactor verdisconteert onder andere onzekerheden ten aanzien van het rekenmodel. Bij toepassing van de methode Bishop wordt met een modelfactor $\gamma_d = 1,0$ gerekend.

Bij toepassing van de drukstaafmethode is de modelfactor afhankelijk van de oprijfveiligheid, namelijk:

$$\gamma_d = 1,0 - \frac{1}{2}(n_{\text{opdruk}} - 1,0) = 1,5 - \frac{1}{2} n_{\text{opdruk}} \quad (5.3.7)$$

Hierin vertegenwoordigt n_{opdruk} de veiligheid tegen opdrukken (oprijven). De modelfactor varieert bij het drukstaafmodel derhalve tussen 0,9 en 1,0 voor opdrukveiligheden tussen 1,2 respectievelijk 1,0. Voor een rekenmodel volgens de eindige-elementenmethode wordt aanbevolen $\gamma_d = 1,0$ te kiezen.

Schadefactor

Omdat de vereiste betrouwbaarheid per dijkvak kan verschillen ten opzichte van het basisbetrouwbaarheidsniveau ($\beta = 4,0$) is een schadefactor nodig om hiervoor te corrigeren. Deze schadefactor is direct aan de betrouwbaarheidsindex gerelateerd en wordt als volgt berekend (zie ook tabel 5.3.2):

$$\gamma_n = 1,0 + 0,13 \cdot (\beta - 4,0) \quad (5.3.8)$$

Tabel 5.3.2 Schadefactoren

betrouwbaarheidsindex β (1/jaar)	4,00	4,25	4,50	4,75	5,00	5,25
schadefactor γ_n (-)	1,00	1,03	1,07	1,10	1,13	1,16

Bovenrivierengebied

Voor het bovenrivierengebied kan voor de binnenwaartse stabiliteit een betrouwbaarheidsindex $\beta = 4,6$ worden gebruikt (ofwel een schadefactor 1,08).

Benedenrivierengebied

Voor het benedenrivierengebied kan voor de te hanteren betrouwbaarheidsindex per dijkvak de volgende benadering worden gevolgd:

$$\beta_{\text{nodig}} = \Phi^{-1}(P_{\text{loc,toel}}) \quad \text{waarin } P_{\text{loc,toel}} = \frac{f \cdot \text{norm}}{1 + \alpha \frac{L}{\ell} \cdot P_{f|\text{inst}}} \quad (5.3.9)$$

β_{nodig} vereiste betrouwbaarheid voor een dijkvak (1/jaar)

Φ^{-1} inverse Gauss kansfunctie

$P_{\text{loc,toel}}$ toelaatbare kans op instabiliteit op een bepaalde locatie (1/jaar)

norm veiligheidsnorm: variërend van 1/1250 tot 1/10.000 (1/jaar)

f 0,1 (-); toelaatbare kans overstrooming door instabiliteit = $f \cdot \text{norm}$

α	0,033 (-); α verdisconteert twee fenomenen, 1) het niet substantieel bijdragen van alle dijkvakken in de ring aan de instabiliteitskansen van de ring en 2) aanwezige correlatie tussen de instabiliteitskansen van de afzonderlijke dijkvakken
L	totale lengte van de waterkering (m)
ℓ	50 m; representatieve lengte voor de analyse in een doorsnede (m)
$P_{f\text{inst}}$	kans op falen gegeven een instabiliteit (-)

Voor hoogwater als oorzaak van de instabiliteit wordt $P_{f\text{inst}} = 1,0$ aangehouden. Indien het optreden van instabiliteit niet samenhangt met het optreden van hoogwater wordt $P_{f\text{inst}} = 0,1$ aangehouden.

Veiligheid en materiaalfactor tijdens de uitvoering

Afhankelijk van de vraag of de waterspanningen worden gemeten, wordt een materiaal-factor voor de consolidatiecoëfficiënt gehanteerd van 1,5 of 1,25 bij grondaanvullingen in den droge.

Bij de berekening van de verwachte consolidatie van de ondergrond bij grondaanvullingen in den natte moet worden gewerkt met een partiële veiligheidsfactor van 1,5 voor de consolidatie-eigenschappen in combinatie met voorzichtige aannamen met betrekking tot de ontwatering van het stort. Evenals voor de beoordeling van de veiligheid in de eindsituatie wordt voor de analyse van de kritieke uitvoeringssituaties gewerkt volgens een semi-probabilistische methodiek. Dat wil dus zeggen, dat gebruik gemaakt wordt van karakteristieke schattingen van grondparameters, schematiserings-, materiaal- en schadefactoren.

Als eis geldt dat de schadefactor voor glijvlakken, die het waterkerend vermogen van de dijk aantasten, minimaal 1,0 moet zijn. Voor glijvlakken, die het waterkerend vermogen niet aantasten, wordt een schadefactor van minimaal 0,9 aanbevolen. Er is sprake van aantasting van het waterkerend vermogen, indien er schade aan (of falen van) de waterkering ontstaat bij een lagere waterstand dan de waterstand die voor aanvang van de werkzaamheden tot schade (of falen) zou leiden.

Als er gevaar is voor schade aan (of falen van) de waterkering door instationaire aspecten, is er ook sprake van aantasting van het waterkerend vermogen, indien schade ontstaat na een kortere periode van belasting dan de periode van belasting waarna in de oorspronkelijke situatie schade (of falen) zou zijn ontstaan.

Differentiatie van de schadefactoren bij afschuiven

Bij het beoordelen van de macrostabiliteit van het binnentalud is een nuancering mogelijk in de te hanteren schadefactor. Niet iedere instabiliteit hoeft direct te leiden tot aantasting van het waterkerend vermogen van de dijk. Dit heeft geleid tot een differentiatie van de schadefactor afhankelijk van de ligging van het intredepunt van het glijvlak. Een lagere schadefactor wordt aanbevolen naarmate het ontstaan van het glijvlak het waterkerend vermogen minder direct in gevaar brengt. Beschouwingen over de ligging van de afgeschoven moot grond en het ontstaan van eventuele nieuwe glijvlakken in het overblijvend grondlichaam, hebben geleid tot de indeling van het dijkprofiel in drie zones (de zogenaamde zonering) voor binnenwaarts gerichte glijvlakken. Voor de buitenwaarts gerichte glijvlakken is geen zonering aangebracht omdat voor die glijvlakken al een lagere schadefactor geldt. Afhankelijk van de zone waarin het intredepunt van de glijcirkel ligt mag een lagere schadefactor worden toegepast, althans onder bepaalde in bijlage 2H van (Ref.) Handreiking Constructief Ontwerpen, genoemde voorwaarden. In deze bijlage zijn de zones gedefinieerd en is aangegeven hoe de grootte van de schadefactor kan worden bepaald. Hieruit blijkt bijvoorbeeld dat, als een schadefactor van 1,2 nodig is voor een glijvlak in zone 1 er een factor van 1,12 toelaatbaar is in zone 2 en een factor van 1,00 in zone 3.

