



Technisch Rapport Kistdammen en Diepwanden in Waterkeringen



Technisch Rapport Kistdammen en Diepwanden in Waterkeringen

November 2004





Ingrid la Haye

Inhoudsopgave

Ten geleide	7
1 Inleiding	9
1.1 Algemeen	9
1.2 Samenhang van dit Technisch Rapport met overige TAW-publicaties	10
1.3 Overzicht van het onderzoek aan kistdammen en diepwanden als dijkversterking	11
1.4 Bestaande regelgeving	11
1.5 Opbouw van het rapport	11
1.6 Totstandkoming van dit Technisch Rapport.....	12
2 Constructietypen en soorten toepassingen bij dijkversterking	13
2.1 Constructietypen	13
2.2 Functies van dijken.....	13
2.3 Functies van kistdammen of diepwanden in dijken	14
2.4 Dijkversterkingsconstructies.....	15
2.4.1 Kistdam	15
2.4.2 Diepwand	16
3 Krachtswerking, bezwijkmechanismen en belastingen	19
3.1 Algemene beschouwing kistdam	19
3.2 Algemene beschouwing diepwand	21
3.3 Belastinggevallen en mechanismen	22
3.4 Effect van een kistdam of diepwand op de mechanismen van de dijk.....	23
3.5 Gedraineerd en ongedraineerd gedrag.....	24
4 Veiligheidsbenadering ten aanzien van ontwerp en toetsing	27
4.1 Inleiding	27
4.2 Benodigde veiligheid volgens de TAW-regelgeving	28
4.3 Mogelijke uitwerking van de TAW-systematiek voor kistdammen en diepwanden.....	30
4.3.1 Verdeling van de faalkansruimte over deelmechanismen.....	30
4.3.2 Vertaling van toelaatbare faalkans per jaar naar toelaatbare faalkans per levensduur	31
4.3.3 Bepaling van de benodigde betrouwbaarheidsindex.....	32
4.3.4 Lengte-effect	33
4.3.5 Uiterste grenstoestand en bruikbaarheidsgrenstoestand	34
4.4 Vertaling van de benodigde betrouwbaarheidsniveaus in het ontwerp	34
4.4.1 Ontwerp volgens de klassieke methode	35
4.4.2 Ontwerp met behulp van deterministische eindige-elementenberekeningen.....	38
4.4.3 Ontwerp met behulp van probabilistische eindige-elementenberekeningen.....	39
4.5 Veiligheidsbenadering bij de toetsing.....	45

5 Rekenmodellen	43
5.1 Inleiding	43
5.1.1 Overzicht bestaande modellen	44
5.2 Bestaande/Beschikbare modellen	44
5.2.1 Macrostabieleit, Methode van Bishop	44
5.2.2 Stabieleit bij Opdrijven	46
5.2.3 PLAXIS eindige-elementen methode	47
5.2.4 Methode Blum	47
5.2.5 Methode verend ondersteunde ligger	48
5.2.6 Methode van Terzaghi	49
5.2.7 Methode Homberg	50
5.2.8 Horizontaal evenwicht bij een kistdam	51
5.2.9 Probabilistisch model Bakker	52
5.2.10 Klassieke methoden versus PLAXIS	53
5.2.11 Piping en Heaving	53
5.3 Aandachtspunten modellering deterministische methode	53
5.3.1 Schematisatie geometrie	53
5.3.2 Randvoorwaarden	55
5.3.3 Grondeigenschappen	55
5.3.4 Spleetvorming	55
5.3.5 Ontgraving ter simulatie erosie binnentalud	56
5.3.6 Bepaling MSF uit PLAXIS	56
5.3.7 Schematisering van de geometrie in oprijfsituatie	56
5.3.8 Modellering water(over)spanningen in oprijfsituatie	57
5.4 Aandachtspunten modellering probabilistische methode	58
6 Parameters	61
6.1 Benodigde gegevens	61
6.2 Nadere uitwerking benodigde gegevens	61
6.2.1 Kerende hoogte	61
6.2.2 Belastingen	61
6.2.3 Grondparameters	64
6.2.4 Grondwaterregiem/Waterspanningen	67
6.2.5 Constructieparameters	67
7 Overige randvoorwaarden voor het ontwerp	71
7.1 Planologie en geografie	71
7.2 Hydraulische randvoorwaarden	74
7.3 Randvoorwaarden voor het ontwerp voortvloeiend uit de uitvoering	74
7.4 Aspecten van beheer en onderhoud, van invloed op het ontwerp	76
8 Ontwerpprocedure stap voor stap	79
8.1 Algemeen	79
8.2 Schematisering dwarsdoorsnede	79
8.2.1 Algemeen	79
8.2.2 Kistdam	80
8.2.3 Diepwand	81
8.3 Klassieke berekeningsmethode voor kistdam en diepwand	81
8.4 Deterministische berekeningsmethode voor kistdam en diepwand met PLAXIS	85
8.5 Probabilistische berekeningsmethode kistdam en diepwand (Methode Bakker)	87
8.6 Dimensionering en toetsing	90

9 Nadere detaillering van het ontwerp	91
9.1 Algemeen	91
9.2 Kistdam	91
9.2.1 Damwanden	91
9.2.2 Overige constructieonderdelen.....	91
9.2.3 Duurzaamheid stalen onderdelen	92
9.2.4 Dimensionering damwanden en ankers uit EEM berekeningen.....	93
9.3 Diepwand.....	94
10 Uitvoeringsaspecten	97
10.1 Algemeen	97
10.2 Uitvoering kistdam.....	98
10.3 Uitvoering diepwand.....	100
11 Aspecten van beheer en onderhoud	105
Referenties	107
Appendix A Gedraineerd en ongedraineerd gedrag	111
Appendix B Werkwijze meenemen stochastiek waterstand	117
Appendix C Voorbeeld van de klassieke berekening van een kistdam	119
Appendix D Voorbeeld van de klassieke berekening van een diepwand	125
Appendix E Voorbeeld van de deterministische berekening van een kistdam	129
Appendix F Samenvatting theoretische achtergrond Methode Bakker	133
Appendix G Probabilistische ontwerpprocedure	139
Appendix H Voorbeeld probabilistische berekening van een kistdam	149
Appendix I Symbolenlijst	167

Ten geleide

In dit rapport is de kennis gebundeld die is opgedaan bij het onderzoek naar de toepassing van kistdammen en diepwanden in waterkeringen.

Aanleiding voor het onderzoek was het feit dat veel dijken in het benedenrivierengebied niet voldoen aan de in de Deltawet vastgelegde veiligheidsnormen en moeten worden versterkt om hogere waterstanden, onder meer extreme omstandigheden, dan tot nu toe te keren. Voor reeds bestaande dijkversterkingsconstructies is het bovendien van belang dat toetsingen in het kader van de Wet op de Waterkering uitgevoerd kunnen worden. Een traditionele dijkversterking (ophogen en verbreden) betekent vaak sloop van een groot deel van de bebouwing langs de dijk. Daartegen bestaan grote maatschappelijke weerstanden. Ook betekent een traditionele versterking over het algemeen een vernauwing van de loop van de rivier. Uit de beleidslijn “Ruimte voor de rivier” volgt dat belemmeringen in de vrije loop van de rivier gecompenseerd dienen te worden om de afstroming te waarborgen. Om vernauwingen zoveel mogelijk te beperken c.q. weg te nemen en bestaande dijkbebouwing te sparen wordt de toepassing van (ruimtebesparende) alternatieven zoals damwanden, diepwanden en kistdammen overwogen en op sommige plaatsen reeds toegepast.

De wijze waarop deze constructies beoordeeld dienen te worden (in ontwerp- en toetsingssituaties) is, conform de doelstellingen van de TAW op probabilistische leest geschiedt oftewel, als uitgangspunt voor ontwerp- of toetsingsveiligheid wordt een veiligheids criterium gesteld in de vorm van een betrouwbaarheidsindex, die gerelateerd is aan het in de Wet op de Waterkering vastgelegde beveiligingsniveau voor de betreffende waterkering.

Voor het onderzoek naar de haalbaarheid van de toepassing van kistdammen en diepwanden in waterkeringen zijn onder meer de projectgroep Vaste schermen in Waterkeringen (SIW) en later de Werkgroep Evaluatie Grondmechanisch Onderzoek (WEGO) ingesteld en is voor een aantal praktijksituaties de mogelijkheid van een kistdam als dijkversterkingsalternatief onderzocht. Voortgezet onderzoek heeft uiteindelijk geresulteerd in een probabilistische ontwerp- en toetsingmethode op een willekeurige niet-homogene ongedraineerde grondslag. Een groot aantal rapporten die in het recente verleden door GeoDelft en Rijkswaterstaat-DWW zijn opgesteld, liggen aan dit rapport ten grondslag.

In het rapport zijn de laatste inzichten op het gebied van het ontwerpen en dimensioneren van constructieve elementen in waterkeringen verwerkt.

Den Haag, november 2004

dr. J.Th. de Smidt

Voorzitter Technische Adviescommissie voor de Waterkeringen

1 Inleiding

1.1 Algemeen

Kistdammen worden reeds lang toegepast als waterkerende constructie. Het gaat hier meestal om tijdelijke constructies of om situaties waarbij ruimtegebrek een rol speelt en het waterkerend vermogen van de kistdam niet of nauwelijks van invloed is op de inundatiekans van het nabijgelegen gebied. Voorbeelden hiervan zijn sluizen en bouwputten.

Een kistdam bestaat in het algemeen uit twee damwanden verbonden door één of meerdere ankers waarbij de tussenruimte, of vulling, bestaat uit grond. In voornoemde gevallen bestaat deze vulling over het algemeen uit stijf materiaal (zand, grind).

Diepwanden bestaan uit in de grond gevormde betonnen elementen (afhankelijk van de functie al dan niet voorzien van wapening) die door meerdere elementen in elkaars verlengde te plaatsen een doorgaande onverankerde wand vormen. Ook diepwanden worden reeds lang toegepast voornamelijk als grond- en waterkerende wand maar kunnen ook als waterafsluitende wand of als funderingsconstructie worden toegepast.

In het recente verleden is onderzoek verricht naar de toepassing van kistdammen en diepwanden in dijken.

In dit rapport is de kennis omtrent ontwerp, uitvoering, toetsing en beheer en onderhoud van kistdammen en diepwanden als dijkversterking vastgelegd met het volgende doel:

Het bieden van een efficiënte praktisch bruikbare methode om kistdammen en diepwanden en hun onderdelen te ontwerpen en te dimensioneren of (in het geval van een reeds bestaande constructie) te toetsen op een vooraf vastgesteld betrouwbaarheidsniveau.

In dit rapport wordt voor de eigenschappen van de vulling van een kistdam uitgegaan van een cohesief materiaal dat hoofdzakelijk ongedraineerd reageert, gedeelten van het dijklichaam kunnen echter gedraineerd reageren.

De reden hiervoor is dat bij toepassing van kistdammen en diepwanden als dijkversterking meestal zal moeten worden uitgegaan van het bestaande dijkmateriaal. Bij rivierdijken is dat vaak klei of klei-achtig zand.

De doelgroep van het rapport bestaat uit de volgende instellingen/organisaties: Rijkswaterstaat (Bouwdienst, DWW en Regionale Directies)

1. Provincies
2. Waterschappen
3. Ingenieursbureaus
4. Aannemers

Bij deze instellingen/organisaties zijn werkzaam:

- Ontwerpers/constructeurs van kistdammen en diepwanden bij dijkversterkingen. Deze mensen zijn werkzaam bij RWS en bij enkele grote ingenieursbureaus. Het zijn mensen met ruime ervaring in het ontwerpen van waterbouwkundige constructies en de daarbij behorende veiligheidsbenadering.
- Toetsers en beheerders. Deze mensen zijn over het algemeen werkzaam bij de Provincies en de Waterschappen.
- Constructeurs en werkvoorbereiders werkzaam bij de aannemerij.

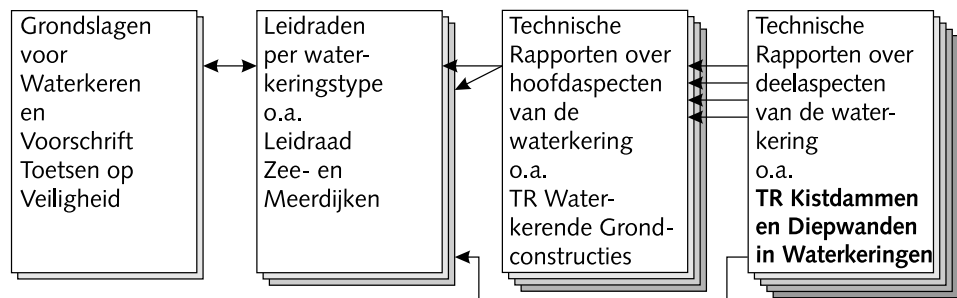
De volgende instellingen/organisaties behoren niet tot de primaire doelgroep maar kunnen mogelijk wel gebruik maken van het rapport:

- Onderwijsinstellingen (W.O. en H.B.O.)
- Bestuurlijke instanties.

1.2 Samenhang van dit Technisch Rapport met overige TAW-publicaties

Het Technisch Rapport Kistdammen in Waterkeringen is een aanvulling op bestaande Leidraden en Technische rapporten van de TAW, met name de Leidraad Kunstwerken, het Voorschrift Toetsen op Veiligheid en het Technisch Rapport Waterkerende Grondconstructies.

In onderstaande figuur 1.1 is de onderlinge samenhang van TAW-leidraden en technische rapporten weergegeven.



Figuur 1.1 Samenhang van TAW-leidraden en Technische Rapporten

Voor een volledig overzicht van TAW-leidraden, Technische Rapporten en overige TAW-richtlijnen wordt verwezen naar de TAW-website: www.tawinfo.nl

1.3 Overzicht van het onderzoek aan kistdammen en diepwanden als dijkversterking

Vanaf het midden van de jaren '80 is door de Bouwdienst, de Dienst Weg- en Waterbouwkunde en GeoDelft onderzoek verricht naar kistdammen en diepwanden als dijkversterking. In 1991 resulteerde dit in de nota "Schermen in Waterkeringen, rapportage 2^e fase: Kistdam en Diepwand" [3]. Uit het onderzoek volgde dat kistdammen en diepwanden in Sliedrecht op een verantwoorde wijze kunnen worden toegepast voor de versterking van de dijk ter plaatse.

Een vraagpunt bleef echter hoe deze constructies moeten worden ontworpen zodanig dat een vooraf vastgesteld betrouwbaarheidsniveau kan worden gewaarborgd. Een ander vraagpunt was hoe uit de resultaten van eindige-elementenberekeningen damwanden en ankers zouden moeten worden gedimensioneerd.

Voortgezet onderzoek door de Dienst Weg- en Waterbouwkunde resulteerde in een voorstel voor een probabilistische ontwerpprocedure [4]. Het voordeel van deze methode is dat met een relatief gering aantal eindige-elementenberekeningen kan worden volstaan. Een belangrijk nadeel was echter dat de methode nog niet kon worden toegepast voor constructies in een niet-homogene ongedraineerde grondslag. In 1995 is hiertoe het project "Rekenmethode kistdammen en diepwanden" gestart met onder meer het doel een voor de praktijk bruikbare reken- en ontwerpmethodiek voor een willekeurige niet-homogene ongedraineerde grondslag te ontwikkelen en te verifiëren. Dit heeft in juni 1996 geresulteerd in een aantal rapporten (zie bijvoorbeeld [6, 52-55]). In het in 1997 opgestarte project "Ontwikkeling Rekenmethodieken voor kistdammen en diepwanden" wordt dit onderzoek geëvalueerd en wordt nader onderzoek verricht met betrekking tot kistdammen met bijzondere oplossingen zoals onder een helling

geplaatste of gestaffelde polder- en/of rivierwand. Tevens wordt nader onderzoek verricht betreffende kistdammen en diepwanden in opdrijfsituaties. Dit rapport is grotendeels samengesteld uit bestaande rapporten die naar aanleiding van het beschreven onderzoek zijn opgesteld.

1.4 Bestaande regelgeving

Ten behoeve van dit rapport is de bestaande regelgeving op het gebied van het ontwerpen van kistdammen en diepwanden geïnventariseerd ten einde vast te leggen welke regelgeving van belang is.

Bronnen voor regelgeving die hier te lande vaak worden toegepast zijn:

- De geotechnische norm, NEN 6740-serie, zie [28]
- TAW-Leidraden en Handreikingen, zie [45], [47], [48] en [49]
- CUR-Handboeken, zie [18], [19] en [20] en PZH-notities, zie [38] en [39]
- Empfehlungen des Arbeitsausschusses Ufereinfassungen [25]

Hierbij kan onderscheid worden gemaakt tussen regelgeving met een verplichtend karakter (norm-voorschriften), regelgeving - in bijvoorbeeld leidraden en handboeken - die aanbevelend is van karakter, maar die toch algemeen wordt geaccepteerd. In dit rapport is in de afzonderlijke hoofdstukken de receptuur voor het ontwerp en/of toetsing van kistdammen en diepwanden op grond van deze regelgeving gegeven ten aanzien van:

- veiligheidsfilosofie en daaraan gerelateerde zaken;
- toe te passen geotechnische rekenmodellen;

1.5 Opbouw van het rapport

In dit rapport is de kennis gebundeld die is opgedaan bij het onderzoek naar de toepassing van kistdammen en diepwanden in waterkeringen. Het beschrijft onder meer een methode om een dergelijk kunstwerk te ontwerpen en/of te toetsen op een vooraf vastgesteld betrouwbaarheidsnivo.

In hoofdstuk 2 wordt ingegaan op de functies van dijken in het algemeen en op de functies die een kistdam of diepwand in een waterkering kan vervullen.

In hoofdstuk 3 wordt inzicht gegeven in de verschillende krachten, belastingen en bezwijkmechanismen op een kistdam of diepwand in een dijk. Verder worden de effecten van de constructie op de mechanismen van de dijk in beschouwing genomen.

In hoofdstuk 4 worden alvorens de mogelijke aanpak voor de bepaling van de veiligheidsnorm en de veiligheidsfactoren te beschrijven, de veiligheidsnormen volgens de vigerende normen en leidraden in beeld gebracht. Tevens worden de tekortkomingen van deze vigerende normen ten opzichte van de gewenste benadering geïnventariseerd.

In hoofdstuk 5 wordt een overzicht gegeven van de bestaande rekenmodellen die toepasbaar zijn voor de berekening van een kistdam of diepwand in een waterkering. In het vervolg van dit hoofdstuk wordt een uiteenzetting gegeven van de problemen die bij de modellering en berekening kunnen rijzen en de (on)mogelijkheden die er zijn om deze op te lossen.

In hoofdstuk 6 wordt een opsomming gegeven van de voor het ontwerp en/of toetsing benodigde parameters.

In hoofdstuk 7 wordt aangegeven welke aspecten, randvoorwaarden vormen voor de keuze en het ontwerp van een kistdam- of diepwandconstructie.

In hoofdstuk 8 wordt vervolgens een ontwerpprocedure voorgesteld in de vorm van een stappenplan. De grote lijn van de berekening en een aantal aandachtspunten bij de schematisering worden eerst gegeven waarna per methode (klassiek, deterministisch en probabilistisch) een berekeningsstrategie/stappenplan volgt.

In hoofdstuk 9 zijn een aantal specifieke detailleringsaspecten van kistdammen en diepwanden als dijkversterking nader toegelicht.

In hoofdstuk 10 worden aanwijzingen gegeven voor de uitvoering van kistdammen of diepwanden in dijken.

In hoofdstuk 11 tenslotte zijn enkele aspecten van beheer en onderhoud opgenomen.

1.6 Totstandkoming van dit Technisch Rapport

Dit rapport is opgesteld in opdracht van de Dienst Weg en Waterbouwkunde van Rijkswaterstaat (RWS-DWW) onder auspiciën van de Technische Adviescommissie voor de Waterkeringen (TAW) door Fugro Ingenieursbureau BV in samenwerking met GeoDelft.