DEEL B / **TEKSTEN UIT LOR1 EN LOR2**



De dijk langs de Waal bij Ewijk tijdens een zeer hoge waterstand

INHOUDSOPGAVE

Faalmechanismen	16
Wielen en strangen nabij de dijk	16
Algemeen	16
Wiel binnendijks	16
Wiel of strang buitendijks	17
Optimalisatie van het dwarsprofiel	19
Eisen klei	19
Waterdichtheid	19
Niet waterkerende objecten	20
Algemeen	20
Beoordeling bebouwing	20
Bebouwing - ontwerpaspecten	21
Algemeen	21
Gevolgen van dijkversterking voor gebouwen	21
Bijzondere constructies	24
Algemeen	24
Drainages en filterconstructies	24
Waterdichte schermen	26
Algemeen	26
Toepassingsgebied	26
Systemen	28
Uitvoering	29
Algemeen	29
Berekening van de uitvoeringsstabiliteit	29
Controlemetingen	30

FAALMECHANISMEN

LOR1 p.177 Wielen en strangen nabij de dijk

TRWG hoofdstuk 4 en hoofdstuk 5

Algemeen

Dichtbij rivierdijken worden op veel plaatsen wielen aangetroffen, die bij vroegere doorbraken van de dijk zijn ontstaan. Door het binnenstromend water werd de grondslag ter plaatse uitgeschuurd. Doorgaans werd dan na het hoogwater een nieuwe dijk aan de rivierzijde om het wiel aangelegd en soms ook wel aan de polderzijde van het wiel. Op een aantal plaatsen komen dicht bij de dijk ook strangen voor. Dit zijn oude, min of meer verlande rivierlopen.

Kenmerkend voor wielen en strangen is het soms vrij diepe en gedeeltelijk met water gevulde gat in de bodem. Indien zo'n wiel of strang dicht bij de dijk ligt kan de stabiliteit van de dijk nadelig worden beïnvloed. Ten aanzien van de gevolgen voor de stabiliteit kan onderscheid worden gemaakt in binnendijs gelegen wielen en een wiel of strang buitendijs.

Wiel binnendijs

Doorgaans is een wiel zo diep, dat het tot in de zandondergrond onder de veelal aanwezige klei- en veenlagen reikt. Bij hoge rivierstanden is er dan een aanzienlijke kwel door dit zandpakket heen, naar het wiel. Het grondwater treedt uit het zandige onderwatertalud, en is daarbij het sterkst geconcentreerd in het bovenste deel van het zandtalud. Zo'n grondwaterbeweging kan instabiliteiten in het talud veroorzaken.

In het verleden heeft men bij verscheidene wielen met gebruikmaking van kwelkaden het water ter plaatse van wielen opgezet. Het verval over de dijk werd daarmee beperkt en de stabiliteit vergroot.

Dijkvakken bij een wiel zijn kwetsbaarder dan normale dijkvakken. Gebreken zullen vaak pas in een relatief laat stadium worden geconstateerd, omdat de uitstroom van water, eventueel uitspoeling van grond en het optreden van vervormingen beneden het niveau van het waterpeil in het wiel aan de waarneming onttrokken is. Tijdig ingrijpen bij dreigend stabili-

teitsverlies wordt hierdoor bemoeilijkt. Bovendien zal bij dreigend doorbraakgevaar het tref-
fen van noodmaatregelen door de aanwezigheid van het wiel maar beperkt mogelijk zijn.

Het dijkontwerp verdient ter plaatse van wielen daarom meer aandacht dan elders.

De mogelijke vormen van instabiliteit bij wielen zijn in principe gelijk aan die bij gewone dijkvakken. Bij een wiel is echter eerder kans op uitspoeling van grond (micro-instabiliteit) of het optreden van zandmeevoerende wellen. Daarnaast kan de stabiliteit van een dijk bij een wiel, evenals bij de normale dijkvakken, verloren gaan door het ontstaan van diepe glijvlakken. Daarbij kan, afhankelijk van het dwarsprofiel van de dijk, de waterkering geheel of voor een groot deel in beweging komen. Omdat een wiel een grote bergingsmogelijkheid biedt voor een schuivende grondmassa, moet een dergelijk stabiliteitsverlies als zeer ernstig beoordeeld worden. De na te streven veiligheid dient mede door dit gegeven te worden bepaald. Voor elk van deze aspecten wordt verwezen naar het TRWG (TAW, 2001), het TRZW (TAW, 1999) en het TRW (TAW, 2003-a).

Enkele aanvullende opmerkingen zijn hierbij echter nodig:

- De taluds en de bodem van een wiel kunnen bedekt zijn met een min of meer geconsolideerde sliblaag. Dit leidt tot een extra uittreeweerstand voor het kwelwater, waardoor de waterspanningen in de grond hoger worden dan wanneer er geen sliblaag aanwezig is.
- De grondwaterstroming zal min of meer drie-dimensionaal kunnen zijn. Dit leidt tot hogere waterspanningen dan bepaald uit de doorgaans gebruikte twee-dimensionale schematisering.
- Inscharingen in een afdekkende kleilaag op een zandondergrond ter plaatse van het onderwatertalud veroorzaken eveneens een concentratie van de grondwaterstroming.
- Wanneer de grond langs het onderwatertalud door afzetting van slib of door begroeiing niet homogeen is, kan men stromingsconcentraties in het uittredende grondwater verwachten.