Aan de totstandkoming van het Technisch Rapport hebben de volgende personen bijgedragen:

ir. G. Bos (Fugro Ingenieursbureau), auteur
ir. E.O.F. Calle (GeoDelft), auteur en beoordeling concept
ir. R.J. Cirkel (RWS-BWD), lid begeleidingscommissie
ing. J. Dekker (GeoDelft), beoordeling concept
ir. H.L. Jansen (Fugro Ingenieursbureau), projectleider namens Fugro en auteur
ir. M.T. van der Meer (Fugro Ingenieursbureau), auteur
ing. H.A.Schelfhout (Provincie Zuid-Holland), lid begeleidingscommissie
ing. W.L. Schipper (Ingenieursbureau Concretio), adviseur
ir. M.Th.J.H. Smits (Fugro Ingenieursbureau), auteur
ir. M.R. Tonnejck (RWS-BWD), lid begeleidingscommissie
ir. A.A.M. Venmans(RWS-DWW), adviseur
ing. J. Westerhoven (Provincie Zuid-Holland), lid begeleidingscommissie
ir. H.L. Bakker (RWS-DWW), projectbegeleiding namens RWS-DWW

De figuren in het Technisch Rapport zijn verzorgd door:
R.P. van der Laag (RWS-DWW)

Dit rapport is geactualiseerd in mei 2002 en in oktober 2004

2 Constructietypen en soorten toepassingen bij dijkversterking

2.1 Constructietypen

In de Leidraad Kunstwerken [45] worden kistdammen en diepwanden aangemerkt als bijzondere waterkerende constructies. De Leidraad Kunstwerken onderscheidt verschillende constructietypen voor kunstwerken, namelijk:

type I : Constructies die volledig zelfstandig de waterkerende functie vervullen.

type II : Constructies die de waterkerende functie vervullen in combinatie met een grondconstructie.

type III: Constructies die de waterkerende functie moeten vervullen na het falen van een andere constructie.

In dit Technische Rapport worden kistdammen en diepwanden beschouwd die opgenomen zijn in dijken. De waterkerende functie (en mogelijk ook andere functies) van de dijk wordt (worden) geheel of soms gedeeltelijk overgenomen door de kistdam of diepwand. In de zin van de Leidraad Kunstwerken gaat het dus om constructies van het type I, soms ook II of III.

2.2 Functies van dijken

Ten aanzien van dijken zijn een aantal functies te onderscheiden:

1. Waterkering
2. Drager van bebouwing
3. Verkeersdrager
4. Drager van kabels en leidingen
5. Drager van beplanting

Bij toepassing van constructies als dam- en/of diepwanden in dijkversterkingsprojecten blijven bovenstaande functies als uitgangspunt gelden.

Ad. 1. Waterkering

Dit is de primaire functie van de dijk. De dijk moet deze functie niet alleen vervullen voor de situatie tijdens maatgevend hoogwater, maar ook voor frequenter voorkomende lagere waterstanden. Voor het vervullen van die functie zijn de volgende functie-elementen van belang:

- het niveau van de kruin moet voldoende hoog zijn;
- het dijklichaam moet voldoende waterdicht zijn;
- de standzekerheid moet gewaarborgd blijven;
- de weerstand tegen (mechanische) belastingen als ijs- en golfbelasting moet voldoende zijn.

Ad. 2. Drager van bebouwing

De aanwezigheid van bebouwing op of nabij de primaire waterkering is van invloed op de waterkerende (primaire) functie van de constructie. Bebouwing kan betekenen:

- doorbraak waterdichte bekleding;
- ondermijning van het dijklichaam door in de dijk uitgebouwde kelders;
- verschil in zettingsgedrag tussen bebouwing en grondlichaam;
- bij op palen gefundeerde panden bestaat zelfs het gevaar voor spleetvorming onder het pand;

- bij bebouwing kan de stabiliteit van het binnentalud nadelig worden beïnvloed;
- kwelengte kan worden bekort.

Ad. 3. Verkeersdrager

De functie “verkeersdrager” brengt beperkte invloeden met zich mee. De enige wezenlijke invloed voor het waterkerend vermogen is dat de fundering van de weg veelal meer doorlatend is dan de rest van het dijklichaam.

Voor bebouwing langs de dijk kunnen verkeerstrillingen hinderlijk zijn. Met name indien verwacht wordt dat de verkeersintensiteit toe zal nemen is dit een aandachtspunt. Voorts moet verkeersbelasting in stabiliteitsberekeningen worden meegenomen.

Ad. 4. Drager van kabels en leidingen

Deze functie verdient bijzondere aandacht. Immers, er zijn hierbij een aantal invloeden die van belang zijn voor de waterkerende functie van de constructie:

- Voor de aanleg en onderhoud van kabels en leidingen moet worden gegraven in het dijklichaam. Dit betekent dat de pakingsdichtheid anders (ongunstiger) kan zijn dan de rest van het dijklichaam. Dit heeft consequenties voor de waterdoorlatendheid van de kering.
- Kabel- en leidingtracé's die de dijk kruisen vormen potentiële kanalen waarlangs piping kan optreden.
- Lekkende waterleidingen c.q. drukrioleringen zorgen voor verweking van het dijklichaam. Met name wanneer het om kleine lekkages gaat die niet tijdig worden opgemerkt, kan de waterkerende functie ernstig worden aangetast.
- Gasleidingen die lek raken, kunnen bij het optreden van calamiteiten (ontgrondingskrater) eveneens de waterkerende functie aantasten.

Ad. 5. Drager van beplanting

Hierbij kunnen met name grotere bomen een wezenlijke bedreiging vormen.

- Het worstelstelsel kan de waterdichte bekleding doorbreken en veroorzaakt daardoor een potentieel lek in de dijk.
- De kwaliteit van (gras)bekleding op het talud onder boombeplanting wordt in negatieve zin beïnvloed door de aanwezigheid van deze bomen. Dit geeft meer kans op erosie en verdere schade aan de bekleding.
- Ook na ontwortelen van de boom moet de dijk haar primaire functie kunnen blijven vervullen.

Het huidige beleid ten aanzien van de (on)wenselijkheid van bomen en beplanting op en nabij dijken is zeer voorzichtig, ingegeven door het ontbreken van echt goed inzicht in de effecten op de stabiliteit en doorlatendheid van de dijk. Naast mogelijke negatieve effecten zijn er zeker ook positieve effecten, bijvoorbeeld landschapswaarde, maar mogelijk zelfs ook positieve beïnvloeding van sterkteaspecten. Momenteel wordt door de STOWA nader onderzoek gedaan naar de effecten van bomen en beplanting op en nabij dijken, naar manieren waarop eventuele negatieve effecten kunnen worden beperkt en naar een afwegingskader voor positieve en negatieve effecten.

2.3 Functies van kistdammen of diepwanden in dijken

Bij versterking van rivierdijken, kan het construeren van kistdammen en diepwanden mogelijkheden bieden om:

- voldoende kerende hoogte te krijgen, waardoor erosie door overstromend of overslaand water beperkt/voorkomen wordt en/of
- de stabiliteit van de kering in voldoende mate te verzekeren

(Macrostabiliteit verhogen, grondwaterstroming, onder- en achterloopsheid en kwel verhinderen/voorkomen of beperken).

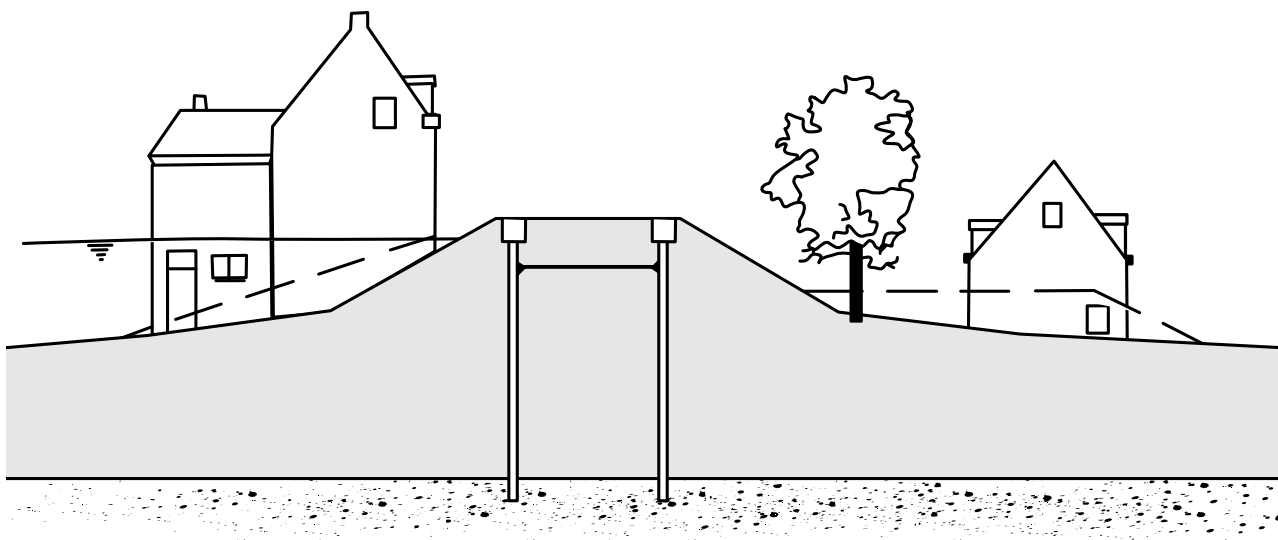
Ook een traditionele dijkversterking (ophogen en verbreden) biedt in principe deze mogelijkheden. constructies als kistdammen of diepwanden worden met name overwogen indien beperkte beschikbaarheid van ruimte een knelpunt vormt voor een traditionele oplossing. Ook valt hierbij te denken aan de toepassing van deze constructies indien mechanismen als opdrijven en instabiliteit door middel van een traditionele versterking niet voldoende beperkt kunnen worden (zie hoofdstuk 3). De constructie kan tevens worden toegepast als functiescheiding. Bijvoorbeeld in de gevallen waarbij bebouwing of beplanting op het talud of erosie van het talud geaccepteerd dient te worden. De constructie op zichzelf vervult dan de functie waterkeren, waardoor er geen eisen behoeven te worden gesteld aan de grond vóór en/of achter de constructie. Een kistdam kan bovendien een oplossing bieden bij dijken met leidingkruisingen (met name leidingen die de dijk onder MHW kruisen). De normen met betrekking tot (pijp)leidingen beperken de mogelijkheden in zoverre dat soms vervangende maatregelen nodig zijn. De kistdam dient in dat geval als vervangende primaire waterkering als de leiding faalt.

2.4 Dijkversterkingsconstructies

Ter versterking van een dijk kunnen verschillende soorten van constructies worden toegepast. Bij kistdammen en diepwanden is een aantal varianten mogelijk die in deze paragraaf beschreven zullen worden. Voor eventuele toepassing van erosieschermen in dijken wordt volstaan met te verwijzen naar [21].

2.4.1

In het algemeen wordt in Nederland onder een kistdam verstaan een door wanden opgesloten grondmassief, dat horizontale en verticale belastingen naar de ondergrond moet overbrengen.

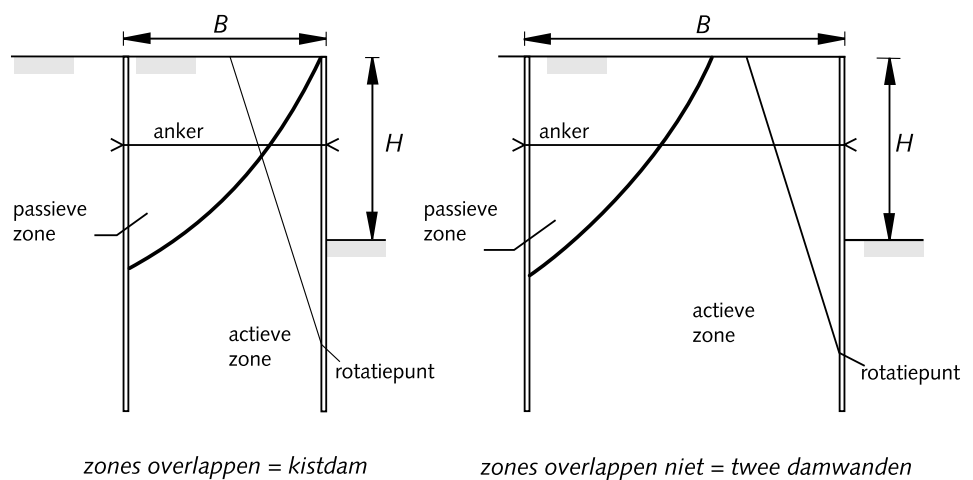


Figuur 2.1 Kistdam i.p.v. verflauwen taluds en amoveren woningen

Meestal is een kistdam in een dijk opgebouwd uit twee - meestal uit stalen profielen bestaande - evenwijdige damwandschermen, welke onderling door ankers op meestal één niveau worden gekoppeld ongeveer 2,0m onder de kruin (zie Figuur 2.1). Ook kan een kistdam worden opgebouwd uit cellen, gevormd door onverankerde platte stalen

damplanken. De uit cellen opgebouwde kistdam is in Nederland voor zover bekend nog niet toegepast. Dit laatste geldt ook voor een kistdam bestaande uit twee diepwanden in plaats van twee stalen damwanden. Een andere variant betreft een kistdam waarbij één of beide wanden niet evenwijdig staan, maar schuin naar binnen (naar elkaar toe) zie [15]. In dit rapport zal alleen het eerstgenoemde type worden behandeld.

Bij deze constructie is een grondkerende damwand (de polderwand) door middel van een systeem van ankers en gordingen vastgemaakt aan een wand die als anker fungeert (de rivierwand). We spreken van een kistdam wanneer de wanden in elkaars invloedsgebied staan. Bij de polderwand zal ten gevolge van belastingen een actieve zone worden ontwikkeld en bij de rivierwand zou een passieve zone tot ontwikkeling kunnen komen. Indien de glijvlakken elkaar snijden en de passieve weerstand niet volledig tot ontwikkeling kan komen spreken we van een kistdam (zie 4). Een kistdam is daarmee een samenstel van damwanden en grondmassief. Indien de passieve weerstand wel volledig tot ontwikkeling komt, spreken we van een verankerde damwand en kunnen de damwand en het ankerscherm afzonderlijk worden gedimensioneerd.



Figuur 2.2 Kistdam of verankerde damwand

Over het algemeen zullen de damwanden binnen de kruinbreedte geplaatst worden alhoewel het niet ondenkbaar is dat ook mogelijkheden bestaan de damwanden of eventueel de diepwand buiten de kruinbreedte te plaatsen.

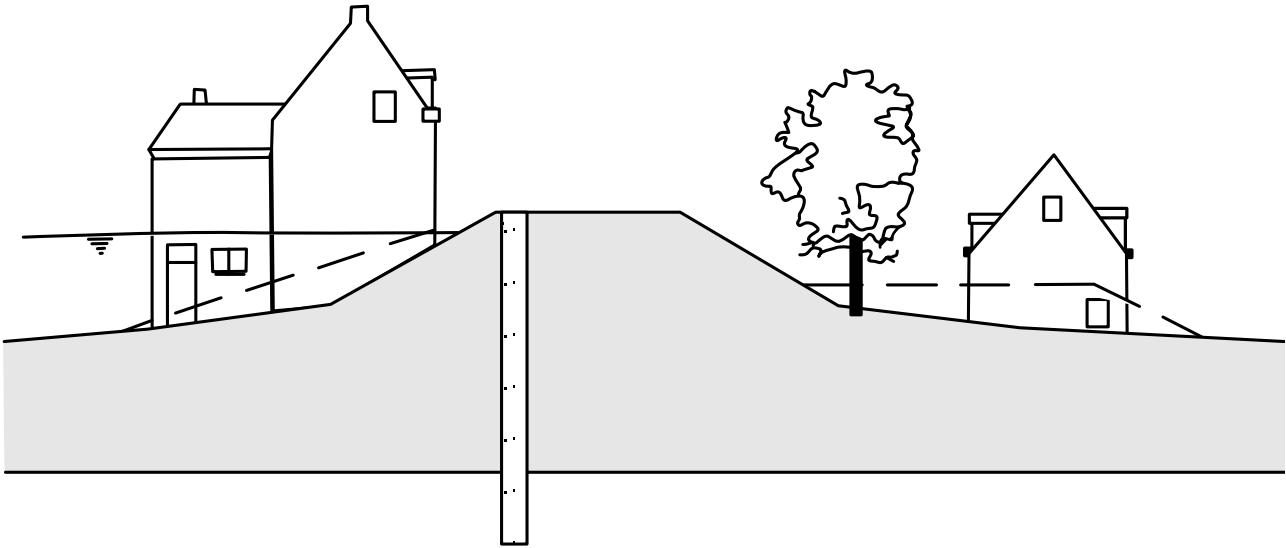
Zoals in de inleiding al genoemd is, wordt in dit rapport voor de eigenschappen van de vulling van een kistdam uitgegaan van:

- een cohesief materiaal zoals klei;
- ongedraineerd gedrag.

De reden hiervoor is dat bij toepassing van kistdammen en diepwanden als dijkversterking meestal zal moeten worden uitgegaan van het bestaande dijkmateriaal. Bij rivierdijken is dat vaak klei of klei-achtig zand (eventueel met in het bovenste deel een zandlaag ten behoeve van de fundering van een weg over de dijk).

2.4.2 Diepwand

Een diepwand toegepast in dijken is een meestal onverankerde constructie uitgevoerd in gewapend beton.



Figuur 2.3 Diepwand i.p.v. verflauwen taluds en amoveren woningen

Diepwanden - eventueel gedeeltelijk - bestaande uit prefab betonnen delen komen vermoedelijk voor toepassing in dijkversterkingen niet in aanmerking in verband met onder andere de vaak grote benodigde lengte en de gecompliceerde uitvoering (zie ook paragraaf 9.3). In het vervolg van dit rapport zullen deze niet verder in de beschouwing worden meegenomen. Dit laatste geldt ook voor geheel of gedeeltelijk voorgespannen diepwanden. Voor de toepassing van diepwanden als dijkversterking wordt in het vervolg uitgegaan van gewapend beton als materiaal voor de grondkerende constructie. Dit zijn in de grond gevormde betonnen panelen voorzien van wapening die, door meerdere elementen in elkaars verlengde te plaatsen een doorgaande, meestal onverankerde wand vormen. De graafwerkzaamheden worden onder de steundruk van een bentoniet suspensie uitgevoerd, waarna de wapening wordt aangebracht en onder verdringing van deze steunvloeistof de gegraven sleuf met betonmortel wordt gevuld.

Een voordeel van de installatie van diepwanden ten opzichte van kistdammen is de trillingsvrije uitvoeringsmethode. Dit laatste speelt met name een rol in de situaties waarbij bebouwing op of nabij de dijk aanwezig is. Het belangrijkste verschil met een enkele stalen damwand is het verschil in stijfheidsgedrag en de invloed van wrijving op de krachtsverdeling.

3 Krachtswerking, bezwijkmechanismen en belastingen

In dit hoofdstuk worden de mechanismen beschreven die bij toepassing van kistdammen en diepwanden in dijken een rol kunnen spelen en wordt de krachtswerking in de verschillende onderdelen nader uitgewerkt.

Bij kistdammen en diepwanden die onderdeel uitmaken van een dijkversterking kunnen, behalve de voor deze onderdelen specifieke bezwijkmechanismen, ook de algemeen bij dijken behorende bezwijkmechanismen een rol spelen. In het vervolg van dit rapport zullen deze laatste bezwijkmechanismen niet uitvoerig behandeld worden; voor een volledig overzicht wordt verwezen naar de bestaande regelgeving met betrekking tot dijken.

Ten aanzien van de dijken wordt in dit rapport uitgegaan van de in Nederland veel voorkomende grondlagenopbouw waarbij het dijkmateriaal veelal bestaat uit klei of kleiachtig zand; daaronder bevindt zich een zo genoemd slappe-lagenpakket (Holoceen). Onder dit slappe-lagenpakket bevinden zich de meer draagkrachtige lagen, veelal Pleistoceen-zand.

3.1 Algemene beschouwing kistdam

Functie ankers

Bij een kistdamconstructie is de hoofdfunctie van de ankers het verzorgen van de samenwerking tussen polderwand en rivierwand.

Functie van de vulling

Bij toepassing van een kistdam anders dan in dijken levert de vulling van de kistdamconstructie meestal de hoogste bijdrage aan de vormvastheid, daar deze vulling over het algemeen bestaat uit een relatief stijf materiaal zoals goed verdicht zand en/of grind. Daar in dit rapport uitgegaan wordt van het bestaande dijkmateriaal zal deze bijdrage van de vulling aan de vormvastheid aanzienlijk minder zijn.

Functie damwanden

De grondkerende polderwand is door middel van een systeem van ankers en gordingen vastgemaakt aan een wand die als anker fungeert, de rivierwand. De wanden kunnen zodanig ontworpen zijn dat ze beide in staat zijn water te keren. Over het algemeen zal de rivierwand in de eerste plaats deze functie vervullen. De damwanden van de kistdam dienen op een zodanige diepte te worden gezet dat de stabiliteit voldoende gewaarborgd is. Is een zettingsvrije constructie gewenst, dan dienen de wanden (of afhankelijk van de stabiliteit, een deel daarvan) te worden doorgezet tot in de zettingsvrije zandlagen. Zie ook paragraaf 7.4 en 8.2.2.

Krachtswerking

Indien de rivierwand op voldoende grote afstand van de polderwand geplaatst wordt, zijn de gronddrukken op beide wanden onafhankelijk van elkaar. Als de afstand tussen beide wanden betrekkelijk klein is, zoals in het geval van een kistdam, zullen de gronddrukken op de wanden afhankelijk worden van de onderlinge afstand. Vergeleken met een normale damwandconstructie kan de actieve druk op de polderwand groter of kleiner (bijvoorbeeld als gevolg van silowerking) worden, de passieve druk tegen de rivierwand zal echter altijd kleiner worden. De voornaamste belastingen op de constructie zijn:

- gronddruk
- waterdruk

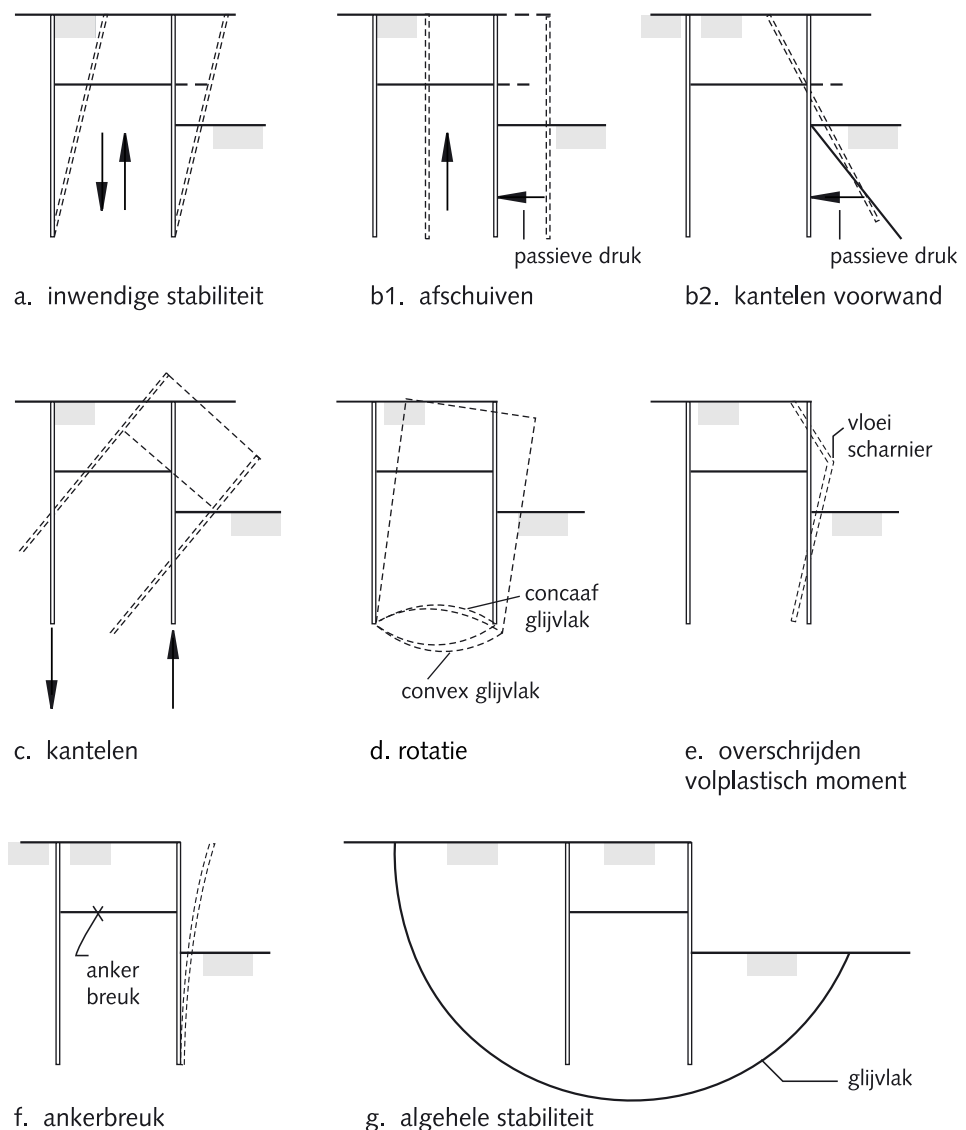
- anker- en stempelkrachten
- bovenbelasting

Doordat de wanden functioneren als kerende ofwel verankeringswand werkt de ankerkracht uit de ene wand als een belasting op de andere wand.

Bezwijkmechanismen

Een kistdam kan op veel manieren bezwijken, afhankelijk van het ontwerp en de belastingstoestand. Alle mogelijke bezwijkmechanismen dienen te worden geanalyseerd en door middel van berekening te worden gecontroleerd. De navolgende bezwijkmechanismen, ook weergegeven in figuur 3.1 kunnen voorkomen:

- *Inwendige stabiliteit onvoldoende*
Door overschrijden van de maximaal opneembare schuifspanning in de grond binnen de twee damwanden van de kistdam is deze niet vormvast en gaat het dwarsprofiel vervormen tot een parallellogram (a).
- *Grondbreuk ter plaatse van de polderwand*
De passieve kracht tegen de polderwand is te gering om de aanwezige belasting op te nemen. Hierdoor zal de kistdam afschuiven (b1) of zal de polderwand kantelen (b2).



Figuur 3.1 Bezwijkmechanismen [19]

- *Kantelen of rotatie van de kistdam (c en d)*
Kantelen treedt op als de som van de aandrijvende momenten groter is dan de som van de weerstandsbiedende momenten ten opzichte van een punt onder of in de kistdamvulling langs een gekromd glijvlak dat concaaf of convex door de onderkanten van de wanden verloopt.
- *Bereiken van het volplastisch moment van de damwand (e)*
Hierdoor zal er plaatselijk in de damwand vloeï optreden.
- *Ankerbreuk (f)*
De ankerkracht is groter dan de maximaal opneembare kracht, waardoor het anker zal vloeien en/of breken en de samenwerking tussen de twee damwanden verloren gaat.
- *Uitwendige stabiliteit onvoldoende (g)*
De kistdam wordt als een vast lichaam opgevat. Stabiliteitsverlies kan ontstaan door instabiliteit van het talud door een diep (recht of cirkelvormig) glijvlak.
- *Vanzelfsprekend dienen ook de bij dijken in het algemeen voorkomende bezwijkmechanismen in beschouwing te worden genomen, zie hiervoor onder andere [49].*

3.2 Algemene beschouwing diepwand

Functie gewapend beton

Een diepwand in een dijkversterking wordt voornamelijk horizontaal belast. Op de wand zelf zullen in het algemeen (onder dagelijkse omstandigheden) geen grote krachten werken. In extreme situaties geeft de waterstand in het algemeen een grote horizontale belasting op de diepwand. Indien een wand van gewapend beton als gevolg hiervan doorbuigt zullen de belastingen aan de trekzijde voornamelijk opgenomen worden door de wapening en aan de drukzijde door het beton.

De diepwand wordt uit oogpunt van stabiliteit doorgezet tot in de draagkrachtige (zand)laag. De horizontale belasting kan via de diepwand naar de ondergrond worden afgedragen.

Daarnaast zijn diepwandsecties in staat om grote verticale lasten op de ondergrond (draagkrachtige laag) over te dragen waardoor zetting (verlaging van de kruin) vrijwel is uitgesloten.

Krachtswerking

Sterkte en stabiliteit van een diepwandconstructie worden bepaald door het materiaal (gewapend beton) en de omringende grond. De grond geeft enerzijds een belasting (aan de actieve zijde) op de wand en draagt anderzijds bij tot de oplegreactie en tot evenwicht (aan de passieve zijde).

Doordat de diepwand over het algemeen tot in de draagkrachtige (pleistocene) zandlaag reikt, kan de diepwand opgevat worden als een uitkragende ligger ingeklemd in de draagkrachtige laag die op buiging belast wordt.

Hierbij zal, afhankelijk van de conusweerstand in de bovenzijde van het draagkrachtige laag, weinig of geen zakking van de diepwand optreden. Het bovenliggende, doorgaans relatief slappe (holocene) pakket zal ten gevolge van nog optredende zettingen aan het scherm kunnen gaan “hangen”. Deze negatieve kleef betekent een extra belasting op de wand, die echter goed opgenomen kan worden door middel van wandwrijving en puntweerstand als de diepwand in de draagkrachtige pleistocene zandlaag is gefundeerd.

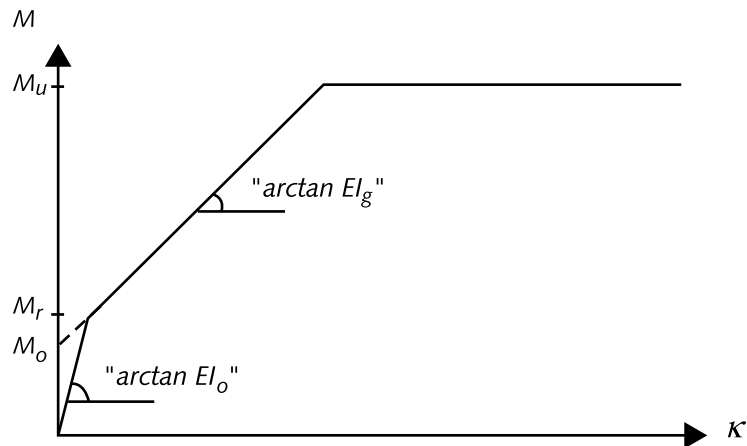
Bezwijkmechanismen

Bij een diepwand kunnen de volgende faalmechanismen optreden:

- Uitwendige stabiliteit onvoldoende (door instabiliteit van het talud door een diep (recht of cirkelvormig) glijvlak).
- Grondbreuk aan de passieve zijde.
- Bezwijken van de diepwand.
- Wanneer een wand van gewapend beton doorbuigt, zal bij een zekere kromming scheurvorming optreden in het beton aan de trekzijde. Hierdoor wordt de stijfheid van de wand geringer. Bij verdere belasting kan de wapening gaan vloeien en uiteen-

delijk zal het beton aan de drukzijde bezwijken. In betonnormen zijn regels opgenomen met betrekking tot maximaal toegestane scheurwijdtes [34].

- De stijfheid, die verandert ten gevolge van belastingen en ontlasten, volgt een zekere wetmatigheid die kan worden weergegeven in een $M-\kappa$ -diagram (zie figuur 3.2), waarin de moment-krommingsrelatie wordt vastgelegd.
- Aangezien een diepwand wordt uitgevoerd in gewapend (of eventueel in geheel of gedeeltelijk voorgespannen) beton is voor een juist ontwerp van deze constructie een goede en intensieve samenwerking met een betonconstructeur absoluut vereist.



Figuur 3.2 Moment-krommingsrelatie

Ook voor de bezwijkmechanismen van een diepwand in een dijk geldt dat vanzelfsprekend ook de bij dijken in het algemeen voorkomende bezwijkmechanismen in beschouwing dienen te worden genomen, zie hiervoor onder andere [49] en de volgende paragraaf.

3.3 Belastinggevallen en mechanismen

Ten aanzien van dijken in het algemeen zijn verschillende belastinggevallen te onderscheiden. Directe belastingen op de dijk zijn bijvoorbeeld:

- Maatgevend hoogwater eventueel in combinatie met erosie van het binnentalud (kerend naar binnen)
- Frequent voorkomende hoge waterstanden (bijvoorbeeld lagere topstand dan maatgevende hoogwatergolf maar van langere duur)
- Snelle val na hoogwatergolf waarbij het freatische vlak in het dijklichaam nog hoog is eventueel in combinatie met afslag aan de buitenzijde (kerend naar buiten)
- Restspanningen in de grond na optreden van hoogwater
- Zetting en/of consolidatie van dijklichaam en ondergrond
- Verkeersbelasting op de dijk
- Installeren van dam/diepwanden en eventueel ankers
- Graaf- en bouwwerkzaamheden in/op de dijk
- Windbelasting op bomen en gebouwen langs de dijk
- Aanvaringen
- Kruiend ijs
- Golfaanval en langsstroming
- Golfoverslag

De volgende geotechnische mechanismen dienen in beschouwing te worden genomen:

- macro-instabiliteit (afschuiving van een deel van het dijklichaam en de ondergrond)
- opdrijven en/of opbarsten
- “piping” (zand-meevoerende wellen), het meespoelen van zand bij onderlooptheid

van de dijk. Dit mechanisme manifesteert zich vaak bij hoge waterstanden vooral bij aanwezigheid van zandlagen als gevolg van oude rivierafzettingen onder de dijk.

- “heaving of heave” (mechanisme vergelijkbaar met piping maar dan in verticale richting, vlak achter de damwand langs)
- erosie van buiten- of binnentalud door golfwerking, langs- of overstromend water
- micro-instabiliteit als gevolg van waterdrukken of uittredend grondwater
- overlopen/overslag

Daarnaast dient de vormveranderingstoestand te worden beschouwd:

- zettingen
- horizontale vervormingen

Bovengenoemde mechanismen kunnen uiteindelijk tot bezwijken van de constructie leiden. Rekenmodellen voor deze mechanismen zijn gegeven in hoofdstuk 5.

3.4 Effect van een kistdam of diepwand op de mechanismen van de dijk

De aanwezigheid van een kistdam of diepwand in een dijk kan leiden tot veranderingen in het functioneren van deze waterkering tijdens maatgevende omstandigheden. Daarom moeten alle voorkomende geotechnische mechanismen in beschouwing worden genomen en moet worden aangegeven in welke zin er wijzigingen kunnen optreden ten opzichte van een dijk zonder kistdam of diepwand.

In het algemeen geldt dat de freatische lijn in de dijk door het aanbrengen van de constructie kan wijzigen. De mate en hoedanigheid van deze wijziging is afhankelijk van de situering van de constructie en de omstandigheden ter plaatse. Hierbij wordt opgemerkt:

- Een verhoging van de freatische lijn is ongunstig voor de stabiliteit.
- Een verlaging van de freatische lijn kan zetting van het dijklichaam zelf en van de nabijgelegen bebouwing veroorzaken.

De *glijcirkel van het binnentalud* wordt door de aanwezigheid van kistdam of een diepwand in de dijk onderdrukt, omdat glijcirkels door de wand niet mogelijk zijn. Bovendien zal, doordat een relatief zeer ondoorlatend element in de kern van de dijk wordt aangebracht, het freatische vlak tijdens hoge waterstanden aan de binnenzijde van de dijk niet of weinig stijgen. Ter plaatse van het binnentalud blijven de korrelspanningen hierdoor gelijk. De stabiliteit van het binnentalud wordt hierdoor, vergeleken met een normale situatie, in positieve zin beïnvloed. Door het bereiken van de grenspotentiaal in het diepe zand en het opdrijven van het slappe pakket achter de dijk, kan dit effect echter voor een groot deel teniet worden gedaan.

Door het relatief zeer ondoorlatende element in de kruin zal een hoog freatisch vlak, dat de aandrijvende kracht is voor het mechanisme microstabiliteit, worden voorkomen. Hierdoor wordt de kans op het optreden van *micro-instabiliteit* aanzienlijk gereduceerd.

De verschillen tussen een kistdam en een diepwand met betrekking tot de invloed op de geotechnische mechanismen houden voornamelijk verband met het feit dat de diepwand over het algemeen tot een grotere diepte reikt. Een diepwand die tot in de draagkrachtige laag reikt is vrijwel niet onderhevig aan zetting. De aanwezigheid van een wand zal ten opzichte van een traditionele dijkversterking een toename van de veiligheid ten aanzien van het mechanisme “*zetting*” opleveren.

Voor een *glijcirkel in het buitentalud* is het van belang waar het scherm zich in de dijk bevindt. Des te verder een wand van de buitenkruin verwijderd ligt, des te verder kunnen glijvlakken de buitenkruin aantasten. Vergeleken met een dijk zonder “scherm” in de kern zal de aanwezigheid van een wand voorkomen dat de gehele kern wordt aangetast. De wand zelf met de grond aan de binnenzijde garanderen dan nog een voldoende mate van waterkering. Voor de stabiliteit van het buitentalud is een situatie

met een hoog freatisch vlak in de dijk (alleen in een gedraineerde situatie) en een lage buitenwaterstand meestal maatgevend (situatie na val van hoge buitenwaterstand). Indien door een scherm een hoog freatisch vlak in de dijk voorkomen wordt, zal dit uiteraard gunstig zijn voor de stabiliteit met name van het binnentalud. Des te verder het scherm echter van de buitenkruin verwijderd is, des te minder zal de positieve invloed zijn op het freatische vlak. Een diepwand ter plaatse van de binnenkruinlijn zal dientengevolge vrijwel geen positieve bijdrage leveren aan de stabiliteit van het binnentalud maar kan wel voorkomen dat, bij een afschuiving, de waterkerende functie gedeeltelijk verloren gaat.



Bij ernstige *aanvaring van een dijk* bij een hoge waterstand, zal zeer waarschijnlijk deformatie van de kruin optreden. Indien in de kern van de dijk een relatief zeer stijve wand aanwezig is, zal deze deformatie alleen kunnen optreden als de wand (plaatselijk) bezwijkt. Hierbij kan aanzienlijke schade aan de wand ontstaan. Hoe verder de wand echter uit de buitenkruinlijn verwijderd is, des te kleiner is deze kans op schade.

Een reden om voor een diepwand of kistdam als alternatief te kiezen zou die dijkvakken kunnen betreffen waarbij *opdrijven* een belangrijke rol speelt. Door het aanbrengen van een diepwand of kistdam in de dijk kunnen de aandrijvende krachten worden omgeleid onder de diepwand of kistdam door. Hierdoor zal een groot deel van de spanningsafdracht naar de zandlaag reeds hebben plaatsgevonden in de zone onder de dijk, met als gevolg een verminderde horizontale belasting op het slappe lagenpakket achter de dijk. Een belangrijke voorwaarde hierbij is dat de diepwand of kistdam zodanig stijf is, dat de krachten inderdaad worden omgeleid.

3.5 Gedraineerd en ongedraineerd gedrag

Zoals in de inleiding reeds is vermeld, wordt in dit rapport uitgegaan van ongedraineerd gedrag van de grond. Met name betreft dit de berekeningen met de eindige-elementenmethode PLAXIS en met het probabilistisch model Bakker dat gebruik maakt van PLAXIS. Bij de analytische methoden (zoals Methode Bishop) wordt doorgaans gerekend met gedraineerd gedrag, zoals in de onderstaande tabel is aangegeven. (Opmerking: zie hoofdstuk 5 voor een beschrijving van de verschillende modellen). Het verschil tussen ongedraineerd en gedraineerd gedrag van de grond is dat, bij een belastingsverandering, bij ongedraineerd gedrag de korrelspanningen niet veranderen (en dus de verandering van totaalspanningen wordt omgezet in water-overspanningen) terwijl bij gedraineerd gedrag de korrelspanningen wel veranderen.