Het verhogen van het waterpeil in het wiel hoeft met name bij de aanwezigheid van een binnenberm niet altijd tot een vergroting van de stabiliteit langs diepe glijvlakken te leiden. Ter vergroting van de stabiliteit kunnen speciale maatregelen getroffen worden, hetzij om het kwelwater aan de rivierzijde van de dijk te blokkeren, hetzij om het kwelwater zonder gevaren voor stabiliteitsverlies uit het zandtalud te laten uittreden.

- Bij de eerstgenoemde mogelijkheid kan worden gedacht aan waterdichte schermen (zie Hoofdstuk "Bijzondere constructies" in dit deel). De toepassing lijkt echter beperkt, in verband met de doorgaans aangetroffen bodemgesteldheid.
- Het aanbrengen van een filterconstructie in de potentieel gevaarlijke zone van het talud geeft een oplossing voor de tweede genoemde mogelijkheid (zie Hoofdstuk "Bijzondere constructies" in dit deel). Bij wielen zal vanwege de moeilijke uitvoering en inspectie tijdens hoogwater de filterconstructie betrekkelijk ruim gedimensioneerd moeten worden.
- Een relatief robuuste en tegenwoordig vaak toegepaste methode is het aanbrengen van een flauw talud in zand, onder water. Ter voorkoming van uitspoeling van grond zal het talud een helling van 1V:5H of flauwer moeten hebben. Als alternatief kunnen bijzondere waterkerende constructies worden toegepast.

Wiel of strang buitendijks

Een buitendijks gelegen wiel of strang kan in principe op twee manieren een nadelige invloed hebben op de stabiliteit van een dijk.

- In de eerste plaats kan het wiel of de strang invloed hebben op de grondwaterstroming. Het naar binnendringen van water in de zandondergrond kan een verhogend effect hebben op de waterspanningen in en onder de dijk. Vaak is er in de buitendijks gelegen wielen of strangen in de loop der jaren een sliblaag afgezet. Deze sliblaag kan een tamelijk

grote afsluitende werking hebben, en derhalve van betekenis zijn bij een stabiliteitsbeschouwing, echter dan moet er wel voldoende zekerheid zijn dat de afsluitende sliblaag aanwezig blijft.

- In de tweede plaats heeft een wiel of strang in de onmiddellijke nabijheid van de buiten-
teen van de dijk een nadelige invloed op de stabiliteit van het buitentalud. Onder maat-
gevende omstandigheden, voorkomend bij vallend water, zou het buitentalud kunnen
afschuiven. Indien dit gevaar aanwezig is, zal een vergroting van de stabiliteit kunnen
worden verkregen door het aanbrengen van een steunberm in het wiel of de strang.

OPTIMALISATIE VAN HET DWARSPROFIEL

LOR1 p.33 **Eisen klei**

TRWG paragraaf 6.3.6 en paragraaf 7.3

Ten aanzien van de eisen voor klei in dijken wordt verwezen naar het TR Klei voor dijken (TAW, 1996). Hierop zijn de volgende aanvullingen van toepassing:

- voor afdekklei categorie 1 geldt een aanvullende eis: lutum 20 - 40% (in verband met het stimuleren van de ontwikkeling van een goede grasmat op niet te vette klei);
- voor klei categorie 3 geldt een aanvullende eis: > 8% lutum (om te voorkomen dat zand als klei categorie 3 kan worden betiteld);
- bij toepassing van afdekklei categorie 1 van 2 m dikte op de kruin en het buitentalud hoeven er geen eisen aan het kernmateriaal te worden gesteld (in verband met mogelijke scheurvorming);
- bij toepassing van kernmateriaal met meer dan 10% lutum kan bij $H_s < 1$ m (H_s is significante golfhoogte) worden volstaan met 1 m afdekklei van categorie 1 op de kruin en het buitentalud (in verband met de waterdichtheid van het kernmateriaal); bij $H_s > 1$ m is 2 m afdekklei nodig;
- bij doorlatend kernmateriaal moet bij het ontwerp rekening worden gehouden met drainage in de kern ter voorkoming van wateroverdrukken achter de bekleding.

LOR2 p.39 **Waterdichtheid**

TRWG paragraaf 6.3.6

Het streven is om dijken zo waterdicht mogelijk te ontwerpen, teneinde de waterspanningen en de stijghoogten van het water in de dijk te beperken, en ook de hoeveelheid water die uit het binnentalud treedt.

NIET WATERKERENDE OBJECTEN

Algemeen

TRWG hoofdstuk 8

Dit hoofdstuk behandelt de invloed van bebouwing op de veiligheid van de dijk (beoordeling bebouwing) en de invloed van een dijkversterking op de bebouwing (bebouwing - ontwerpaspecten).

LOR1 p.173

Beoordeling bebouwing

TRWG paragraaf 8.2 en 8.4

Langs de rivierdijken komt vrij veel bebouwing voor. Indien handhaving van de bebouwing overwogen wordt, moet het waterkerend vermogen van de dijk – ook op de lange duur – niet ontoelaatbaar worden aangetast. Een acceptabele situatie wordt bereikt door het treffen van speciale maatregelen, zoals het verplaatsen of opvijzelen van huizen, en het toepassen van drainageconstructies en keerwanden (zie Hoofdstuk “Bijzondere constructies” van dit deel).

Voorkomen moet worden dat onderdelen van de bebouwing tevens een essentieel onderdeel van de waterkering vormen. Als stelregel kan worden aangehouden dat in een willekeurig dwarsprofiel met bebouwing een beoordelingsprofiel aanwezig moet zijn, dat geheel vrij is van bebouwing. Het beoordelingsprofiel is daarbij een profiel dat tenminste nodig is voor de waterkerende functie. Hiervoor kan bijvoorbeeld het leggerprofiel gebruikt worden, of een profiel dat op basis van berekeningen is bepaald.

Eventuele instabiliteiten in het werkelijke grondlichaam mogen het beoordelingsprofiel niet aantasten. Voorzover het gewicht van de bebouwing gunstig uitwerkt op de stabiliteit, mag hier geenszins rekening mee worden gehouden bij de stabiliteitscontrole. Voor gronderende delen van bebouwing buiten het beoordelingsprofiel kan als voorwaarde voor handhaving gesteld worden, dat bij een mogelijk bezwijken ervan het beoordelingsprofiel van de waterkering niet mag worden aangetast. Ook uitspoeling en aantasting van dijk en ondergrond door de grondwaterstroming mag niet optreden.

Indien bebouwing binnen het beoordelingsprofiel gehandhaafd blijft, dan krijgt het een waterkerende functie. De onderdelen van een gebouw met een waterkerende functie dienen ontworpen te zijn als waterkerend kunstwerk (Leidraad Kunstwerken, TAW, 2003-b), waarbij inspectie en onderhoud speciale aandacht vragen. In verreweg de meeste gevallen is een dergelijke situatie voor bestaande bebouwing niet aan te raden. In geval van nieuwbouw zijn de mogelijkheden vaak ruimer, maar ook dan geeft het beheer belangrijke belemmeringen.

LOR2 p.98

Bebouwing - ontwerpaspecten

TRWG paragraaf 8.5

Algemeen

Bij een dijkontwerp dienen de belangen van de bewoners en gevestigde bedrijven steeds zorgvuldig mee te worden afgewogen. Enerzijds moet zorg worden gedragen voor de standzekerheid van panden, en dient zoveel mogelijk voorkomen te worden dat er zettingen en horizontale belastingen optreden. Anderzijds is het vaak onvermijdelijk dat bedrijven en bewoners tijdens een dijkverbetering enige hinder van de werkzaamheden ondervinden. Er dienen maatregelen te worden getroffen ten aanzien van de bereikbaarheid van de woningen en de nutsvoorzieningen, bijvoorbeeld in de vorm van tijdelijke rijbanen.

Gevolgen van dijkversterking voor gebouwen

Niet alleen ter plaatse van een dijkophoging kunnen zettingen optreden, maar ook door de spreiding van de belasting kunnen ze in zones voorkomen, die grenzen aan de ophoging, naar eerste schatting tot een breedte van 1 à 2 maal de dikte van het samendrukbare pakket. Dit kan vooral van belang zijn wanneer in de onmiddellijke nabijheid bebouwing voorkomt.

Op staal gefundeerde bebouwing

Het meest gebruikte criterium is het te verwachten zettingsverschil over de eerste 5 m achter de bovengenoemde gevel van het gebouw, uitgedrukt in een zettingshelling of hoekverdraaiing. Om een onderscheid te kunnen maken in de ernst van de te verwachten schade, worden de opstallen in de buurt van een dijkwerk ingedeeld in schadecategorieën. Een gangbare indeling is de volgende:

- geen schade; zettingshelling 1:500;
- esthetische schade; zettingshelling 1:500 - 1:250; kans op eenvoudig repareerbare schade;
- constructieve schade; zettingshelling 1:250 a 1:100; kans op grotere repareerbare schade, geen risico voor de bewoners;
- gebruikersschade; zettingshelling groter dan 1:100; kans op ernstige schade, risico's voor bewoners niet uitgesloten.

Voor zeer kwetsbare of waardevolle bebouwing wordt ook wel een zettingshelling van 1:1000 of flauwer als criterium gehanteerd. Voor de vaststelling van de schadecategorieën speelt naast de zettingshelling ook de absolute waarde van de zetting een rol en andere dan grondmechanische overwegingen, zoals bijvoorbeeld initiële scheefstand, de constructieve staat en de waarde van het betreffende object.

Op palen gefundeerde bebouwing

Bij bebouwing op palen zijn 2 aspecten relevant: de horizontale paaldruk en negatieve kleeft.

Horizontale paaldrukken

Met name in de zones vlak langs de nieuw te maken dan wel de te versterken dijken kunnen behalve verticale verplaatsingen door zettingen ook horizontale verplaatsingen optreden, zoals gezegd tot een breedte van ongeveer twee maal de dikte van het samendrukbare pakket. Dit is vooral van belang voor de paalfunderingen onder aangrenzende bebouwing. Zulke funderingen bestaan vooral bij oudere bebouwing veelal uit houten palen, al dan niet met een betonoplander. Nieuwere bebouwing en bedrijfspanden zijn vaak gefundeerd op betonpalen van uiteenlopend type. Geringe grondverplaatsingen kunnen door de relatief grote stijfheid van met name betonpalen tot grote horizontale belastingen op de palen leiden, en de fundering beschadigen, zowel de palen zelf als de balken.

Vaak wordt voor de oplossing van dit probleem nog teruggegrepen op de volgende methode, die uit twee componenten bestaat (CIAD, 1979):

1. Ter plaatse van de beschouwde paal wordt de horizontale grondverplaatsing berekend, en de toename van de horizontale grondspanning die ontstaat ten gevolge van het aanbrengen van de ophoging. Voor de berekeningen staan zowel analytische als eindige elementen methoden ter beschikking.
2. Vervolgens wordt nagegaan in hoeverre die paal de berekende grondverplaatsing wil verhinderen. Door de stijfheid van de paal in te voeren kan worden berekend welke horizontale druk op de paal zal werken. Uitgaande van deze druk kan het buigend moment in de paal worden berekend. Hierbij moet worden ingeschat wat de oplegcondities van de paal zijn, zowel bij de paalpunt als ter plaatse van de inklemming in de funderingsbalken.

Naast bovengenoemde methode staat ook een eindige elementen methoden direct ter beschikking.

Voorwaarde bij het maken van alle berekeningen is wel dat het paaltype, de lengte van de paal en het niveau van de overgang van funderingsbalk en paal bekend zijn; zeker bij oudere bebouwing is dat lang niet altijd het geval. Toetsing van de berekende krachten en momenten aan de toelaatbare krachten en momenten geeft aan of schade aan de constructie te verwachten is. Bij bebouwing die op palen is gefundeerd wordt niet gewerkt met een verwachte schadecategorie; er wordt slechts beoordeeld of de palen de belasting kunnen weerstaan of niet.

Negatieve kleeft

In principe zal zetting van de ondergrond ter plaatse van op palen gefundeerde bebouwing leiden tot negatieve kleeft op deze palen. Bij de berekening van de negatieve kleeft en bij de beoordeling of die toelaatbaar is, doet zich vaak een probleem voor. Dikwijls is immers niet bekend welk type palen is toegepast, en hoe diep de palen in de vaste zandlaag zijn geheid. In de meeste gevallen worden de palen in zettingsgevoelige gebieden wel op negatieve kleeft berekend, maar ten gevolge van ophoging kan een grotere negatieve kleeft optreden. De berekening van negatieve kleeft wordt onder andere behandeld in NEN6743-1.