Tabel 3.1 Huidige werkwijze ten aanzien van gedraineerd en ongedraineerd gedrag

Situatie :	Langdurig aanwezig (gemiddelde rivierstand en polderpeil)	MHW (MHW en polderpeil)
Water- en korrelspanningen in dijk en slappe lagen :	volledig aangepast	gedeeltelijk aangepast (0 à 100%) afhankelijk van duur MHW
Schematisatie grondgedrag in dijklichaam en slappe lagen, bij analytische berekeningsmethoden :	gedraineerd	gedraineerd, met gewijzigde freatische lijnen en waterspanningen volgens Leidraad Toetsen [48], dat wil zeggen met gedeeltelijke aanpassing aan het MHW
Idem, bij eindige elementen methode (PLAXIS) :	gedraineerd	ongedraineerd, dat wil zeggen zonder aanpassing aan het MHW

Ten aanzien van deze werkwijze worden de volgende opmerkingen gemaakt:

- Bij analytische methoden wordt soms met de ongedraineerde schuifsterkte f_{undr} gerekend. In tegenstelling tot ongedraineerde eindige elementen berekeningen wordt daarbij echter geen rekening gehouden met wateroverspanningen als gevolg van het constitutief gedrag van de grond en herverdeling van de belastingen. Een analytische berekening met f_{undr} is dan ook niet essentieel anders dan een gedraineerde berekening met c en ϕ' .
- Volgens het Voorschrift Toetsen op Veiligheid [48] moet bij de bepaling van de waterspanningen rekening worden gehouden met een grenslaag met gedraineerd gedrag aan de onderzijde van het pakket slappe lagen.
- In het dwarsprofiel kunnen, in overigens dezelfde grondsoort, grote verschillen voorkomen in de doorlatendheid. Met name het deel van de kruin boven de freatische lijn heeft, door uitdroging en plantengroei, vaak een hogere doorlatendheid dan de rest van het dijklichaam. Ook de grenslaag tussen slappe lagen en de onderliggende zandlaag kan een afwijkende doorlatendheid hebben.
- Bij een eindige-elementenberekening met PLAXIS kan in plaats van een berekening met ongedraineerd grondgedrag, een berekening met waterstroming en consolidatie worden gemaakt waarmee een gedeeltelijke aanpassing van de waterspanningen aan het MHW wordt gemodelleerd. Een dergelijke berekening is echter veel gecompliceerder dan een berekening volgens de bovengenoemde wijze. De keuze tussen de verschillende methoden hangt af van de duur van het MHW en het hydraulisch regiem (freatische lijnen en waterspanningen).

De invloed van de gedeeltelijke aanpassing aan het MHW op MSF bij bezwijken in PLAXIS (zie hoofdstuk 5) wordt klein geacht. Daarom wordt aanbevolen bij de bepaling van MSF altijd uit te gaan van ongedraineerd gedrag zodat het probabilistisch model Bakker toepasbaar blijft.

4 Veiligheidsbenadering ten aanzien van ontwerp en toetsing

4.1 Inleiding

Kistdammen en diepwanden die een functie vervullen in een waterkering dienen zodanig te worden ontworpen en getoetst, dat de vereiste veiligheid van de waterkering wordt bereikt. De vereiste veiligheid is in principe vastgelegd in de Wet op de Waterkering (WoW). In de regelgeving van de TAW zijn aanbevelingen opgesteld ten aanzien van de kerende hoogte en de stabiliteit van de waterkering, zodanig dat aan de algemene vereisten van de Wet op de Waterkering wordt voldaan. De meest relevante TAW-publicaties zijn in dit verband:

- Handreiking constructief ontwerp, met name bijlage 5 [47];
- Leidraad Kunstwerken [45];
- Voorschrift Toetsen op Veiligheid [48].

Het Technisch Rapport Waterkerende Grondconstructies [50] noemt wel de mogelijkheid van toepassen van kistdammen en diepwanden in dijken, maar gaat daar niet nader op in. Begin en medio 2002 is een door de Bouwdienst van Rijkswaterstaat ontwikkeld stappenplan gepubliceerd voor het ontwerpen van kistdamconstructies volgens een semi-probabilistische aanpak [59]. Daarbij gaat het om ‘klassieke’ kistdammen, met niet cohesieve vulling.

In bijlage 5 van de *Handreiking constructief ontwerp* worden aanbevelingen gedaan ten aanzien van de te hanteren rekenmodellen voor kistdammen en diepwanden. Met name worden de klassieke Methode van Homberg en de eindige-elementenmethode (EEM) aanbevolen. Tevens worden suggesties gedaan ten aanzien van uitgangspunten voor grond- en waterdrukberekeningen en worden de te controleren mechanismen aangegeven. Hoewel niet expliciet uitgesproken, wordt uitgegaan van een deterministische berekening.

In de *TAW -Leidraad Kunstwerken* worden kistdammen en diepwanden onder het hoofd “bijzondere waterkerende constructies” genoemd. De leidraad gaat hier niet nader op in, anders dan met betrekking tot de vertaling van de algemene veiligheidsnorm voor een dijkkringgebied naar taakstellende eisen voor de constructie.

In het Voorschrift Toetsen op Veiligheid worden aanwijzingen voor de periodieke veiligheidstoetsing van waterkeringen gegeven. In paragraaf 4.5 wordt de benadering bij het toetsen van bestaande constructies nader besproken.

Behalve in de bovengenoemde TAW-regelgeving zijn eisen geformuleerd in de Technische Grondslagen Bouwvoorschriften (TGB) 1990. De TGB-veiligheidseisen hebben betrekking op de geplande levensduur van de constructie, terwijl de TAW-eisen zijn geformuleerd als toelaatbare overschrijdingskansen per jaar. In het algemeen leidt de TAW-regelgeving tot strengere veiligheidseisen dan de TGB 1990. In dit rapport wordt de TAW-systematiek gevolgd, waarbij er echter voor wordt gezorgd, dat ook aan de TGB-eisen wordt voldaan.

In dit hoofdstuk wordt de veiligheidsbenadering voor kistdammen en diepwanden in waterkeringen uiteengezet:

Allereerst wordt een beschrijving gegeven van de veiligheidseisen, voortkomend uit de Wet op de Waterkering, zie paragraaf 4.2.

Vervolgens wordt een mogelijke uitwerking van de TAW-eisen voor kistdammen en

diepwanden gegeven, zie paragraaf 4.3.

Deze uitwerking resulteert in toelaatbare faalkansen voor onderdelen van de kistdam of diepwand, uitgedrukt in een zogenaamde benodigde betrouwbaarheidsindex β .

In paragraaf 4.4 wordt een methodiek aangegeven, waarmee uitgaande van een benodigde betrouwbaarheidsindex β het ontwerp kan worden uitgevoerd.

In paragraaf 4.5 worden enige opmerkingen gemaakt over de te realiseren veiligheid bij de toetsing van bestaande constructies.

4.2 Benodigde veiligheid volgens de TAW-regelgeving

Ten aanzien van de constructieve veiligheid worden in de Leidraad Kunstwerken [45] algemene uitgangspunten gegeven, gekoppeld aan de in de WoW vastgestelde veiligheidsniveaus voor primaire waterkeringen.

In de WoW wordt de vereiste mate van beveiliging voor een dijkkringgebied uitgedrukt in een toelaatbare kans per jaar op overschrijding van de hoogwaterstand, die door de waterkering nog veilig moet kunnen worden gekeerd, rekening houdend met andere factoren zoals golfaanval en grondmechanische stabiliteit. Voor Centraal Holland is die kans 1/10000 per jaar, voor de aan zee grenzende dijkkringgebieden in het zuidwesten en het noorden is die kans 1/4000 per jaar en voor dijkkringgebieden langs de bovenrivieren 1/1250 per jaar. Deze kans wordt hieronder verder aangeduid als “beveiligingsnorm”, de getalswaarde van die kans als “NORM”. De bijbehorende waterstand wordt het Ontwerp Peil (OP) genoemd, bij rivierdijken ook wel de Maatgevende Hoogwaterstand (MHW).

Door de Technische Adviescommissie voor de Waterkeringen (TAW) is die beveiligingseis als volgt nader geconcretiseerd:

Voor bepaling van de kerende hoogte van de dijk, in samenhang met de golfploopcondities op het buitentalud, wordt vereist dat de kans per jaar, per dijkvak, op een overslagdebiet dat groter is dan het toelaatbare overslagdebiet, kleiner is dan de voor het betreffende dijkkringgebied geldende beveiligingsnorm. Overschrijding van het toelaatbare overslagdebiet betekent nog niet automatisch dat de waterkering daardoor faalt; vandaar dat de aanpak een “overbelastingsbenadering per dijkvak” wordt genoemd. Merk op dat het hierbij kan gaan om verschillende combinaties van hoogwaterstand en golfbelasting.

In formulevorm luidt de eis:

$$\Pr (q_{\text{optr}} > q_{\text{toel}}) \leq \text{NORM}$$

Hierin is q_{optr} het optredend en q_{toel} het toelaatbare overslagdebiet en $\Pr ()$ de kans (per jaar en per dijkvak). De kans geldt voor elk van de jaren gedurende de beoogde planperiode voor een ontwerp. Voor dijken is die meestal 50 jaar, voor kunstwerken, waaronder kistdammen kan bijvoorbeeld 100 jaar worden gekozen.

Naast deze primaire eis heeft de TAW aanvullende eisen geformuleerd, om handen en voeten te geven aan het in de WoW genoemde “nog veilig kunnen keren”. Het gaat om een eis met betrekking tot de kans op het daadwerkelijk bezwijken van de waterkering, gegeven een overbelastingssituatie en een eis met betrekking tot de kans op daadwerkelijk bezwijken van de waterkering, gegeven het niet optreden van overbelasting, maar als gevolg van andere mechanismen (zoals bezwijken van de buitenbekleding door golfaanval, grondmechanische instabiliteit). Deze eisen zijn geformuleerd in het kader van de TAW-Marsroute. Dit is het studie- en ontwikkelingstraject om te komen tot een veiligheidsfilosofie die is gebaseerd op overstromingskansen en overstromingsrisico's. De eerste eis luidt, in formulevorm:

$$\Pr (\text{falen, gegeven een overbelastingssituatie}) \leq p$$

Onder falen wordt verstaan, het falen van de waterkerende functie, dus het ontstaan van een overstroming. Hierin is p een nog nader vast te stellen getal, op basis van ijkpuntstudies in het kader van de TAW-Marsroute. Voorlopig wordt er van uitgegaan dat de waarde van p tussen 0,01 en 0,1 zal liggen. De tweede eis luidde (in eerste instantie) dat de gemiddelde faalkans per jaar gedurende de planperiode kleiner moet zijn dan een fractie van de beveiligingsnorm, of, hiermee corresponderend, dat de faalkans voor de planperiode kleiner moet zijn dan een fractie van het product van de beveiligingsnorm en het aantal jaren in de planperiode. Dus in formulevorm:

$$\Pr(\text{falen, gegeven niet overbelasten}) \leq \xi \cdot N \cdot \text{NORM}$$

waarin N het aantal jaren in de planperiode is en ξ een nog nader vast te stellen getal op basis van ijkpuntstudies in het kader van de TAW-Marsroute. Deze kans heeft dus betrekking op de planperiode en geldt per dijkvak en per hoofdmechanisme of hoofdonderdeel van de waterkering (zoals afschuiven van het binnentalud en onder- of achterloopsheid). Een voorlopige indicatie voor ξ is: $0,01 \leq \xi \leq 0,1$, waarbij de ondergrens het meest aannemelijk wordt geacht.

De keuze voor de kans per planperiode is er in gekomen om rekening te houden met het feit dat bij sommige mechanismen, zoals grondmechanische stabiliteit van het binnentalud, de faalkans sterk tijdsafhankelijk is. Zeker gedurende de eerste jaren na een dijkversterking is de kans op afschuiving aanzienlijk groter dan op de lange termijn, i.v.m. het nog consolideren van de ondergrond. Het formuleren van scherpe jaarkanseisen zou tot aanzienlijke aanscherping van de ontwerpisen m.b.t. stabiliteit van het binnentalud kunnen leiden.

De gekozen formulering leidde echter ook tot de mogelijkheid dat bij mechanismen die zeer sterk gecorreleerd zijn in de tijd, de feitelijke constructieve veiligheidseis afnam naarmate de planperiode groter werd gekozen. Om die reden is later als additionele voorwaarde geformuleerd dat N het aantal jaren in een referentieperiode is, met een maximum van 10 jaar, en dat de faalkanseis betrekking heeft op elke referentieperiode binnen de planperiode.

De keuze van N is afhankelijk van het mechanisme, met name van de mate van tijdsafhankelijkheid daarin en de mate van stochastische afhankelijkheid door de jaren heen. In het geval dat de stochastiek van de buitenwaterstand een grote invloed heeft bij de bepaling van de faalkans, moet voor de referentieperiode één jaar worden gekozen ($N=1$). In het geval dat die invloed relatief klein is, mag een langere referentieperiode gekozen worden, tot maximaal 10 jaar ($N=10$). De keuze $N=1$ is overigens altijd een veilige keuze.

In de Leidraad Kunstwerken [45] wordt vervolgens gesteld dat de na te streven constructieve veiligheid van het ontwerp bereikt wordt door te dimensioneren volgens de TGB (TGB, NEN 6700-serie, waaronder NEN 6740 [28]), met in acht name van de in de Leidraad gegeven aanbevelingen ten aanzien van rekenwaarden voor belastingen en rekenwaarden voor sterkte en stabiliteit (respectievelijk paragrafen 3.2 en 4.3). Van de aanbevelingen kan worden afgeweken wanneer een volledig probabilistische betrouwbaarheidsanalyse wordt uitgevoerd. In dat geval is de boven beschreven faalkansruimte maatgevend, waarbij er voor gewaakt dient te worden dat de faalkans (betrokken op een periode van 50 jaar) niet boven de TGB-norm (NEN 6700) komt.

Ten aanzien van opdeling van de beschikbare faalkansruimte over onderdelen van de constructie wordt in de Leidraad Kunstwerken gesteld dat in het algemeen (via de belasting door de waterstand) verschillende mechanismen sterk gecorreleerd zullen zijn, of dat herverdeling van krachten na het falen van een onderdeel ("redundancy") zal optreden. Dit betekent dat voor de onderdelen zelf ongeveer dezelfde faalkansruimte genomen mag worden als voor de constructie als geheel. Bij kistdammen is de

herverdelingscapaciteit betrekkelijk gering. Bezijken door grondbreuk kan niet worden opgevangen door de damwanden of door de ankers en omgekeerd. Wel is er aanzienlijke correlatie tussen de verschillende bezwijkmechanismen aanwezig. Relatief slappe grond betekent een betrekkelijk hoge kans op grondbreuk, maar tevens ook betrekkelijk hoge momenten in de damwanden en krachten in de ankerstaven. Niettemin lijkt het aanbevelenswaardig om de beschikbare faalkansruimte voor de constructie als geheel verder onder te verdelen in de hoofdmechanismen grondbreuk, damwandbreuk(vloei) en ankerbreuk(vloei).

4.3 Mogelijke uitwerking van de TAW-systematiek voor kistdammen en diepwanden

De TAW-interpretatie van de Wet op de Waterkering, zoals in paragraaf 4.2 beschreven, geeft aan hoe klein de kans op inundatie als gevolg van mogelijk bezijken van kistdammen en diepwanden in waterkeringen dient te zijn. Deze faalkanseis speelt dus op het niveau van de constructie als geheel. Een verdere invulling van deze eis op het niveau van bezwijkmechanismen van onderdelen van de constructie is noodzakelijk om een daadwerkelijk ontwerp te kunnen uitvoeren.

Onderstaand wordt een mogelijke uitwerking gegeven van de TAW-systematiek voor kistdammen en diepwanden. Hierbij is de faalkans van de constructie als geheel opgedeeld over de diverse deelmechanismen die tot falen kunnen leiden. Deze opdeling is niet bindend. Het staat de ontwerper vrij om een andere uitwerking te kiezen, zolang voldaan wordt aan de algemene faalkanseisen vanuit de TAW-regelgeving, die gebaseerd is op de Wet op de Waterkering.

Op basis van de opdeling van de faalkansruimte wordt vervolgens aangegeven hoe de benodigde betrouwbaarheidsindex kan worden bepaald. In paragraaf 4.4 wordt de vertaling van deze betrouwbaarheidseis in het ontwerp uitgewerkt.

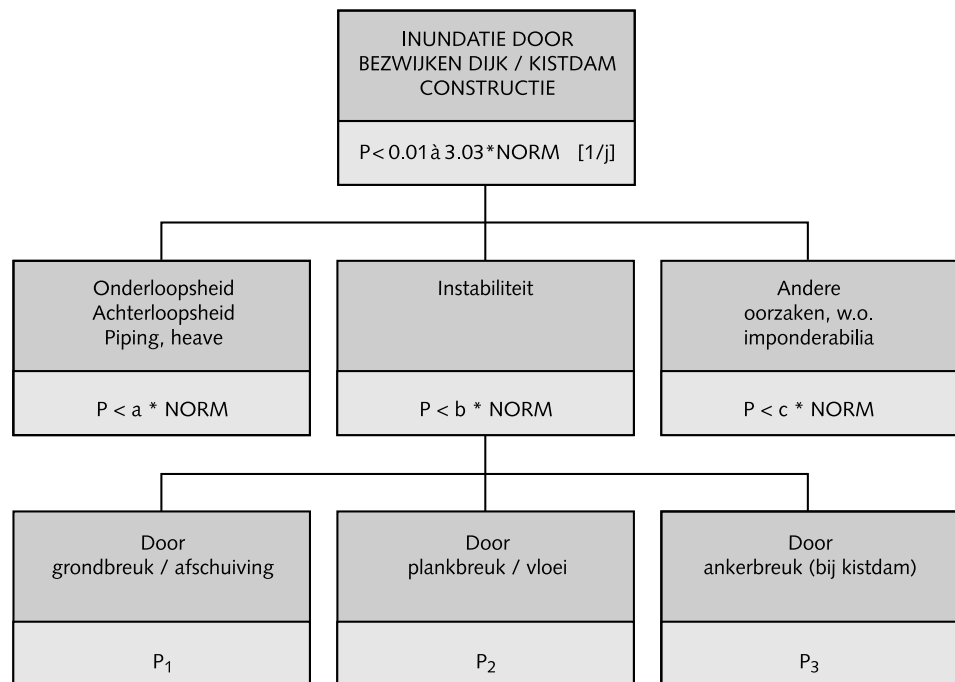
4.3.1 Verdeling van de faalkansruimte over deelmechanismen

Beschouwd wordt een kistdamconstructie in een primaire waterkering. Zoals in paragraaf 4.2 aangegeven is de toelaatbare kans op bezijken van de waterkering gedurende de geplande levensduur zonder dat van overbelasting sprake is, gelijk aan $\xi \cdot N \cdot \text{NORM}$, waarin N het aantal jaren in de planperiode is, met de beperking $N \leq 10$ zoals verklaard in paragraaf 4.2. De waarde van ξ dient volgens de Leidraad Kunstwerken (bijlage B4) te worden gesteld op $\xi \approx 0,01$ voor constructies van type I (volledig zelfstandig waterkerend) en $\xi \approx 0,01$ of $0,005$ voor constructies van het type II (waterkerend in combinatie met een grondlichaam). Voor constructies van type III gelden mildere eisen, hoewel de ondergrens wordt gevormd door de eisen conform de TGB (veiligheidsklasse 3).

De hoofdmechanismen zijn:

- Onder-, achterloopsheid, piping en heaving (voor een nadere beschrijving wordt verwezen naar het Technisch Rapport Zandmeevoerende Wellen [46] en Handreiking Constructief ontwerp[47]);
- Bezijken van constructieve onderdelen;
- Overige (zie hoofdstuk 3).

Het falen van de waterkerende functie door de verschillende bedreigende mechanismen kan worden weergegeven in een foutenboom, zie *figuur 4.1*. In de foutenboom zijn tevens toelaatbare kansen aangegeven.



Figuur 4.1 Globale foutenboom falen waterkerende functie kistdam

Van boven naar beneden worden de toelaatbare kansen verdeeld over de onderliggende laag. De verdeelsleutel kan daarbij afhankelijk van de situatie worden ingevuld.

Een mogelijke verdeling in de bovenstaande foutenboom is:

- $a = b = c = 0,01$, dus bijvoorbeeld de kans op instabiliteit van de kistdamconstructie mag niet groter zijn dan $0,01 * \text{NORM}$. Wanneer de 3 mechanismen op het middelste niveau van de foutenboom ongecorrleerd zouden zijn, dan volgt een inundatiekans boven aan de foutenboom van $0,03 * \text{NORM}$ ($\xi = 0,03$). Zijn de 3 mechanismen volledig gecorrleerd, dan volgt een inundatiekans van $0,01 * \text{NORM}$ ($\xi = 0,01$). In het licht van de nog lopende discussie binnen de TAW over de precieze ξ -waarde is een range van 0,01 à 0,03 acceptabel.
- $P_1 = P_2 = P_3 = 0,0033 * \text{NORM}$. Dit geldt alleen voor een kistdamconstructie. Bij een diepwand vervalt P_3 , dus hier zou kunnen worden gesteld $P_1 = P_2 = 0,005 * \text{NORM}$

In beginsel is elke verdeling die sluit op een inundatiekans boven aan de foutenboom van $\xi * \text{NORM}$ denkbaar; die vrijheid kan benut worden om te komen tot optimalisering van het ontwerp. Zo is het bijvoorbeeld denkbaar dat tegen relatief geringe kosten een heel kleine faalkans van de ankers (ankerstaven en -bevestigingen) gerealiseerd kan worden. Een ander voorbeeld is de corrosietoeslag van damwanden, waardoor de kans op vloeien van de plank in de eerste jaren van de levensduur klein is. De faalkansruimte die daardoor vrijkomt kan dan toegevoegd worden aan de faalkansruimte voor die mechanismen waarvoor het relatief duur is om een kleine faalkans te realiseren.