Constructieve maatregelen

Als de te verwachten schade voor een pand onaanvaardbaar is, moeten compenserende maatregelen worden getroffen of een ander dijkontwerp worden gekozen. In een aantal gevallen zal een verschuiving van de as van de nieuwe dijk ten opzichte van de as van de bestaande dijk, of zelfs een dijkverlegging mogelijk zijn. Men kan echter ook proberen:

- lichter ophogingsmateriaal te gebruiken in de kern van de dijk, bijvoorbeeld Flugsand in plaats van ophoogzand; toepassing van licht ophogingsmateriaal bij dijkverbeteringen is echter alleen acceptabel bij binnenwaartse dijkverbeteringen;
- een damwand te plaatsen tussen de ophoging en het te beschermen object;
- een paalfundering aan te brengen: hierbij wordt onder een op staal gefundeerd gebouw een stijf balkenrooster of een gewapend-betonnen vloer aangebracht, waar onder in de grond vervaardigde palen worden ingebracht; daarna kan het pand eventueel nog worden opgevijseld;
- een oude paalfundering onder het object te versterken, zodat die de te verwachten spanningen wel kan doorstaan;
- een bijzondere waterkerende constructie toe te passen, waaronder ook innovatieve technieken of INSIDE technieken verstaan kunnen worden (zie Bijlage 6 bij de Leidraad Rivieren (ENW, 2007)).

BIJZONDERE CONSTRUCTIES

Algemeen

TRWG hoofdstuk 9

In dit hoofdstuk wordt ingegaan op enkele bijzondere constructies, namelijk drainage- en filterconstructies en waterdichte schermen.

LOR1 p.163 Drainages en filterconstructies

TRWG hoofdstuk 9

Drainages en filterconstructies worden bij waterkeringen toegepast om:

- hinder of gevaar door hoge grondwaterstanden en om kwelwater op te vangen;
- beheerste uitstroming van kwelwater te bewerkstelligen, zonder uitspoeling van gronddeeltjes.

Gedacht kan hierbij worden aan drainages in een binnendijkse berm of onder het binnendijkse maaiveld, en aan filterconstructies in taluds bij uittredend water, en onder open bekleidingen.

Een belangrijke toepassing van drainage is de verlaging van waterspanningen in dijklichaam en ondergrond. Hiervan kan gebruik gemaakt worden als er bij het optredende waterspanningsbeeld geen voldoende stabiel dijkontwerp mogelijk is, en er voor verzwaring van het profiel ook geen mogelijkheden aanwezig zijn. De stabiliteit van de dijk, en dus de veiligheid, is dan uiteraard in sterke mate afhankelijk van het functioneren van de drainageconstructie. Ook op de lange termijn is een goede werking van de drainage daarom noodzakelijk. Om dit te kunnen garanderen dienen aan drainageconstructies eisen te worden gesteld met betrekking tot stabiliteit en doorlatendheid. Daarnaast blijven echter ook controle en onderhoud van groot belang. Bij de keuze van een drainageconstructie moet dit meegewogen worden.

De stabiliteit ten aanzien van afschuiven en opdrijven moet verzekerd zijn, zowel voor de filterconstructie als geheel als voor onderdelen ervan. Het verdient aanbeveling een ruime veiligheidsmarge te hanteren bij het schematiseren van de waterspanningen en het dimensioneren van de filterconstructie. Uitspoeling van korrels uit het te draineren grondlichaam of

uit de drainageconstructie zelf mag niet plaatsvinden. Daartoe biedt een laagsgewijs opgebouwde filterconstructie met verschillende korrelgradaties een oplossing. De gradatie moet voldoen aan de eis dat korrels uit de ene laag niet door de poriën tussen de korrels van de volgende laag heen kunnen worden uitgespoeld.

De doorlatendheid van de drainageconstructie moet uiteraard groter zijn dan de doorlatendheid van de te draineren grond. Dit geldt ook voor de verschillende lagen onderling in een gegradeerd filter. Deze eisen ten aanzien van stabiliteit en doorlatendheid zijn vastgelegd in zogenaamde filterregels. Het meest bekend en meest toegepast is de filterregel van Terzaghi:

$$\frac{D_{15}}{d_{85}} < 4 < \frac{D_{15}}{d_{15}}$$

D_{15} : de korreldiameter van het grove materiaal, waarbij 15 gewichtsprocent van de deeltjes van het monster een kleinere diameter heeft.

d_{15} resp. d_{85} : de korreldiameter van het fijne materiaal waarbij 15 resp. 85 gewichtsprocent van de deeltjes van het monster een kleinere diameter heeft.

Tevens geldt bij de filterregel van Terzaghi, dat de zeefkrommen van het grovere en fijnere materiaal ongeveer parallel moeten verlopen. Een drainageconstructie kan uit meer dan twee lagen zijn opgebouwd. Voor twee opeenvolgende lagen moet dan bovengenoemde filterregel gelden. Voor de minimaal benodigde dikte van de verschillende lagen wordt aanbevolen een maat van 2 à 3 maal d_{50} van de betreffende laag aan te houden. Wel dienen de laagdikten in de praktijk bij de uitvoering goed realiseerbaar te zijn. Meer informatie over granulaire filters is te vinden in (CUR, 1993-b).

In het algemeen wordt voor drainageconstructies bij rivierdijken gebruik gemaakt van grof riviervand, kif, grind en gebroken puin of steenslag. Tegenwoordig wordt ter vervanging van een laag filtermateriaal vaak een filterdoek van kunststofweefsel toegepast. Dit doek is in diverse soorten, sterkten en zanddichtheden te verkrijgen. Voor meer informatie over kunststoffilters wordt verwezen naar bijvoorbeeld (CUR, 1995).

Bij het ontwerp dient ook voldoende aandacht besteed te worden aan een goede afvoer van het water uit de drainageconstructie. Vaak zal dit langs of over het oppervlak van de drainageconstructie kunnen, bijvoorbeeld in een molgoot. Een andere mogelijkheid is afvoer door drainagebuizen die in de filterconstructie zijn aangebracht. Deze constructie blijkt echter kwetsbaar. Daarnaast is regelmatig onderhoud in de vorm van doorspoeling van het buizenstelsel nodig, om verstopping door aangroei en dichtslibbing te voorkomen. De controle op de goede werking van een filterconstructie vraagt de nodige voorzieningen. In een aantal gevallen is een controle mogelijk met behulp van peilbuizen in de dijk of de ondergrond. Afvoermeting van het kwelwater geeft een indicatie over de afvoercapaciteit van het filter.

Van de tot nu toe toegepaste drainageconstructies bestaat het grootste deel uit zogenaamde teen- of taluddrainages. Drainagesystemen voor het verlagen van de grondwaterpotentialia in het zandpakket onder de dijk zijn tot op heden maar incidenteel toegepast.

Algemeen

Bij de aanleg of verbetering van rivierdijken kunnen ingrijpende veranderingen in de bestaande landschappelijke situatie in een beperkt aantal gevallen voorkomen worden door toepassing van waterdichte schermen in de grond. Het bedoelde effect van waterdichte schermen is:

- een gehele of gedeeltelijke onderbreking van een kwelstroom, ter voorkoming van onderloopsheid of wateroverlast;
- een verlaging van de waterspanningen in de grond, ten behoeve van de stabiliteit.

Toepassingsgebied

Het nuttig effect van waterdichte schermen is vooral te verwachten bij toepassing in relatief goed doorlatende, watervoerende zandlagen. Gelet op de opbouw van dijk en ondergrond kunnen de volgende gevallen worden onderscheiden:

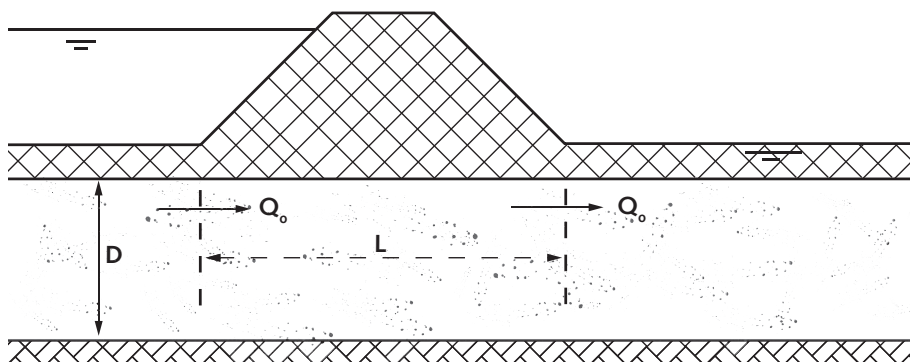
a Dijklichaam met goed doorlatende grondlagen.

In veel oude dijkprofielen is een zekere gelaagdheid aanwezig, als gevolg van vroegere verhogingen. Hierin kunnen relatief goed doorlatende lagen voorkomen, als gevolg van bijvoorbeeld oude wegverhardingen van grind of puin met zand. Een dergelijke constructie is geen bezwaar zolang het water door een goede kleibekleding op het buitentalud belemmerd wordt de dijk in te treden. Is deze bekleding niet aanwezig of onvoldoende dicht, dan kan de waterspanning in de dijk snel oplopen; dat kan gevaar voor uitspoeling en stabiliteitsverlies van het binnentalud opleveren. Als het aanbrengen van een goede kleibekleding op het buitentalud op grote bezwaren stuit, kan men overwegen om in de dijk een verticaal, waterdicht scherm aan te brengen, zoveel mogelijk aan de waterkerende zijde ervan.

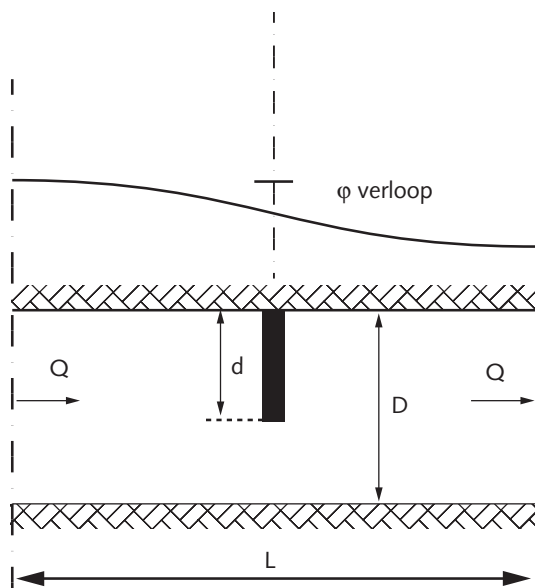
b Watervoerende zandondergrond van grote dikte, onder een deklaag.

Het meest voorkomende geologische profiel langs de rivieren is in de volgende figuur aangegeven. De watervoerende zandlaag, vaak tientallen meters dik, staat in contact met de rivier. Binnendijs kunnen hoge waterspanningen onder de kleilaag voorkomen. Ook kan er gevaar zijn voor zandmeevoerende wellen.

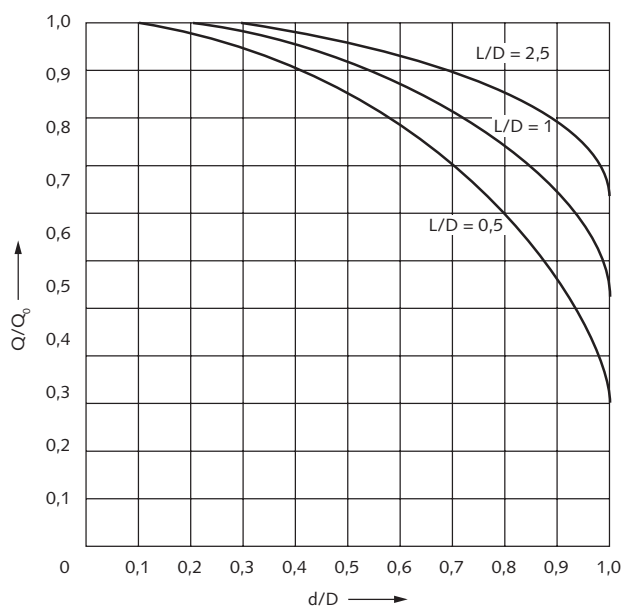
Typisch dwarsprofiel over een dijk



Principeschets waterdicht scherm



Invloed waterdicht scherm op het debiet in de watervoerende zandlaag



- d de lengte van het scherm in de watervoerende zandlaag
- D dikte van de watervoerende zandlaag
- L breedte van de dijk
- Q debiet in de watervoerende zandlaag onder de dijk, met waterdicht scherm.
- Q_0 debiet in de watervoerende zandlaag onder de dijk, zonder waterdicht scherm
- ϕ de stijghoogte in de watervoerende zandlaag