4.3.2 Vertaling van toelaatbare faalkans per jaar naar toelaatbare faalkans per levensduur

De toelaatbare faalkans, zoals in *figuur 4.1* is aangegeven is conform de TAW-werkwijze gedefinieerd als een faalkans per jaar. Kistdammen en diepwanden worden ontworpen om hun functie gedurende een bepaalde levensduur, N jaar, te voldoen. De toelaatbare faalkans voor een levensduur van N jaar is, in de TAW-systematiek, N maal de toelaatbare faalkans per jaar:

$$P_{f, \text{levensduur}} = N * P_{f, \text{jaar}}$$

waarin:

$P_{f, \text{levensduur}}$ = faalkans gedurende de levensduur

N = levensduur [jaar]

$P_{f, \text{jaar}}$ = faalkans per jaar

Zoals in paragraaf 4.2 aangegeven wordt in TAW-studies het aantal jaren om de faalkansruimte voor constructieve mechanismen te berekenen beperkt tot (in principe maximaal) 10. Met andere woorden er wordt gesteld:

$$P_{f, \text{levensduur}} \leq 10 * P_{f, \text{jaar}}$$

4.3.3 Bepaling van de benodigde betrouwbaarheidsindex

De benodigde betrouwbaarheidsindex β_{nodig} is niets anders dan een andere schrijfwijze voor de toelaatbare faalkans per levensduur $P_{f, \text{levensduur}}$. De relatie tussen β_{nodig} en $P_{f, \text{levensduur}}$ is:

$$P_{f, \text{levensduur}} = \Phi(-\beta_{\text{nodig}})$$

waarin:

Φ = kansverdelingsfunctie voor de standaard normale verdeling.

Voor de deelmechanismen onder aan de foutenboom van *figuur 4.1* is een toelaatbare faalkans per jaar gedefinieerd van P_i , waarbij $i = 1, 2$ of 3 . Het betreft de deelmechanismen grondbreuk/afschuiving, plankbreuk/vloei en ankerbreuk. Een mogelijke opdeling van de foutenboom (voor een kistdam) leidt tot $P_1 = P_2 = P_3 = 0,0033 * \text{NORM}$. Vertaling naar de levensduur van de constructie (zie hierboven) zou dan voor deze deelmechanismen leiden tot:

$$P_{f, \text{levensduur}} \leq 10 * 0,0033 * \text{NORM}$$

Met de bovenstaande relatie tussen β_{nodig} en $P_{f, \text{levensduur}}$ kan vervolgens de benodigde betrouwbaarheidsindex worden berekend, als functie van NORM, de toelaatbare overschrijdingskans per jaar volgens de Wet op de Waterkering. In dit geval resulteren dan de volgende getallen, zie Tabel 4.1.

Tabel 4.1 Benodigde betrouwbaarheidsindex voor een kistdam bij $P_1 = P_2 = P_3 = 0,0033 * \text{NORM}$

NORM = overschrijdingskans per jaar volgens de WoW	β_{nodig} = benodigde betrouwbaarheidsindex voor constructie-onderdeel of mechanisme voor de gehele levensduur
1/1250	4,05
1/2000	4,15
1/4000	4,30
1/10.000	4,50

¹ De term “deterministisch” wordt hier gebruikt voor een berekeningsmethode, waarbij wordt gewerkt met partiële factoren, die onder meer van de benodigde betrouwbaarheidsindex afhangen. De methodiek met partiële factoren wordt ook wel als “semi-probabilistische” of “niveau I - probabilistische” methode aangeduid.

² De sterkteparameters voor grond, staal en beton kunnen meestal goed door middel van een lognormale verdeling worden beschreven. Voor een normaal verdeelde sterkteparameter veranderen de formules in $\gamma_R = (1 - cV_R) / (1 - \alpha_R \beta_{V_R})$ en $f_\beta = (1 - 3,6\alpha_R V_R) / (1 - \alpha_R \beta_{V_R})$.

Op overeenkomstige wijze zou voor een diepwand gesteld kunnen worden $P_1 = P_2 = 0,005 \cdot \text{NORM}$. Vertaling naar de levensduur van de constructie leidt dan tot (zie tabel 4.2):

$$P_{f,\text{levensduur}} \leq 10 \cdot 0,005 \cdot \text{NORM}$$

Tabel 4.2 Benodigde betrouwbaarheidsindex voor een diepwand bij $P_1 = P_2 = 0,005 \cdot \text{NORM}$

NORM = overschrijdingskans per jaar volgens de WoW	β_{nodig} = benodigde betrouwbaarheidsindex voor constructie-onderdeel of mechanisme voor de gehele levensduur
1/1250	3,95
1/2000	4,05
1/4000	4,20
1/10.000	4,40

4.3.4 Lengte-effect

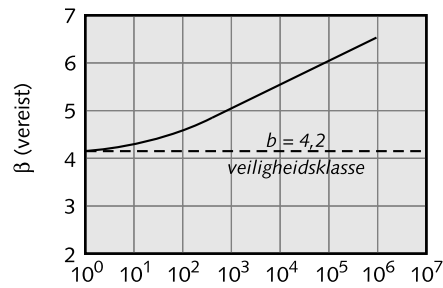
Bij langgerekte constructies, zoals waterkeringen, is de faalkans ruwweg evenredig met de lengte van de beschouwde strekking.

De betrouwbaarheidseis (de minimale vereiste β) voor de gehele strekking moet dan worden vertaald in een betrouwbaarheidseis voor een “doorsnede”; immers voor de doorsnede worden ontwerpberekeningen gemaakt. In die vertaalslag speelt de mate van variabiliteit van de ontwerpparameters in de doorsnede-berekening een belangrijke rol. Meestal zijn dit geometrie-parameters of parameters die de grondeigenschappen beschrijven.

De vertaalslag resulteert in een benodigde β voor een doorsnede die groter is dan de β voor de gehele strekking.

Het verband tussen β_{nodig} en de lengte van de strekking is niet in een eenvoudige relatie uit te drukken. Dit verband is bovendien afhankelijk van het betreffende faalmechanisme en van het ruimtelijk variatiepatroon van belasting en sterkte. De figuur 4.2, die is ontleend aan het Handboek Damwandconstructies [19], kan dienen als een eerste benadering van het lengte-effect. Indien de waarde van β_{nodig} bij een gegeven strekkingslengte L niet op de lijn ligt die in figuur 4.2 is aangegeven, kan als benadering voor het verband tussen β en L een verloop van de lijn worden aangehouden evenwijdig aan de lijn in figuur 4.2.

In gevallen waarin het ontwerp van de kistdam of diepwand voor een strekking wordt gebaseerd op het ongunstigste dwarsprofiel (bijvoorbeeld diepste gedeelte rivierbodem, slechtste sondeerwaarde etc.) binnen de strekking, zal de faalkans vrijwel uitsluitend bepaald worden door die doorsnede. De overige delen van de strekking leveren dan weliswaar bijdragen aan de faalkans maar die vallen in het niet bij de bijdrage van de extreem ongunstige doorsnede. In zo'n geval kan compensatie van de vereiste β voor lengte-effecten volledig achterwege worden gelaten.



Figuur 4.2 Invloed van de strekkingslengte op de vereiste b -waarde voor een damwand in veiligheidsklasse 3 [19]

4.3.5 Uiterste grenstoestand en bruikbaarheidsgrenstoestand

De beschouwingen in dit hoofdstuk hebben betrekking op de veiligheid van kistdammen en diepwanden als waterkering. De faalkans is om die reden betrokken op de *uiterste grenstoestand*, namelijk het bezwijken van de kistdam- of diepwandconstructie.

Voor de praktijk is het van belang om naast de uiterste grenstoestand ook de *bruikbaarheidsgrenstoestand* te controleren. Dit wil zeggen, dat wordt nagegaan, of de constructie gedurende de levensduur blijft voldoen aan eisen van bruikbaarheid. Verlies aan bruikbaarheid kan bijvoorbeeld optreden wanneer de constructie te veel vervormt of haar waterdichtheid verliest. In de regel wordt de bruikbaarheidsgrenstoestand in het ontwerp getoetst door een vervormingsberekening uit te voeren, waarbij voor alle parameters conservatieve waarden worden ingevoerd (ook wel “representatieve” of “karakteristieke” waarden genaamd). Bij deze vervormingsberekening worden dan geen (partiële) veiligheidsfactoren meegenomen.

In de beschrijving van de berekeningsgang voor de diverse rekenmodellen, zie hoofdstuk 8, wordt de toetsing van het ontwerp voor zowel de uiterste grenstoestand als de bruikbaarheidsgrenstoestand expliciet in een stapsgewijze aanpak benoemd.

Enkele praktijkprojecten hebben geleerd, dat de bruikbaarheidsgrenstoestand vaak maatgevend is voor het ontwerp. Dit terwijl de grenswaarde voor deze bruikbaarheidsgrenstoestand (de toelaatbare vervorming) vaak niet of nauwelijks onderbouwd is. Veelal wordt een praktische maat genomen op basis van gevoelsmatige overwegingen ten aanzien van mogelijke schade aan funderingen, kabels of leidingen. Een scherpe en goed onderbouwde definitie van de grenswaarde voor de bruikbaarheidsgrenstoestand is derhalve zeer wenselijk, omdat wanneer de bruikbaarheidsgrenstoestand maatgevend is deze grenswaarde sterk bepalend is voor de dimensies van de constructie. In een dergelijk geval is het optimaliseren van het ontwerp op sterkte, zoals in hoofdstuk 8 aangegeven, minder relevant.

4.4 Vertaling van de benodigde betrouwbaarheidsniveaus in het ontwerp

De kistdam of diepwand dient zodanig te worden ontworpen, dat de gerealiseerde betrouwbaarheidsindex minimaal gelijk is aan de benodigde betrouwbaarheidsindex, afgeleid volgens paragraaf 4.3 of een vergelijkbare methode.

In principe is het alleen mogelijk om met behulp van probabilistische berekeningen aan te tonen dat een bepaalde betrouwbaarheidsindex wordt gehaald. De praktijk is echter, dat het ondoenlijk is om voor alle doorsneden en in alle fasen van het ontwerp probabilistische berekeningen te maken. Derhalve wordt voorgesteld het ontwerp in 3 fasen uit te voeren: (zie ook hoofdstuk 8):

- In een eerste ontwerp of toetsing wordt de kistdam of diepwand globaal gedimensi-

oneerd op basis van klassieke rekenmodellen en een “deterministische” (of “semi-probabilistische”¹⁾) veiligheidsbenadering, zie paragraaf 4.4.1. Dit gebeurt dus voor alle relevante representatieve dwarsprofielen.

- Op basis van deze globale dimensionering worden voor enkele kritieke dwarsprofielen deterministische (of “semi-probabilistische”) eindige-elementenberekeningen uitgevoerd, zie paragraaf 4.4.2.
- Tenslotte kan de faalkans van de waterkering meer nauwkeurig worden bepaald door voor één of meer geselecteerde dwarsprofielen probabilistische eindige-elementenberekeningen uit te voeren, zie paragraaf 4.4.3.

4.4.1 Ontwerp volgens de klassieke methode

De klassieke berekeningsmethode is een verzameling van rekenmodellen gebaseerd op klassieke theorieën en modellen (zie hoofdstuk 5). Elk bezwijkmechanisme wordt apart met een eigen rekenmodel berekend. Hierbij wordt een deterministische (of semi-probabilistische) veiligheidsbenadering gehanteerd.

Bij toepassing van klassieke rekenmodellen kan de benodigde veiligheid worden gerealiseerd door toepassing van de juiste partiële materiaal- en belastingfactoren. In [38] is een methodiek aangegeven om de benodigde partiële factoren af te leiden. Deze methodiek volgt de lijn van Eurocode 1 (ENV 1991-1:1994, appendix A3). In de in [38] voorgestelde methode worden correctiefactoren toegepast op de materiaalfactoren uit de NEN 6700-serie en op de belastingfactoren uit NEN 6702. Onderstaand is deze methode kort toegelicht.

materiaalfactoren

De partiële materiaalfactoren, toe te passen op karakteristieke waarden (5% ondergrens), kunnen voor een lognormaal² verdeelde sterkteparameter worden berekend met:

$$\gamma_R = \frac{1}{\exp[(-\alpha_R \cdot \beta + 1,64) \cdot \sqrt{(1 + V_R^2)}]}$$

waarin:

- γ_R = materiaalfactor [-]
- V_R = variatiecoëfficiënt [-]
- α_R = invloedsfactor sterkte = 0,8 [-]
- β = betrouwbaarheidsindex [-]

De NEN 6700-serie gaat uit van materiaalfactoren, toe te passen op karakteristieke waarden (5%-ondergrens). Voor $\beta = 3,6$ zouden er in feite dan de waarden van de materiaalfactoren van de NEN 6700-serie gevonden moeten worden. Dit blijkt niet altijd het geval te zijn. Een en ander houdt verband met het voorkomen van trendbreuk.

Er wordt voor gekozen om de materiaalfactoren uit de NEN 6700-serie aan te houden, met dien verstande dat bij $\beta > 3,6$ er een correctiefactor f_β op de materiaalfactoren van de NEN 6700-serie wordt toegepast. Deze correctiefactor kan voor de uiterste grenstoestanden worden berekend door met bovenstaande formule γ_R , te berekenen voor de vereiste β en voor $\beta = 3,6$. Het quotiënt hiervan levert de toe passen correctiefactor f_β :

$$f_\beta = \gamma_{R;\beta} / \gamma_{R;3,6} = \exp \{ \alpha_R \times (\beta - 3,6) \times \sqrt{\ln(1 + V_R^2)} \}$$

waarin:

- f_β = correctiefactor op materiaalfactoren volgens NEN 6700-serie [-]

$\gamma_{R;\beta}$ = materiaalfactor bij vereiste β [-]

$\gamma_{R;3,6}$ = materiaalfactor volgens NEN 6700-serie bij $\beta = 3,6$ [-]

Per parameter zijn met behulp van bovenstaande formule de volgende correctiefactoren voor de uiterste grenstoestand berekend.

Tabel 4.3 Correctiefactoren
materiaalfactoren NEN 6700-
serie uiterste grenstoestanen

parameter	V_R	correctiefactor f_β (-)								
		$\beta=3,6$	$\beta=3,8$	$\beta=4,0$	$\beta=4,2$	$\beta=4,4$	$\beta=4,6$	$\beta=4,8$	$\beta=5,0$	$\beta=5,2$
eigen gewicht grond	0,05	1,00	1,01	1,02	1,03	1,03	1,04	1,05	1,06	1,07
hoek inwendige wrijving	0,10	1,00	1,02	1,03	1,05	1,07	1,08	1,10	1,12	1,14
cohesie	0,20	1,00	1,03	1,07	1,10	1,14	1,17	1,21	1,25	1,29
breukspanning beton	0,15	1,00	1,02	1,05	1,07	1,10	1,13	1,15	1,18	1,21
vloeispanning betonstaal	0,10	1,00	1,02	1,03	1,05	1,07	1,08	1,10	1,12	1,14
vloeispanning constructiestaal	0,08	1,00	1,01	1,03	1,04	1,05	1,07	1,08	1,09	1,11

Opgemerkt wordt dat de waarden bij 'eigen gewicht grond' niet gelden voor grond als dood gewicht; in dat geval gelden de factoren van de NEN 6700-serie, te weten 0,9 á 1,0 voor gunstig werkende belastingen en 1,2 à 1,35 voor ongunstig werkende belastingen.

Voor de bruikbaarheidsgrenstoestand zou een analoge procedure kunnen worden gevolgd. Voor het bepalen van de correctiefactor f_β voor de bruikbaarheidstoestand moet dan in de formule in plaats van 3,6 de waarde 1,8 worden ingevuld. Veelal zullen echter voor de bruikbaarheidsgrenstoestand de partiële factoren op 1,0 worden gesteld. De veiligheid volgt dan uit het gebruik van karakteristieke waarden en de streefwaarde van $\beta = 1,8$.

Hiermee wordt afgeweken van [39] omdat in genoemde bron ook voor de bruikbaarheidsgrenstoestand met correctiefactoren wordt gewerkt ($\beta > 1,8$).

Voor de belastingfactoren kunnen de waarden uit de NEN 6702 worden toegepast, met uitzondering van de belastingfactoren op waterdrukverschillen bij MHW. Stel de jaarmaxima van de waterdrukverschillen Δp voldoen aan de volgende Gumbel-verdeling:

$$f(\Delta p) = 1 - \exp(-\exp(-2,3(H - u)/B))$$

waarin:

u = parameter van de Gumbel-verdeelde jaarmaxima van waterdrukverschillen [m]
(let op: deze u is een andere dan de u welke wordt gebruikt voor het beschrijven van de Gumbel-verdeling van hoogwaterstanden, zie appendix A)

B = parameter (decimeringswaarde) van de Gumbel-verdeelde jaarmaxima van waterdrukverschillen [m]

dan volgt de belastingfactor uit:

$$\gamma_P = \frac{u - B \log(\phi(\alpha_s \beta_{nodig} / N))}{u - B \log(NORM)}$$

waarin:

α_s = invloedsfactor belasting = - 0,7

β_{nodig} = benodigde betrouwbaarheidsindex, afhankelijk van de referentieperiode (zie paragraaf 4.3.3)

N = referentieperiode (in jaren), deze is 1 à 10 (zie paragraaf 4.2)

In Tabel 4.4 zijn waarden voor γ_H gegeven voor een aantal combinaties van u/B en β , voor de vier te onderscheiden normfrequenties, waarbij referentieperioden van 1 en 10 jaar zijn gekozen. De waarden van u en B volgen uit de waterstandstatistiek.

Tabel 4.4 Belastingfactoren op waterdrukverschillen bij MHW

	u/B=3								u/B=10							
NORM	1/1250	1/2000	1/4000	1/10.000	1/1250	1/2000	1/4000	1/10.000	1/1250	1/2000	1/4000	1/10.000	1/1250	1/2000	1/4000	1/10.000
	referentieperiode N								referentieperiode N							
	1	10	1	10	1	10	1	10	1	10	1	10	1	10	1	10
$\beta_{\text{nodig}}=3,6$	1,00	1,02	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,01	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00
$\beta_{\text{nodig}}=3,8$	1,00	1,05	1,00	1,02	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,02	1,00	1,01	1,00	1,00	1,00	1,00
$\beta_{\text{nodig}}=4,0$	1,00	1,08	1,00	1,05	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,04	1,00	1,02	1,00	1,00	1,00	1,00
$\beta_{\text{nodig}}=4,2$	1,00	1,11	1,00	1,08	1,00	1,03	1,00	1,00	1,00	1,05	1,00	1,04	1,00	1,01	1,00	1,00
$\beta_{\text{nodig}}=4,4$	1,00	1,15	1,00	1,11	1,00	1,06	1,00	1,00	1,00	1,07	1,00	1,05	1,00	1,03	1,00	1,00
$\beta_{\text{nodig}}=4,6$	1,02	1,18	1,00	1,14	1,00	1,09	1,00	1,00	1,00	1,08	1,00	1,07	1,00	1,04	1,00	1,01

Voor aanvullende informatie kan worden verwezen naar [13] en [10].

Nadrukkelijk wordt er op gewezen dat deze methode afwijkt van die in het Handboek voor het ontwerpen van Damwandconstructies (CUR publicatie 166 [18]). In dat handboek wordt voor het berekenen van belastingeffecten door (grond)waterstandsverschillen uitgegaan van karakteristieke onder- respectievelijk bovengrensschattingen van (grond)waterstanden, waarbij de veiligheid wordt gecreëerd door die standen te verhogen respectievelijk te verlagen met onzekerheidsmarges. Die onzekerheidsmarges zijn niet van toepassing wanneer de hierboven genoemde belastingfactoren op waterdrukken bij MHW worden gebruikt. In de kansverdeling voor de waterdrukken ($f(\Delta p)$) dient dan wel rekening gehouden te zijn met eventuele onzekerheden van binnen(grond)waterstanden.

Samenvatting en aanbevelingen

Bij het ontwerp volgens de klassieke rekenmethode wordt dus gewerkt met partiële factoren.