Om een waterdicht scherm in een dergelijke situatie effectief te laten zijn, zou het nagenoeg de gehele zandlaag moeten afsluiten, zie ook de navolgende figuren. Hoewel technisch een dergelijke constructie wel te maken is, zal dit qua problemen tijdens de uitvoering, door de brede werkstrook en de inzet van zwaar materieel, vaak niet aantrekkelijk zijn. Een alternatief is het plaatsen van een kwelscherm binnendijs. Bij deze plaatsing is een scherm effectief ter voorkoming van piping en hoeft daarom niet zo lang te zijn. Voor nadere informatie wordt verwezen naar het TRZW (TAW, 1999).

c Zandtussenlaag in de ondergrond.

Langs de rivieren komen situaties voor met watervoerende zandtussenlagen in het afdekende, slecht doorlatende pakket. Een verbetering van de stabiliteit van de dijk kan dan worden verkregen door het afsluiten van de ingesloten zandlaag.

In alle situaties moet het effect van het scherm op de waterhuishouding in dagelijkse omstandigheden ook worden beoordeeld. Door de plaatsing van waterdichte of waterremmende schermen kan wateroverlast ontstaan. Omgekeerd kunnen ook gebieden die afhankelijk zijn van kwelstromen verdrogen door de aanleg van waterdichte of waterremmende schermen. Bij ecologisch waardevolle gebieden is dat meestal ongewenst.

Systemen

Ten aanzien van de toepasbaarheid van waterdichte schermen spelen ook constructieve overwegingen een rol. Materiaalkeuze, uitvoeringsaspecten en het gedrag van het kwelscherm in relatie tot het dijkmateriaal en de ondergrond, zijn ook bepalend voor het goed functioneren. Er zijn verschillende systemen voor het maken van kwelschermen:

- ingegraven constructies zoals cement-bentonietwanden;
- verdringingsconstructies zoals damwanden, kunststofschermen of folies;
- geïnjecteerde constructies, zoals een injectie met waterglas, waarbij de poriën van de grond gevuld worden, of injectie met cement-bentoniet, waarbij de grond verdrongen wordt;
- vermengingsconstructies, bijvoorbeeld met een 'mixed-in-place' techniek.

Per situatie zal een afweging nodig zijn, waarbij onder andere uitvoeringsaspecten, duurzaamheid, betrouwbaarheid en kosten meegewogen moeten worden.

UITVOERING

Algemeen

TRWG hoofdstuk 10

In dit hoofdstuk wordt ingegaan op de stabiliteit tijdens de uitvoering en op controlemetingen tijdens de uitvoering.

LOR2 p.105 Berekening van de uitvoeringsstabiliteit

TRWG paragraaf 10.5

De algemene gang van zaken bij het bepalen van het uitvoeringstempo is als volgt:

Eerst wordt de hydrodynamische periode berekend (TRWG, TAW 2001), en vervolgens wordt nagegaan hoe lang de ophoogwerkzaamheden zullen moeten duren om voldoende veilig te kunnen werken.

Is deze periode te lang, bijvoorbeeld langer dan drie jaar, dan moet worden nagegaan wat het effect zou zijn van een versnelling van de consolidatie door middel van bijvoorbeeld verticale drainage (CUR, 1993-a).

Binnen de gevonden totale uitvoeringsduur dienen tenslotte de verschillende fasen in de jaren zo effectief mogelijk verdeeld te worden.

Bij de berekeningen moet worden bedacht dat per jaar maar een beperkte periode voor het echte ophogen beschikbaar is. Afgezien van een verbod op werkzaamheden in het gesloten seizoen, voor zover die de veiligheid aantasten, blijken er in de praktijk in het eerste jaar altijd enige maanden nodig te zijn voor voorbereidende werkzaamheden. In het laatste uitvoeringsjaar moet ook ruimte worden gereserveerd voor het maken van glooiingsconstructies en het aanbrengen van wegverhardingen. Kan het werk volgens de berekening niet in de gestelde drie jaar worden gerealiseerd, dan worden in het algemeen verticale drains toegepast, indien nodig met een kleinere hart op hart afstand dan gebruikelijk. Zowel zandpalen als kunststofdrains vinden hierbij toepassing; tegenwoordig vooral die laatste (CUR, 1993a).

In sommige gevallen kan het nodig zijn het ontwerp te wijzigen met het oog op de vereiste uitvoeringsstabiliteit, bijvoorbeeld door verbreding of verhoging van de bermen of door toepassing van lichter ophoogmateriaal. Soms kan het werken met een deelbestek aantrek-

kelijk zijn, zodat vooruitlopend op het definitieve werk een voorbelasting kan worden aangebracht. De verwachting ten aanzien van de hydrodynamische periode en de consolidatie wordt meestal gebaseerd op samendrukkingsproeven en verticale doorlatendheidsproeven; ze wordt berekend met een eendimensionale consolidatieberekening (TRWG, TAW, 2001), op basis van karakteristieke waarden en materiaalfactoren. Voor het effect van verticale drainages wordt, als er geen horizontale doorlatendheden of consolidatiecoëfficiënten bekend zijn, de horizontale doorlatendheid gelijkgesteld aan de verticale doorlatendheid. Extra wateroverspanningen kunnen optreden als gevolg van plasticiteit en dilatantie (CUR, 1993-a).