- Voor de materiaalfactoren wordt gebruik gemaakt van de NEN 6700 serie, waarbij een correctiefactor (zie tabel 4.3) wordt toegepast, afhankelijk van de benodigde betrouwbaarheidsindex β , die groter kan zijn dan de in NEN6700 vereiste waarde van 3.6.
- Voor de belastingfactoren wordt gebruik gemaakt van NEN6702, met uitzondering van de belastingen, veroorzaakt door waterdrukverschillen bij MHW. Voor deze belastingen gelden de belastingfactoren, die afhankelijk zijn van de referentieperiode van de benodigde betrouwbaarheidsindex, van de normfrequenties en van de verdeelingsfunctie van MHW. In tabel 4.4 zijn de aan te houden belastingfactoren samengevat.
- De belastingfactor op het waterdrukverschil bij MHW mag ook als factor op het effect van deze belasting worden gezet, bijvoorbeeld ten behoeve van de dimensionering van ankers en damwanden. Dit betekent dat de constructie een extra factor krijgt (tabel 4.4) op dat deel van de snede kracht (buigend moment of ankerkracht) dat door het vrije water, en dan met name extreem hoog water, voor zover deze maatgevend is (ongunstig werkende belasting) wordt veroorzaakt.

- Voor ontwerpdoeleinden kan ook, in afwijking van het bovenstaande, gebruik gemaakt worden van een overall factor van 1,25 op het waterdrukverschil bij MHW. De laatstgenoemde vereenvoudiging is alleen mogelijk bij constructies (of onderdelen daarvan), die hoofdzakelijk door waterdruk worden belast. Bij deze procedure, zie [45], hoeven dan de correctiefactoren van tabel 4.3 niet te worden toegepast, omdat deze al zitten verwerkt in de overall factor van 1,25. Wel dienen uiteraard de standaard TGB materiaal- en belastingfactoren te worden gehanteerd.

4.4.2 Ontwerp met behulp van deterministische eindige-elementenberekeningen

Bij klassieke berekeningen worden alle faalmechanismen apart bekeken, er wordt derhalve geen rekening gehouden met onderlinge beïnvloeding van de verschillende mechanismen.

Bij kistdammen geldt bovendien dat bij de klassieke rekenmethode het model van Homberg toegepast wordt, dat in beginsel is bedoeld voor constructies met een vulling van gedraineerd reagerend materiaal. Bij kistdammen in bestaande waterkeringen bestaat de vulling echter veelal uit dijkmetaal (klei) dat ongedraineerd reageert. Dit impliceert dat voor enkele kritieke dwarsprofielen nader onderzoek benodigd is. Enkele maatgevende dwarsprofielen zullen op deterministische wijze moeten worden gecontroleerd met behulp van eindige-elementenberekeningen, zie hoofdstuk 5. Met behulp van een eindige-elementenmodel is het mogelijk de spannings- en vervormingstoestand en de stabiliteit van een grondmassief met een gecompliceerde geometrie te beschouwen. De mogelijke bezwijkmechanismen, een diep glijvlak of lokale instabiliteit en eventuele beïnvloeding van de mechanismen onderling worden hierbij impliciet meegenomen. Het programma bepaalt zelf het meest kritieke mechanisme.

Met het eindige-elementenmodel PLAXIS kunnen deterministische berekeningen uitgevoerd worden, waarbij een veiligheidsfactor wordt bepaald, voor zowel een kistdam- als een diepwandconstructie. Tijdens de PLAXIS-berekening worden c' en ϕ' gereduceerd door ze te delen door een reductiefactor MSF (multiplier of safety factor) [11]. Deze ϕ'/c' -reductie leidt tot verhoging van de plasticiteit en uiteindelijk tot bezwijken. De waarde van MSF bij bezwijken wordt de veiligheidsfactor $F_{v,c}$ genoemd.

Met dit type berekeningen wordt niet elk mechanisme afzonderlijk berekend, het programma bepaalt welk mechanisme maatgevend is en derhalve het meest waarschijnlijk als eerste zal optreden. De constructie wordt gedimensioneerd op de krachtsverdeling bij bezwijken na een ϕ'/c' -reductie, die voldoende is om het gewenste betrouwbaarheidsniveau te halen.

Opgemerkt dient te worden dat zodoende niet alle mogelijke bezwijkmechanismen afgedekt zijn. Aanvullende berekeningen voor mogelijk relevante andere mechanismen zoals bijvoorbeeld piping en/of heave kunnen noodzakelijk zijn.

De stabiliteitsberekening in een eindige-elementenmodel verloopt anders dan bij een analytisch model. Zo wordt in een analytisch model gerekend met rekenwaarden van de grondparameters, terwijl in een eindige-elementenmodel meestal wordt gerekend met representatieve of gemiddelde grondparameters, dus zonder materiaalfactoren. Dit om numerieke instabiliteiten te voorkomen.

De veiligheidsfactor uit een eindige-elementenmodel kan dus niet rechtstreeks worden vergeleken met de stabiliteitsfactor volgens een analytisch model. Dit kan worden opgelost door zowel in het analytisch model als in het eindige-elementenmodel een referentieberekening te maken voor de dijk zonder kistdam of diepwand en de veiligheidsfactor van de dijk met kistdam of diepwand te toetsen aan de veiligheidsfactor C volgens tabel 4.5.

Tabel 4.5 Bepaling vereiste veiligheidsfactor voor Eindige Elementen Modellen

	Stabiliteitsfactor analytisch model	Veiligheidsfactor eindige elementenmodel
Dijk zonder kistdam/diepwand	A	B
Dijk met kistdam/diepwand	toetsnorm TAW Leidraden	$C \geq \text{toetsnorm} \times B/A$

Dit leidt tot MSF-waarden (voor ontwerpen die voldoende veilig zijn) die ruim boven de 1,0 liggen, waardoor problemen met convergentie tijdens het aanbrengen van de belasting grotendeels worden voorkomen.

De receptuur ziet er dan als volgt uit:

1. Bepaal de maatgevende belastingen (waaronder de waterstand).
2. Bepaal representatieve of gemiddelde waarden voor grondparameters.
3. Bepaal met behulp van PLAXIS, op basis van maatgevende karakteristieke belastingen en representatieve of gemiddelde grondparameters, de MSF van het ontwerp.
4. Deze MSF wordt getoetst aan de waarde C volgens tabel 4.5.

4.4.3 Ontwerp met behulp van probabilistische eindige-elementenberekeningen

Een mogelijke beperking bij de toepassing van de deterministische methode is dat bij de ϕ'/c' -reductie slechts de sterkteparameters van de grond gereduceerd worden. Reductie ten aanzien van de overige constructieonderdelen vindt niet plaats. Hierdoor ontstaat een mogelijke onzekerheid ten aanzien van de dimensionering. Een probabilistische benadering heeft dit bezwaar niet.

De faalkans van de dijk kan worden bepaald en het kistdam- of diepwandontwerp kan worden geoptimaliseerd door voor het meest ongunstige dwarsprofiel(en) een probabilistische berekening volgens de Methode Bakker uit te voeren.

H.L. Bakker van RWS-DWW heeft een methode ontwikkeld op basis van probabilistische principes, om met behulp van het eindige-elementen programma PLAXIS kistdammen en diepwanden te kunnen dimensioneren. Het beoogde veiligheidsniveau kan vastgelegd zijn in de minimaal benodigde betrouwbaarheidsindex of een maximaal toelaatbare faalkans.

De uitgangspunten voor de probabilistische ontwerpanalyse zijn:

1. Een betrouwbaarheidsindex die correspondeert met het beveiligingsniveau voor het gebied achter de waterkering, zoals afgeleid in de paragrafen 4.2 en 4.3.
2. De kansverdeling van de hoogwaterstand, betrokken op een periode van 10 jaar.
3. Verwachtingswaarden en spreidingen van de schuifsterkteparameters van de grondlagen, die óf geschat zijn óf bepaald worden uit proeven.
4. Verwachtingswaarden en spreidingen van de ligging van de laagscheidingen.

In de huidige versie van de probabilistische ontwerpmethodiek wordt niet gerekend met de kansverdeling van de hoogwaterstanden, maar met een vaste hoogwaterstand. In het algemeen zal hiervoor de ontwerpwaterstand (de maatgevende hoogwaterstand, MHW) worden gekozen. Dit betekent dat een vereiste waarde van de betrouwbaarheidsindex bij MHW, $\beta_{\text{nodig|MHW}}$, nodig is.

De relatie tussen een berekende betrouwbaarheidsindex bij MHW en de betrouwbaarheidsindex waarbij gerekend is met de gehele kansverdeling van de waterstanden, kan berekend worden. In bijlage A wordt de berekeningswijze aangegeven. Nodig is dat naast de berekende betrouwbaarheidsindex bij MHW ook een differentiequotiënt $\delta^*/\delta H$ bekend is, waarin δH een variatie van de waterstand in de buurt van MHW is. Probleem is echter, dat in beginsel hiervoor een nieuwe volledige probabilistische berekening bij een andere waterstand dan MHW nodig is. Dit leidt tot een aanzienlijke verzwaring van het rekenproces.

Een mogelijke oplossing is de volgende benaderende procedure:

1. Bepaal van het eerste ontwerp van de kistdam de F_v bij MHW.
2. Bepaal van dit zelfde ontwerp de F_v bij een waterstand die 0,5 of 1,0 m lager is. Dit levert een schatting van de verhouding $\Delta F_v/F_v$.
3. Met behulp van een relatie, gebaseerd op de grondvergelijking [14] kan een schatting voor de verandering van de betrouwbaarheidsindex worden berekend. Deze relatie is:

$$\Delta\beta_g = \frac{(1 - \beta_g V_E) \Delta F_s}{V_E F_s}$$

4. Neem in bovenstaande formule de voorlopige waarden $\beta_g \approx 4,0$, $V_E \approx 0,08$ en stel $\Delta F_s/F_s$ gelijk aan de in stap 2 bepaalde waarde $\Delta F_v/F_v$. Hieruit volgt een voorlopige schatting voor $\delta\beta_g/\delta h$.
5. Bepaal met behulp van de berekeningsprocedure in bijlage B een $\beta_{\text{nodig MHW}}$ die correspondeert met de β_{nodig} volgens paragraaf 4.3.
6. Voer nu voor het eerste ontwerp een probabilistische berekening uit. Bepaal uit het spreadsheet SOMARBEID het aanwezige betrouwbaarheidsniveau β_g , het differentiequotient $\delta F_v/\delta F_s$ en de variatiecoëfficiënt van de berekende plastische energie V_E (is quotiënt van standaardafwijking $\sigma(E)$ en verwachtingswaarde $\mu(E)$).
7. Bewezen kan worden [zie Appendix F] dat voor kleine ΔF_v en kleine ΔF_s de volgende relatie bij benadering geldt:

$$\frac{\Delta F_s}{F_s} \approx \frac{-\Delta F_v}{\left(\frac{\delta F_v}{\delta F_s} \right)}$$

Voor niet te hoge waarden van de wrijvingshoek φ' in het bezwijkmechanisme ($\varphi' < 15^\circ$) geldt bij benadering $\Delta F_s/F_s \approx \Delta F_v/F_v$. Bepaal hieruit een schatting voor $\Delta F_s/F_s$.

Let op: In bovenstaande formule zijn δF_v en δF_s niet het zelfde als ΔF_v en ΔF_s !

8. Bepaal met de in stap 3 gegeven formule, voor de in stap 6 bepaalde waarden voor β_g en V_E en de in stap 7 bepaalde waarde voor $\Delta F_s/F_s$ een verbeterde schatting voor de verandering $\Delta\beta_g$ van de betrouwbaarheidsindex β_g . Hieruit volgt een verbeterde schatting voor $\Delta\beta/\Delta h$.
9. Bereken met de procedure in bijlage B de waarde β_H betrokken over een periode van 10 jaar.
10. Ga na of β_H voldoet aan de eis β_{nodig} , zoals in paragraaf 4.3 of op vergelijkbare wijze is afgeleid. Zo niet: pas dan het ontwerp van de constructie aan en herhaal de stappen 6 tot en met 10 tot β_H voldoet aan de eis β_{nodig} .

De stappen 1 t/m 5 in bovenstaande procedure kunnen worden gebruikt om snel een indicatie te krijgen van de vereiste $\beta_{\text{nodig MHW}}$ in relatie tot de betrouwbaarheidsindex β_H betrokken op de stochastiek van de waterstand over een periode van 10 jaar.

Voor praktische ontwerpdoeleinden zal veelal kunnen worden volstaan door voor een met de deterministische methode gemaakt ontwerp de stappen 1, 2 en enkele malen de stappen 6 t/m 10 te doorlopen en het ontwerp aan te passen tot aan de in stap 10 geformuleerde eis is voldaan.

4.5 Veiligheidsbenadering bij de toetsing

Voorschrift Toetsen op Veiligheid

Bestaande kistdammen en diepwanden in waterkeringen dienen op veiligheid getoetst te worden conform het gestelde in het Voorschrift Toetsen op Veiligheid [48].

Kistdammen en diepwanden zijn ondergebracht bij “waterkerende kunstwerken en niet-waterkerende objecten” (Katern 7 van de Leidraad) en dienen te worden getoetst op hoogte en stabiliteit.

Eis aan de veiligheid bij Toetsen

Bij het toetsen gelden nagenoeg dezelfde overwegingen als bij het ontwerpen. De veiligheidsnorm waarop wordt getoetst is de norm uit de Wet op de Waterkering, dezelfde wettelijke veiligheidsnorm dus als waarmee wordt ontworpen. Bij de toetsing wordt echter gebruik gemaakt van geactualiseerde randvoorwaarden voor de eerstkomende toetsperiode van 5 jaar.

Uitvoering van de toetsing

Van kistdammen en diepwanden hoeft alleen de hoogte en de stabiliteit te worden getoetst, conform katern 7 van het Voorschrift Toetsen op Veiligheid [48]. Voor de stabiliteit van de constructie is met name het deformatie/verplaatsingsgedrag van belang, alsmede de weerstand tegen optreden van piping (katern 5) en eventueel het gedrag van het voorland (katern 9).

5 Rekenmodellen

5.1 Inleiding

Voor het ontwerp of toetsing van een kistdam of een diepwand met een waterkerende functie zijn verschillende rekenmethoden beschikbaar die in het vervolg van dit rapport eenvoudigweg als volgt worden genoemd:

- Klassieke berekeningsmethode
- Deterministische berekeningsmethode
- Probabilistische berekeningsmethode

Zoals reeds uit hoofdstuk 4.4 is gebleken, dekken deze termen niet de volledige lading en dient het volgende daarbij goed in acht te worden genomen:

- De term klassiek duidt de methode aan waarbij op basis van klassieke rekenmodellen en een “deterministische” (of “semi-probabilistische”) veiligheidsbenadering de constructie wordt ontworpen c.q. getoetst (geen EEM).
- De term deterministisch duidt de “semi-probabilistische” aanpak met behulp van een eindige-elementenberekening aan.
- De term probabilistisch duidt de probabilistische aanpak met behulp van een eindige-elementenberekening aan.

Voor het ontwerp van kistdammen of diepwanden in een dijkvak wordt in hoofdstuk 4 het volgende algemene rekenschema voorgesteld:

Eerst worden alle dwarsprofielen volgens klassieke modellen berekend om de globale afmetingen van de over de gehele lengte minimaal benodigde constructie vast te stellen. Vervolgens kunnen steekproefsgewijs enkele maatgevende dwarsprofielen met een deterministisch eindige-elementenmodel worden gecontroleerd. Tenslotte kan voor zowel kistdammen als diepwanden de faalkans van de constructie worden berekend, door voor een maatgevend dwarsprofiel een probabilistische berekening uit te voeren in een ongedraineerde belastingsituatie (zie paragraaf 3.5) waarna eventueel optimalisatie van het ontwerp kan geschieden.

Als alternatief voor het bovengenoemde rekenschema kan er voor worden gekozen om ook de globale afmetingen van de over de gehele lengte minimaal benodigde constructie te bepalen met behulp van een eindige-elementenmodel. In dat geval zal meestal een iteratieve aanpak moeten worden gevolgd, waarbij de geometrie van de constructie wordt aangepast tot dat deze juist voldoet maar ook niet is overgedimensioneerd.

Uit onderzoek [61] is gebleken dat de berekening van kistdammen in waterkeringen met klassieke rekenmodellen niet altijd in een conservatief ontwerp resulteert. De oorzaak hiervan is dat onderlinge beïnvloedingen van bezwijkmechanismen kunnen optreden, die met klassieke rekenmodellen niet goed berekend kunnen worden.

Het komt er op neer dat het maatgevende bezwijkmechanisme een combinatie kan zijn van de bezwijkmechanismen volgens afzonderlijke klassieke rekenmodellen.

De stabiliteitsfactor van een dergelijk gecombineerd bezwijkmechanisme kan lager zijn dan de laagste stabiliteitsfactor volgens de afzonderlijke klassieke rekenmodellen.

Daarnaast treed bij dijken vaak een complex grondwaterregiem op en hebben we te maken met een schuin verlopend maaiveld en een grondlaagindeling die vaak complexer is dan bij gewone damwanden.

Om deze redenen wordt sterk aanbevolen om de definitieve berekening van kistdammen en diepwanden in waterkeringen en de dimensionering van damwanden en ankers altijd op basis van een berekening met een eindige-elementenmodel uit te voeren.

In dit hoofdstuk wordt allereerst een overzicht gegeven van de beschikbare modellen c.q. theorieën waarop de ontwerp/toetsingsmethodieken in de verschillende fasen geheel of gedeeltelijk zijn gebaseerd. Vervolgens zijn voor de afzonderlijke fasen aandachtspunten voor de modellering geformuleerd.

5.1.1 Overzicht bestaande modellen

In Tabel 5.1 is aangegeven welke bestaande modellen toepasbaar zijn voor de verschillende constructies. In paragraaf 5.2 worden deze verschillende modellen nader toegelicht.

Tabel 5.1 Overzicht toepasbaarheid bestaande modellen

Model	Algemeen (bij dijken)	Kistdam	Diepwand
Bishop	X	x	x
Drukstaaf (opdrijven)	X	x	x
PLAXIS (E.E.M)	X	x	x
Blum-damwand	-	x	x
Verend ondersteunde ligger	-	x	x
Terzaghi	-	x	-
Homberg	-	x	-
Horizontaal evenwicht	-	x	-
Bakker (PLAXIS)	X	x	x
Piping en heaving	X	x	x

5.2 Bestaande/Beschikbare modellen

5.2.1 Macrostabiliteit, Methode van Bishop

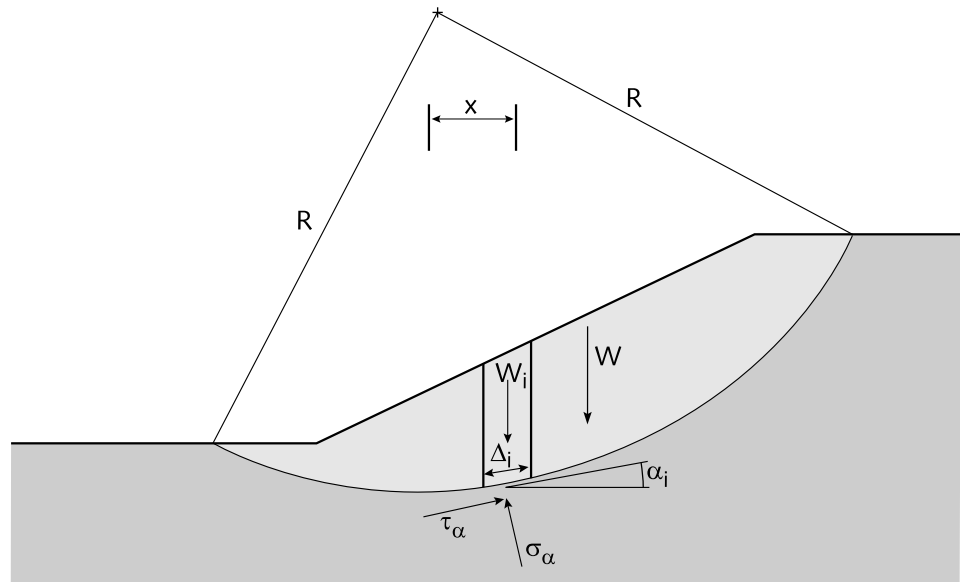
Bij het stabiliteitsmodel volgens Bishop wordt een potentieel afschuifbare cirkelvormige moot grond opgedeeld in een aantal lamellen begrensd door verticale scheidingen (zie figuur 5.1)

Langs het schuifvlak werken een schuifspanning τ en een normaalspanning σ .