Op basis van glijvlakberekeningen wordt vastgesteld welke wateroverspanningen toegestaan zijn om het werk in alle fasen te kunnen uitvoeren, inclusief de vereiste veiligheid. Uit de combinatie van de consolidatieberekeningen en glijvlakberekeningen volgt de periode tussen opeenvolgende ophogingsslagen. Met de gebruikelijke tweedimensionale consolidatieberekeningen kan ook onderscheid gemaakt worden tussen de waterspanningen onder de ophoging en daarnaast. Deze uitkomsten kunnen in de glijvlakberekeningen niet helemaal goed worden verwerkt, omdat de spanningsspreiding daarin niet wordt meegenomen. Water- en korrelspanningen zijn dan niet helemaal juist op elkaar afgestemd. Met eindige-elementen berekeningen wordt dit nadeel ondervangen. Mogelijke opdrukking van het slappe-lagenpakket dient in de evenwichtsbeschouwing te worden betrokken zoals beschreven in het TRWG en TRW (TAW, 2001 en TAW, 2003-a). Speciale aandacht is in dit geval vereist voor de horizontale vervormingen.

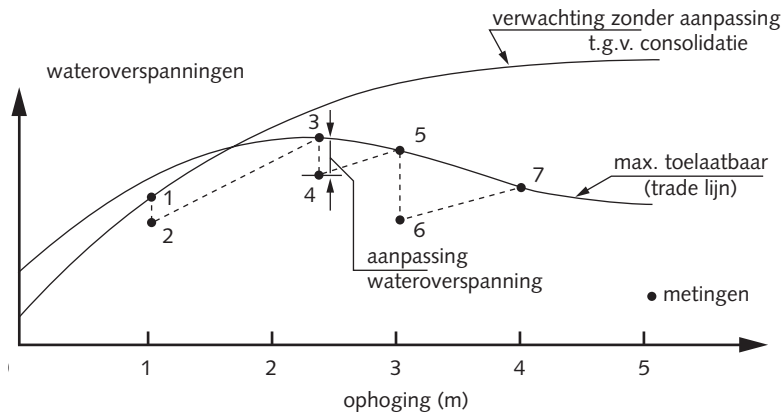
Tijdens de uitvoering is de stabiliteit afhankelijk van de aanwezigheid en omvang van samendrukbare lagen en vele malen minder groot dan na consolidatie. In het bovenrivierengebied speelt deze problematiek een minder prominente rol dan in het benedenrivierengebied. Tenslotte moet nog worden opgemerkt, dat behalve een tegenvallende consolidatie er nog een groot aantal zaken is dat het evenwicht gedurende de uitvoering in negatieve zin kan beïnvloeden. Het is dan ook nodig dat gedurende de uitvoering door middel van meting van de waterspanningen en de zettingen het actuele evenwicht wordt gecontroleerd.

LOR2 p.108 **Controlemetingen**

TRWG paragraaf 10.5

In de vorige paragraaf is het belang aangegeven van het meten van de waterspanningen in de ondergrond, om de kans op evenwichtsverlies tijdens de uitvoering zoveel mogelijk te beperken. Deze metingen zijn vooral van belang als de voortgang van de consolidatie, ondanks vooraf gemaakte berekeningen niet zonder meer verzekerd is. Door tijdens het werk de zakkings van de zakbaken en de waterspanningen onder of nabij de ophoging te meten kan worden gecontroleerd of het proces van consolidatie overeenkomstig de verwachting verloopt. De verwachtingswaarde wordt echter meestal niet rechtstreeks gebruikt. De begeleiding tijdens de uitvoering is er in hoofdzaak op gericht na te gaan of de werkelijke wateroverspanning beneden de voor iedere fase geldende maximaal toelaatbare wateroverspanning blijft, de zogenaamde trade lijn in de volgende figuur. In CUR1993-a is dit verder uitgewerkt.

Controle wateroverspanningen



De trade lijn in bovenstaande figuur geeft een indicatie omtrent het werkelijke evenwicht tijdens de uitvoering. De methode wordt reeds jarenlang gebruikt, en de betrouwbaarheid van dit hulpmiddel is uit praktijkervaringen gebleken. Natuurlijk kan de gemeten waterspanning ook in een normale stabiliteitsanalyse worden ingevoerd, volgens een methode die zo goed mogelijk overeenstemt met de berekeningen uit de ontwerpfase. Het evenwicht op het moment van meten kan dan worden beoordeeld. Door een goede bewaking kan het tempo van ophogen worden bijgestuurd. Het aantal locaties waar de ondergrond anders kan reageren dan verwacht, is overigens veel groter dan het aantal locaties waarop redelijkerwijs waterspanningsmeters kunnen worden geplaatst. Men moet dus goed nadenken over de keuze van de te bewaken locaties. Op de gekozen locaties worden de waterspanningsmeters in principe in of iets buiten de teen van het talud of de berm geplaatst, dus buiten de ophoging, zodat ze de werkzaamheden niet bemoeilijken.

LITERATUUR

- CIAD (1979)* Eindrapport CIAD-Projectgroep, Door grond horizontaal belaste palen, Zoetermeer, mei 1979
- CROW (2005)* Standaard RAW Bepalingen 2005, Ede, 2005
- CUR (1993-a)* Construeren met Grond, CUR rapport 162, april 1993
- CUR (1993-b)* Filters in de waterbouw, CUR rapport 161, juni 1993
- CUR (1995)* Geotextielen in de waterbouw, CUR rapport 174, januari 1995
- CUR (1996)* Geokunststoffen en rivierdijkverbetering, CUR rapport 186, juli 1996
- ENW (2007)* Leidraad Rivieren, Delft, juni 2007
- TAW (1996)* Technisch Rapport Klei voor Dijken. Technische Adviescommissie voor de Waterkeringen, Delft, mei 1996
- TAW (1999)* Technisch Rapport Zandmeevoerende Wellen, Technische Adviescommissie voor de Waterkeringen, Delft, maart 1999
- TAW (2001)* Technisch Rapport Waterkerende Grondconstructies. Technische Adviescommissie voor de Waterkeringen Delft, juni 2001
- TAW (2003-a)* Technisch Rapport Waterspanningen bij Dijken. Concept, 2003
- TAW (2003-b)* Leidraad Kunstwerken. Technische Adviescommissie voor de Waterkeringen, Delft, mei 2003

Colofon

Uitgegeven door

Ministerie van Verkeer en Waterstaat
Expertise Netwerk Waterkeren

Teksten

Rijkswaterstaat - Dienst Weg en Waterbouw

Foto's

Alle foto's zijn afkomstig uit het beeldarchief van V&W

Ontwerp

2D3D

Druk

Drukkerij Ando bv, Den Haag

Datum

Den Haag, juli 2007