Vervolgens wordt het momentenevenwicht genomen ten opzichte van het middelpunt van de cirkel:

$$M_{t;mob;d} = M_{a;d}$$

Hierin is $M_{a;d}$ de ontwerpwaarde voor het aandrijvend moment, bestaande uit het gewicht van de lamellen plus een eventuele waterkracht op het talud.



Figuur 5.1 Cirkelvormig glijvlak

$M_{t;mob;d}$ is de gemobiliseerde ontwerpwaarde van het tegenwerkend moment, gevormd door de gemobiliseerde schuifspanningen die aan de onderkant van de lamellen werken. De gemobiliseerde schuifspanning is zodanig groot dat aandrijvend moment en gemobiliseerd moment gelijk zijn. De gemobiliseerde schuifspanning is een factor F kleiner dan de maximaal mogelijke schuifspanning volgens het criterium van Mohr-Coulomb:

$$\tau_d = \frac{\tau_{max;d}}{F} = \frac{c'_d + \sigma'_n \tan(\phi'_d)}{F}$$

De factor F is de stabiliteitsfactor.

In de beschouwing volgens Bishop wordt verondersteld dat de resulterende krachten tussen de lamellen horizontaal verlopen en wordt het horizontale evenwicht buiten beschouwing gelaten.

De toets op stabiliteit vindt plaats volgens:

$$M_{a;d} \leq \frac{M_{t;d}}{\gamma_d \gamma_n}$$

of:

$$F \geq \gamma_d \gamma_n$$

Waarin:

$M_{a;d}$ = rekenwaarde van het aandrijvend moment [kNm/m]

$M_{t;d}$ = rekenwaarde van het tegenwerkend moment [kNm/m]

F = stabiliteitsfactor [-]

γ_d = gevoeligheidsfactor (zie 49) [-]

γ_n = schadefactor (zie 49) [-]

Binnen het stabiliteitsmodel volgens Bishop verdient het de voorkeur om de cohesie c' en de hoek van inwendige wrijving ϕ' spanningsafhankelijk te bepalen door deze uit een spanningsafhankelijke proevenverzameling te halen.

Het stabiliteitsmodel volgens Bishop is onder andere beschikbaar in het computerprogramma MSTAB van GeoDelft.

5.2.2 Stabiliteit bij opdrijven

Het fenomeen opdrijven wordt veroorzaakt door wateroverdruk in een watervoerende zandlaag gelegen onder een relatief ondoorlatende toplaag. De waterdruk in de watervoerende laag die net zo groot is als de druk, uitgeoefend door het gewicht van de toplaag, wordt de grenspotential genoemd. Door het opdrijven ontstaat er tussen de toplaag en de watervoerende zandlaag een zone met weinig tot geen korrelspanning. Aangezien er in deze zone geen schuifweerstand kan optreden, is dit fenomeen van groot belang bij de beoordeling van de stabiliteit van waterkerende constructies. Voor de ontwerpberoeeningen dient men te beschikken over gegevens omtrent waterspanningen in het dijklichaam. Een verhoging van het freatisch vlak in de dijk zal de korrelspanningen verlagen. Dit heeft invloed op de maximaal mobiliseerbare schuifspanningen in de dijk en derhalve ook op de stabiliteit van de dijk.

De bepaling van de waterstanden en waterspanningen in stationaire en maatgevende omstandigheden dient te geschieden zoals beschreven in de leidraden voor het ontwerp van rivierdijken.

Eén van de kenmerken van een stabiliteitsbeschouwing onder opdrijfcondities is een lage opdrukveiligheid (n_{opdr}) binnendijs van de waterkering. De opdrukveiligheid wordt gedefinieerd volgens vergelijking:

$$n_{\text{opdr}} = \frac{\sigma_{\text{contact}}}{\sigma_{w;\text{contact}}}$$

Waarin:

n_{opdr}	opdrukveiligheid [-]
σ_{contact}	grondspanning t.p.v. scheiding pakket slappe lagen en draagkrachtige laag [kPa]
$\sigma_{w;\text{contact}}$	waterspanning t.p.v. scheiding pakket slappe lagen en draagkrachtige laag [kPa]

Grond- en waterspanningen worden berekend ter plaatse van de scheiding tussen het pakket slappe lagen en de draagkrachtige (zand)laag (= onderzijde grenslaag). Hierbij moet rekening gehouden worden met het feit dat de opdrukveiligheid een parameter is die varieert langs de as van het dwarsprofiel. Met de opdrukveiligheid (n_{opdr}) wordt de laagst optredende waarde volgens bovenstaande formule langs de as van het dwarsprofiel bedoeld.

Wanneer de veiligheid tegen opdrijven voldoende is, wordt een potentieel cirkelvormig afschuivende grondmoot in evenwicht gehouden door een in een zone naast de dijk gemobiliseerde horizontale reactiekracht.

Wanneer binnenwaarts of buitenwaarts van de dijk de veiligheid tegen opdrijven onvoldoende (kleiner dan 1,2) is, wordt deze reactiekracht sterk gereduceerd, doordat door het verlies aan schuifweerstand langs het grensvlak met de watervoerende laag geen of slechts beperkt afdracht van spanningen in de ondoorlatende laag naar de watervoerende zandlaag mogelijk is. Deze afdracht vindt hierdoor in meer polderwaartse richting plaats, waardoor een toename van horizontale spanningen in het slappe-lagenpakket achter de dijk plaatsvindt. Dit veroorzaakt relatief grote horizontale vervormingen van het slappe-lagenpakket achter de dijk en tijdelijk verminderde stabiliteit van de dijk (drukstaafmodel).

Naar aanleiding van een afschuiving bij Streefkerk (Zuid-Holland) in 1984, is eind van de jaren (negentien) tachtig door GeoDelft een rekenmodel voor stabiliteitsanalyse bij opdrijven ontwikkeld (MLIFT). Dit model is in 1999 sterk verbeterd [60]. Het verbeterde model (VanLift) is gevalideerd met een centrifugeproef en een praktijkproef bij Bergambacht en is sinds mei 2002 beschikbaar in het rekenprogramma MSTAB van GeoDelft. Ook het EEM programma PLAXIS is voorzien van de mogelijkheid om stabiliteit bij opdrijven te analyseren.

5.2.3 PLAXIS eindige-elementen methode

Het eindige-elementen programma PLAXIS is een rekenmodel dat kan worden toegepast voor grondmechanica problemen die niet analytisch oplosbaar zijn. Met dit programma is het mogelijk de spannings- en vervormingstoestand en de stabiliteit van een grondmassief met een gecompliceerde geometrie te beschouwen. De EEM gaat uit van de volgende basisvergelijkingen:

- Kinematische vergelijkingen
- Constitutieve vergelijkingen
- Evenwichtsvergelijkingen
- Kinematische randvoorwaarden
- Dynamische randvoorwaarden

Voor verdere informatie zie [7].

De geometrie wordt ingedeeld in elementen. Aan de elementen worden materiaaleigenschappen toegekend zoals eigen gewicht, stijfheid en sterkte.

In PLAXIS is onder andere het Mohr-Coulomb constitutieve materiaalmodel geïmplementeerd dat gebruikt wordt bij kistdam en diepwandberekeningen. Er wordt een stelsel niet-lineaire vergelijkingen opgesteld dat niet analytisch oplosbaar is. Met behulp van numerieke eindige-elementen oplosmethoden wordt op iteratieve wijze de oplossing benaderd.

5.2.4 Methode Blum

Door Blum is een grafische en benaderende analytische methode ontwikkeld voor de berekening van verankerde, opgelegde of ingeklemde wanden en voor onverankerde wanden (zie [19]). Blum gaat uit van een volledige plastische ontwikkeling van de gronddruk en de grondweerstand, waarbij in eerste instantie de wand als oneindig stijf wordt beschouwd. De damwandberekening levert op basis van horizontaal evenwicht een inheidiepte voor de damwand. Deze kan in de bodem vrij opgelegd of ingeklemd zijn. Blum stelt op empirische gronden dat de werkelijke inheidiepte een factor 1,2 groter moet zijn dan de theoretische inheidiepte. In het algemeen wordt hierbij volledige inklemming van de damwand aan de onderzijde bereikt. Deze factor moet zonodig worden vergroot, indien bij de waarde van 1,2 geen volledige inklemming is bereikt.

De Methode Blum is beschikbaar in verschillende computerprogramma's.

5.2.5 Methode verend ondersteunde ligger

In afwijking van de schematisatie van Blum zullen actieve en passieve drukken pas tot ontwikkeling komen afhankelijk van de grondverplaatsing. Indien er geen grondverplaatsing optreedt heerst er neutrale gronddruk. Om dit proces in rekening te brengen schematiseert men de damwand als een verend ondersteunde elastische ligger met eventueel variërende buigstijfheid EI . De verplaatsingen van de grond worden in rekening gebracht door middel van horizontale beddingsconstanten. De resulterende horizontale gronddruk op de damwand is nu afhankelijk van de grondverplaatsingen, die weer afhankelijk zijn van de spanningen.

Dit probleem resulteert, uitgaande van de evenwichtsvergelijkingen, de constitutieve en de kinematische vergelijkingen in de volgende differentiaalvergelijking voor de elastisch ondersteunde ligger:

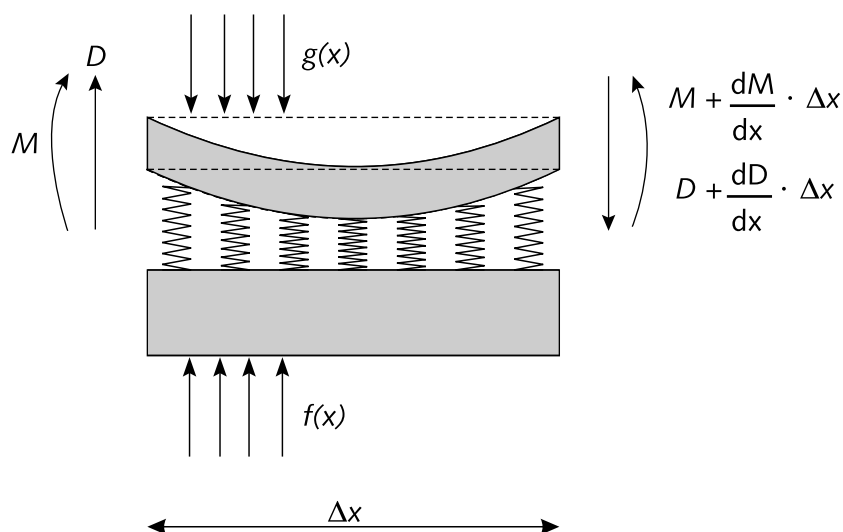
$$EI \frac{d^4 w}{dx^4} = f(x) - g(x)$$

Waarin:

w = verplaatsing [m]

f = nuttige belasting [kPa]

g = reactie van de elastische bedding [kPa]



Figuur 5.2 Verend ondersteunde ligger

Oplossing van de differentiaalvergelijking levert de resulterende horizontale drukverdeling tegen de damwand. Hiermee kan uit een beschouwing van het horizontaal evenwicht en het momentenevenwicht, de ankerkracht en de momentenverdeling in de damwand worden bepaald. Hiermee kan de damwand en anker worden gedimensioneerd met behulp van de in het handboek damwanden gegeven toetsingsvergelijkingen.

De methode der verend ondersteunde liggers is onder andere beschikbaar in het computerprogramma MSHEET van GeoDelft.

5.2.6 Methode van Terzaghi

Voor de berekening van cellenkistdammen (zie paragraaf 2.1) wordt vaak gebruik gemaakt van de Methode van Terzaghi (1945). Daarbij wordt een model gehanteerd van langs elkaar schuivende verticale moten, zoals bij het omvallen van een serie tegen elkaar staande boeken. Dit komt overeen met het al eerder beschreven bezwijkmechanisme waarbij het grondlichaam in de kistdam niet vormvast is en het dwarsprofiel gaat vervormen tot een parallellogram (zie figuur 3.1a).

De Methode van Terzaghi beschouwt alleen de vormvastheid van de (cellen) kistdamconstructie. De methode bestaat uit de controle dat er geen afschuiving kan optreden langs het verticale middenvlak. Er wordt een lineaire verdeling verondersteld van de verticale druk op het funderingsvlak ten gevolge van het moment M_0 , dat veroorzaakt wordt door de uitwendige krachten ten opzichte van het midden van het grondvlak. Ten gevolge van de krachten W_1 , F_a en F_p wordt de kistdamconstructie belast met een moment. De door dit moment veroorzaakte schuifkracht moet kunnen worden opgenomen door de kern van de kistdam. De weerstand tegen afschuiven in het middenvlak moet groter zijn dan de schuifkracht in het middenvlak (zie figuur 5.3). De toets op de vormvastheid van de kern van de kistdam is gebaseerd op Terzaghi. Hierin veroorzaakt het uitwendig moment een schuifkracht Q in de kern, volgens:

$$Q_d = \frac{3M_{0;d}}{2B}$$

Deze schuifkracht moet worden opgenomen door de schuifsterkte van de afzonderlijke lagen:

$$Q_d \leq \frac{\sum \tau_{i;d} d_i}{\gamma_d \gamma_n}$$

Waarin:

Q_d = rekenwaarde van schuifkracht in de kern [kN/m]

$M_{0;d}$ = rekenwaarde van het moment ten opzichte van het middenvlak van de kistdam [kNm/m]

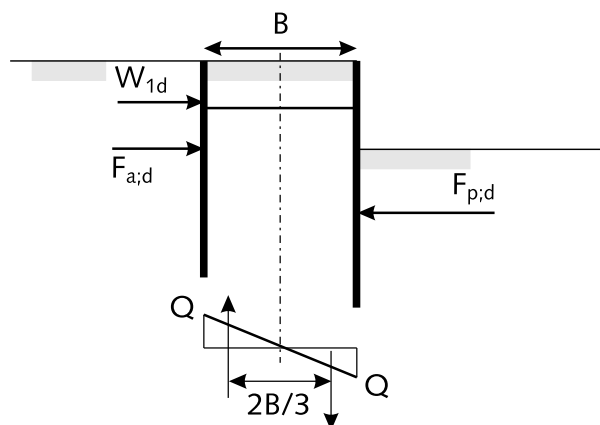
B = breedte van de kistdam [m]

$\tau_{i;d}$ = rekenwaarde van de schuifsterkte van laag i [kPa]

d_i = laagdikte van laag i [m]

γ_d = gevoeligheidsfactor [-]

γ_n = schadefactor [-]



Figuur 5.3 Inwendig evenwicht

Het moment $M_{0,d}$ is de resultante van de momenten die de actieve en de passieve krachten ten opzichte van het schuifvlak onder beide damwanden op de kistdam uitoefenen. De arm is de afstand tussen het aangrijpingspunt van de passieve en actieve kracht en het schuifvlak aan de onderzijde van de kistdam.

Deze methode wordt in Nederland tot nu toe praktisch niet toegepast. In de Verenigde Staten wordt de methode vrijwel altijd gebruikt bij het ontwerpen van een cellen-kistdam.

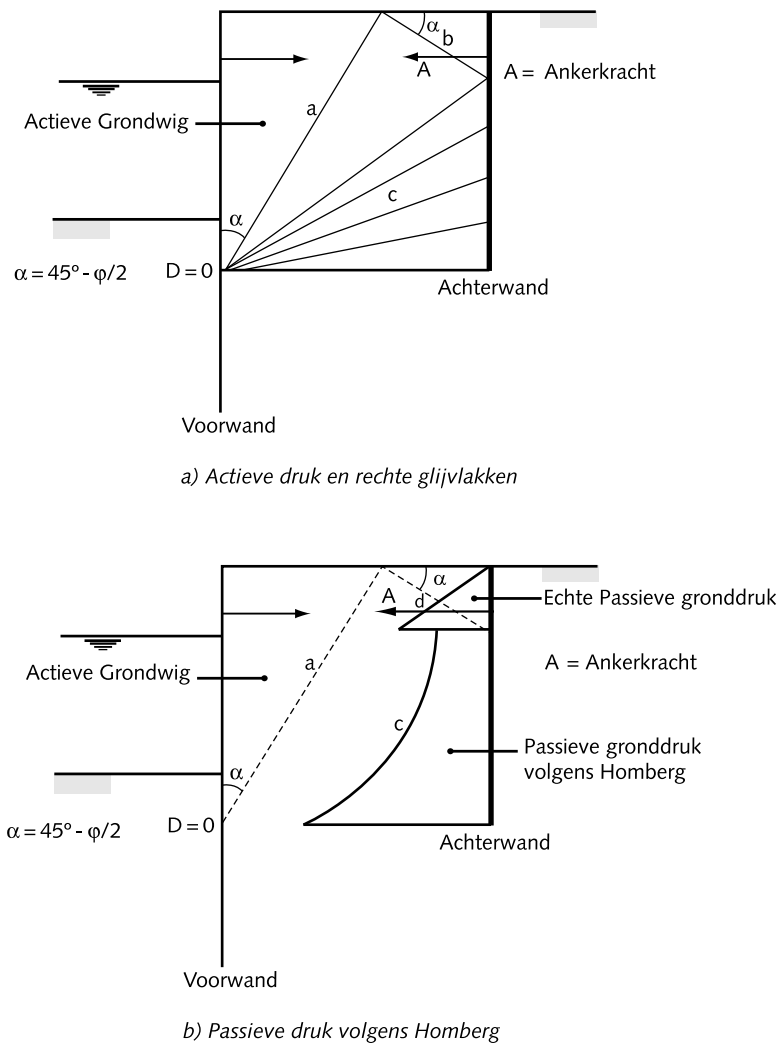
Net als de hierna beschreven Methode Homberg is de Methode Terzaghi slechts een onderdeel van de totale berekening. Het is dus niet een volledige toetsing van de grenstoestand van de kistdam. De methode gaat er voor de bepaling van het moment bovendien vanuit dat de vulling van de constructie zich gedraagt als een elastische vaste stof. Voor grond is dit een te simplistisch uitgangspunt, dat alleen geldt voor een zeer kleine hoekverdraaiing. Uit proeven is gebleken dat de aanname van een verticaal glijvlak in het midden van de kistdam niet correct is. Dit wordt ook bevestigd door waarnemingen verricht aan uitgevoerde constructies. Desondanks blijkt de Methode Terzaghi vaak voor de gebruikelijke kistdamconstructies (dus niet in dijken) in een goede eerste schatting van de benodigde afmetingen te resulteren. In [19] wordt op basis hiervan de volgende vuistregel gegeven:

$$1,5 H > B = 0,7 H$$

Hierin is B de onderlinge afstand van de twee damwanden en H de kerende hoogte. Wordt $B > 1,5 H$ dan is er niet meer sprake van een kistdam.

5.2.7 Methode Homberg

De benodigde inheidiepte van de polderwand wordt berekend met de Methode Blum. Met de Methode Homberg kan de maximaal door het inwendige grondmassief te mobiliseren passieve druk op de rivierwand worden bepaald. Daartoe gaat de methode in de bezwijktoestand uit van rechte glijvlakken, die vanuit de onderkant van de actieve wig naar de rivierwand worden getrokken. De passieve druk op de rivierwand en de verdeling over de hoogte wordt verkregen door van elke grondmoot boven een passief glijvlak, het evenwicht te beschouwen [19].



Figuur 5.4 De berekeningsmethode van Homberg

Dit kan geschieden op grafische wijze (zie figuur 5.4): gestart wordt met het tekenen van een krachtenveelhoek van de actieve wig. Deze veelhoek wordt uitgebreid door vervolgens de passieve moten één voor één in het evenwicht te betrekken. Op elk gedeelte van de rivierwand tussen twee passieve glijvlakken is de passieve weerstand dan bekend. De passieve druk wordt verkregen door de passieve weerstand te delen door de hoogte van het betreffende wandgedeelte. De grafische oplossing kan ook worden uitgeschreven tot een stelsel analytische vergelijkingen.

De Methode Homberg is beschikbaar in het computerprogramma HOMBERG van GeoDelft.

5.2.8 Horizontaal evenwicht bij een kistdam

Het horizontaal evenwicht van een constructie kan worden bepaald door de veiligheid tegen afschuiving volgens rechte glijvlakken te bepalen. Zie hiervoor figuur 5.5. Hierin staat aangegeven de aandrijvende kracht F_a op de rivierwand, de passieve kracht F_p op de polderwand en de schuifweerstand T langs het glijvlak. De veiligheid tegen afschuiving volgens rechte glijvlakken wordt weergegeven in de volgende formule:

$$W_{1;d} + F_{a;d} = \frac{F_{p;d} + T_d}{\gamma_d \gamma_n}$$

waarin:

$W_{1;d}$ = rekenwaarde voor de waterkracht [kN/m]

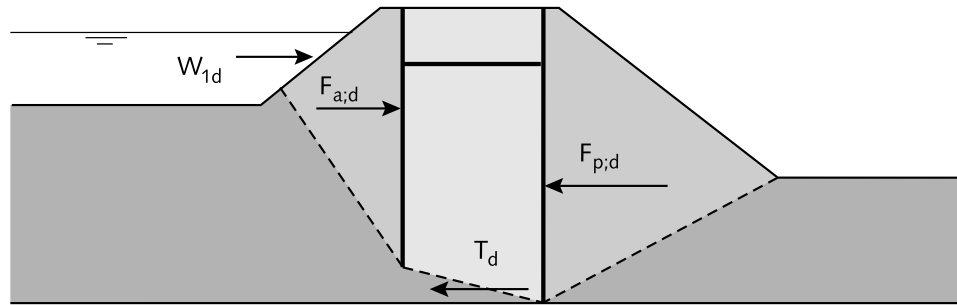
$F_{a;d}$ = rekenwaarde voor de actieve kracht [kN/m]

$F_{p;d}$ = rekenwaarde voor de passieve kracht [kN/m]

T_d = rekenwaarde voor de schuifkracht onder langs de kistdam [kN/m]

γ_d = gevoeligheidsfactor [-]

γ_n = schadefactor [-]



Figuur 5.5 Horizontaal evenwicht

Er zijn meerdere definities denkbaar voor de veiligheid tegen afschuiving. Beide krachten $F_{a;d}$ en $F_{p;d}$ bevatten grote componenten neutrale gronddruk, die altijd aanwezig zijn en elkaar grotendeels opheffen. Dit zou leiden tot een definitie van de veiligheid waarin alleen de verschillen in waterkracht, neutrale gronddruk en passieve c.q. actieve kracht links en rechts van de constructie tot uitdrukking komen. Het is op dit moment niet aan te geven, welke waarde de gevoeligheidsfactor γ_d , moet hebben. De definitie volgens bovenstaande vergelijking sluit aan bij de definitie van de veiligheid tegen afschuiven van grondlichamen bij opdrijven van het achterland, waarvoor de gevoeligheidsfactor bekend is. Voorlopig wordt derhalve aanbevolen deze definitie te hanteren.

5.2.9 Probabilistisch model Bakker

Het rekenmodel van Bakker is gebaseerd op een niveau II probabilistische aanpak. In dit model wordt een relatie gelegd tussen de faalkans en de veiligheidsfactor. Het voordeel van dit model is, dat een impliciet ongedraineerde schuifsterkte f_{undr} wordt bepaald die gewogen is over de constructie, waardoor veel rekenwerk wordt bespaard. Het model is gebaseerd op de eindige-elementenmethode volgens PLAXIS en maakt gebruik van het Mohr-Coulomb model. Tevens zijn de spreadsheets ARBEID, UNDRAINE en SOMARBEID ontwikkeld welke bij de methode moeten worden gebruikt, zie ook paragraaf 8.5 en appendix F.

Voor het ontwerp van een kistdam- of diepwandconstructie bij een bepaald betrouwbaarheidsniveau β wordt als volgt te werk gegaan:

- Bepaal het vereiste betrouwbaarheidsniveau β_k voor de hele kistdamconstructie; bepaal hieruit de faalkansruimte Pf_k voor de hele kistdamconstructie;
- deel deze faalkansruimte op in faalkansen voor grondbreuk, damwandbreuk links, damwandbreuk rechts en ankerbreuk; bepaal hieruit de betrouwbaarheidsniveaus β_g , $\beta_{d;l}$, $\beta_{d;r}$ en β_a voor deze deelmechanismen;
- ontwerp op iteratieve wijze volgens de Methode Bakker een kistdam- of diepwandconstructie met gegeven grondopbouw en belastingen zodanig dat aan het betrouwbaarheidsniveau voor grondbreuk β_g en de betrouwbaarheidsniveau's $\beta_{d;l}$, $\beta_{d;r}$ en β_a voor damwandbreuk en ankerbreuk wordt voldaan.

5.2.10 Klassieke methoden versus PLAXIS

Uit een vergelijking van de klassieke ontwerpberekening (HOMBERG) met een ontwerp-analyse met behulp van PLAXIS (ongedraineerd) van de kistdam in Hardinxveld-Giessendam is gebleken dat de PLAXIS-analyse lagere veiligheden oplevert dan de klassieke aanpak [61]. Een mogelijke oorzaak is dat in Plaxis bezwijken altijd plaatsvindt volgens het bezwijkmechanisme dat de laagste veiligheidsfactor oplevert.

Berekeningen met klassieke modellen kunnen resulteren in een hogere veiligheidsfactor, met name als verschillende bezwijkmechanismen elkaar kunnen beïnvloeden, zoals bij de kistdam in Hardinxveld-Giessendam het geval is. Een herberekening met de probabilistische aanpak volgens Bakker leverde overigens op dat de kistdam niettemin voldoende veilig is.

Een andere mogelijke oorzaak kan zijn, de aanname in de PLAXIS-analyse, dat de kistdamvulling ongedraineerd reageert op belasting door het buitenwater.

Dit is een plausibele aanname, gezien de aard van het materiaal van de vulling (dijksmateriaal, klei). In de klassieke ontwerprekenmodellen wordt uitgegaan van korrelig materiaal, dat gedraineerd reageert.

5.2.11 Piping en Heaving

Kortheidshalve wordt verwezen naar de Handreiking constructief ontwerp [47] en het TR Zandmeevoerende Wellen [46].

5.3 Aandachtspunten modellering deterministische methode

Bij de modellering en de berekening van de kistdam- of diepwandconstructie met PLAXIS zijn enkele aandachtspunten te vermelden. In deze paragraaf zal een uiteenzetting worden gegeven van de problemen die bij de modellering en berekening kunnen rijzen en de (on)mogelijkheden die er zijn om deze op te lossen.

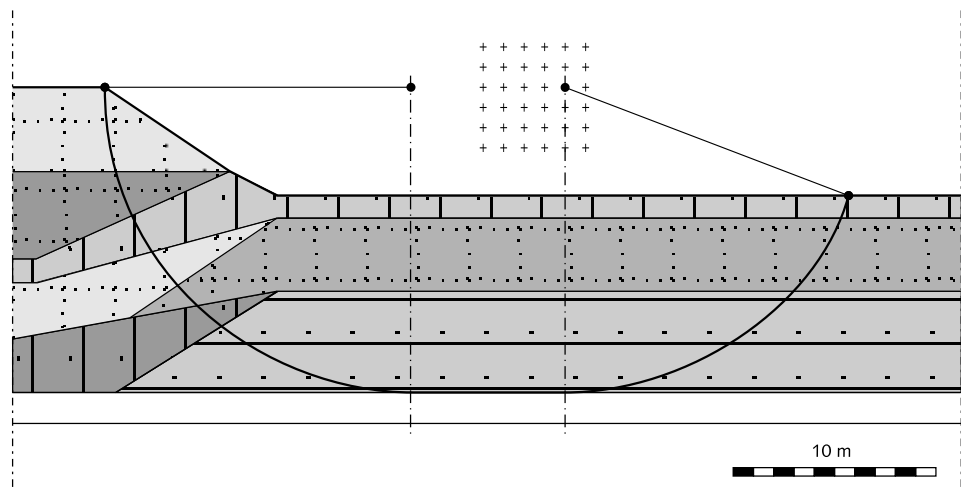
De aandachtspunten hebben betrekking op de volgende onderdelen van de berekening:

- schematisatie geometrie, inclusief eventuele instabiliteit van het talud voor de constructie;
- randvoorwaarden;
- grondeigenschappen;
- samenvoegen van grondlagen;
- modellering van de spleet tussen de constructie en de grond achter de constructie;
- ontgraven binnentalud (simuleren erosie);
- bepaling en interpretatie van de MSF uit PLAXIS;
- waterspanningen in opdrijfsituaties.

5.3.1 Schematisatie geometrie

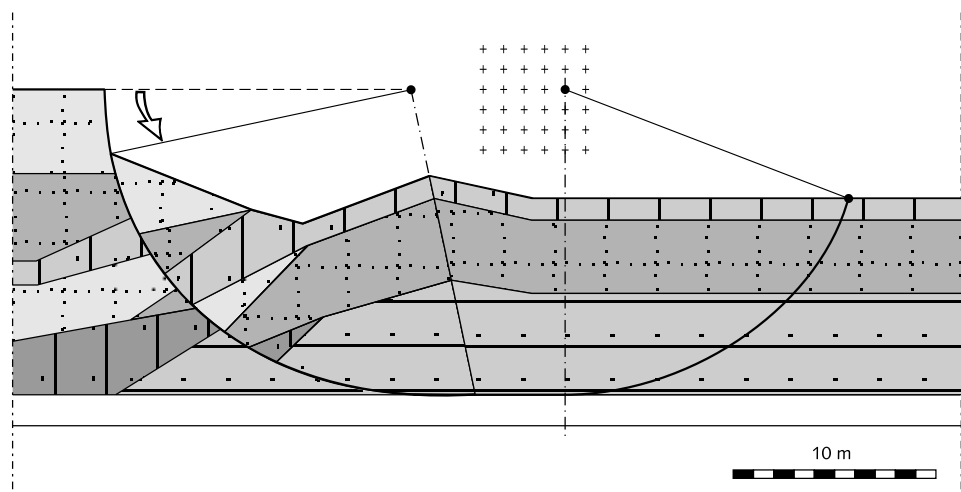
Bij het schematiseren van de geometrie van een stabiliteitsbeschouwing voor een berekening met behulp van een eindige-elementenmethode moet rekening gehouden worden met de volgende zaken:

- Het is mogelijk dat het grondlichaam buiten de constructie in de uiterste grenstoestand onvoldoende stabiel is. Als dit zo is, moet worden gerekend met een afgeschoven profiel dat is gebaseerd op het bezwijkmechanisme van het grondlichaam buiten de constructie. Dit afgeschoven profiel dient in de uiterste grenstoestand wel voldoende stabiel te zijn. De oorspronkelijke toestand van het binnentalud naast een diepwandconstructie is weergegeven in figuur 5.6; de situatie is onvoldoende stabiel,



Figuur 5.6 Oorspronkelijk profiel; binnenwaarts onvoldoende stabiel in de uiterste grenstoestand

Figuur 5.7 geeft het afgeschoven profiel weer, dat wel voldoende stabiel is. Het is op het moment van schrijven van dit rapport nog niet mogelijk om PLAXIS zelf een afgeschoven profiel te laten bepalen door gebruik te maken van de optie 'updated mesh analyse'. Dit blijkt te grote numerieke problemen op te leveren, waardoor de berekening wordt afgebroken. Het afgeschoven profiel dient derhalve te worden gebaseerd op de resultaten van de klassieke berekeningen (zie figuur 5.7).



Figuur 5.7 Afgeschoven profiel; wel stabiel

- De binnendijkse begrenzing van het probleem moet zo ver mogelijk van de waterkering af worden gekozen, opdat een eventueel horizontaal gedeelte van het bezwijkvlak op de scheiding tussen de slappe lagen en de draagkrachtige laag zich volledig kan ontwikkelen. Voor de dikte van de grenslaag in de EEM berekening moet de reële dikte van 0,5 à 1,0 m worden aangehouden.
- De grondopbouw en de grondeigenschappen per grondlaag onder de waterkering wijken in veel gevallen af van de grondopbouw naast de waterkering: onder de waterkering is sprake van voorbelaste grond en naast de waterkering van onbelaste of maagdelijke grond. In het overgangsgebied, ter plaatse van de teen van het talud en enigszins polderwaarts, is sprake van gedeeltelijke voorbelasting als gevolg van spanningsspreiding.
- De draagkrachtige (zand)laag dient als grondlaag geschematiseerd te worden.

5.3.2 Randvoorwaarden

Voorgeschreven verplaatsingen

Aan de onderzijde van de mesh worden de knooppunten plaatsvast beschouwd. Aan de linker- en rechterzijde van de mesh kunnen de knooppunten uitsluitend een verticale verplaatsing ondergaan.

Uitwendige belastingen

Zie paragraaf 6.2.2.

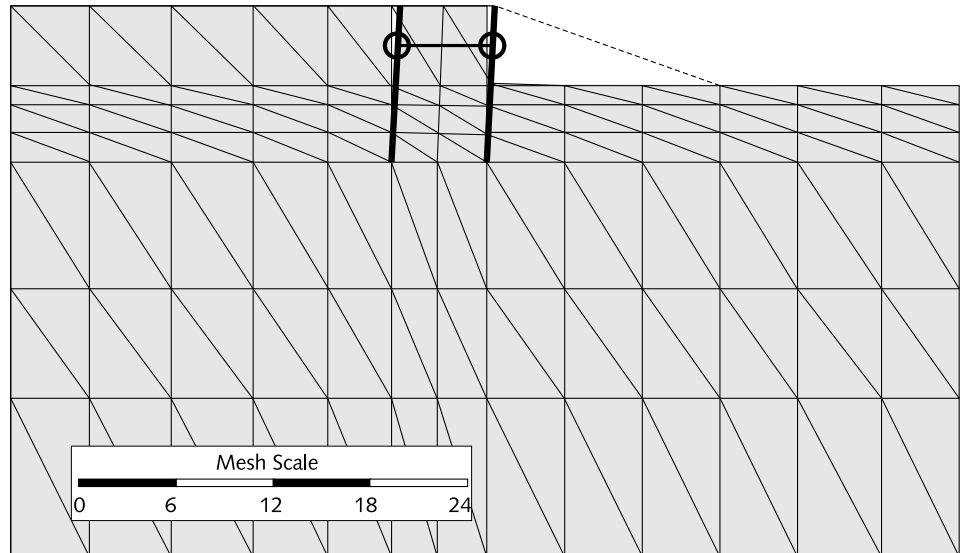
5.3.3 Grondeigenschappen

Voor de stabiliteitsberekening wordt gebruik gemaakt van een lineair elastisch - ideaal plastisch Mohr-Coulomb model om het gedrag van de grond te beschrijven. Hierbij wordt voor de eindige-elementenberekening gebruik gemaakt van de in hoofdstuk 6 genoemde grondeigenschappen. In hoofdstuk 6 wordt tevens aangegeven hoe deze grondeigenschappen bepaald kunnen worden per te onderscheiden grondlaag.

In het vervolg van dit hoofdstuk wordt aangegeven hoe grondlagen samengevoegd kunnen worden ten behoeve van de schematisatie voor een eindige-elementenbenadering.

5.3.4 Spleetvorming

Wanneer een kistdam- of diepwandconstructie wordt belast door het wegeroderen van het binnentalud, een zogenaamde ontgronding, zal de constructie gaan vervormen, zie figuur 5.8.



Figuur 5.8 Vervormde kistdamconstructie met spleet

Bij vervormen van de constructie kan een spleet ontstaan tussen constructie en de grond achter de constructie. In deze spleet kan zich water ophopen, wat aanleiding geeft tot het ontstaan van een waterstandsverschil over de constructie. Deze spleet dient op de volgende wijze te worden gemodelleerd:

Gebruik interface-elementen met dezelfde materiaaleigenschappen als de grondlagen; Zorg dat de interface-elementen gedraineerd zijn teneinde een waterstandsverandering aan te kunnen brengen, dit in tegenstelling tot de grondlagen, die ongedraineerd gedrag

van de grond veronderstellen;

Onderzoek tot op welke diepte spleetvorming zou kunnen optreden.

Een indicatie van de diepte waarover spleetvorming kan optreden is de maximale diepte beneden het maaiveld waarover geldt:

$$\sigma_v - 2 \cdot f_{undr} \leq \sigma_w$$

waarin:

σ_v = verticale grondspanning op diepte h [kPa]

σ_w = waterspanning uit freatische lijn behorende bij MHW, op diepte h, zie ook [44] [kPa]

Op deze wijze is het mogelijk een spleet te modelleren, waarin na enige vervorming geen korreldruk op de achterkant van de constructie wordt uitgeoefend, maar waar een hydrostatisch waterdrukverloop heerst, overeenkomende met de buitenwaterstand.

5.3.5 Ontgraving ter simulatie erosie binnentalud

Wanneer bij de ontgraving grote vervormingen optreden ter plaatse van de rivierwand tussen de grond en de damwand, kan het volgende probleem optreden:

- De interfaces kunnen de grote verplaatsingen tussen de grond en de damwand numeriek niet goed beschrijven. Dit leidt tot een te groot aantal *inaccurate interface points*, waardoor de berekening wordt afgebroken.

Dit is een numeriek probleem en heeft geen verband met fysisch bezwijken.

Dit probleem kan op de volgende wijze worden opgelost:

- Ontgraven totdat de berekening wordt afgebroken.
- Herstarten, waarbij de *tolerated global error* met een factor 2 á 3 (tot maximaal 0,10) wordt vergroot
- Wanneer de ontgraving is aangebracht, enkele plastische nulstappen met een *tolerated global error* van 0,01 uitvoeren. Pas hierbij per stap het maximum aantal iteraties toe.

Indien dit niet tot een goed resultaat leidt wordt geadviseerd contact op te nemen met deskundigen op het gebied van PLAXIS-berekeningen.

5.3.6 Bepaling MSF uit PLAXIS

In PLAXIS wordt de MSF (Multiplier of Safety Factor) bepaald met behulp van de methode van ϕ'/c' -reductie [11]. In deze methode is MSF gedefinieerd als de verhouding tot de in de grond aanwezige schuifsterkte en de schuifsterkte waarbij de constructie geotechnisch bezwijkt. Deze MSF, uitgezet tegen de verplaatsing, dient bij bezwijken van de constructie horizontaal te verlopen. Bij toenemende verplaatsingen blijft de MSF constant.

Voor nadere aanwijzingen betreffende de berekening van de vereiste MSF en het toetsen van de berekende MSF aan de vereiste stabiliteitsnorm, zie paragraaf 4.4.2.

5.3.7 Schematisering van de geometrie in opdrijfsituatie

Problemen door instabiliteit van het binnentalud moeten worden ondervangen door het modelleren van een afgeschoven profiel, dat op zich weer stabiel is. Probleem daarbij is dat eigenlijk geen goed toegankelijke berekeningsmodellen voorhanden zijn die de vorm van een evenwichtsprofiel na afschuiving goed kunnen bepalen. Alternatief is het handmatig herdefiniëren van het profiel na afschuiving. Hulpmiddel hierbij is het berekende vervormingspatroon nabij afschuiven. De afgeschoven grond dient in

beginsel binnenwaarts “neergelegd” te worden, het uitsluitend wegnemen van de grond is (mogelijk te) conservatief.

Op basis van met PLAXIS berekende vervormingspatronen wordt het profiel zodanig gemodelleerd dat de hoogte van het binnentalud direct voor de polderwand afneemt en de lengte van het binnentalud evenredig aan deze afname toeneemt. Daarmee blijft het totale gewicht van de grond gelijk. De waterspanning in de zandlaag (voor zover begrensd door de opdrijfpotentiaal) dient aan deze nieuwe situatie te worden aangepast.

Bij opdrijven dient gerekend te worden met het grenslaagkarakter op de scheiding tussen de watervoerende diepe zandlaag en het betrekkelijk ondoorlatende klei/veenpakket erboven. Dat wil zeggen dat in de zandlaag gerekend moet worden met een strook relatief kleine elementen om tot een goede modellering van oprijvende waterspanningen te komen en in de klei/veenlaag met een strook interface-elementen met gedraineerde eigenschappen om de effecten van indringen van waterspanning te modelleren.

Uiteraard moet in opdrijfsituaties altijd een specifieke modellering van de waterspanningen in de zandlaag plaatsvinden, gebaseerd op berekeningen van de lengte waarover opdrijven optreedt. Daarbij moet ook rekening gehouden worden met de geometrie van het binnentalud na eventueel afschuiven.

Bij een stabiliteitsbeschouwing onder opdrijfcondities moet op het grensvlak tussen de ongedraineerde grondlagen en het watervoerende pakket rekening worden gehouden met een grenslaag of indringingslaag met een dikte van 0,5 á 1,0m in het ongedraineerde pakket direct boven de watervoerende laag, welke gedraineerd reageert. Om deze grenslaag te modelleren kan op de overgang tussen het ongedraineerde pakket en de watervoerende laag een rij gedraineerd reagerende interface-elementen met eigenschappen (c' en ϕ') van het ongedraineerde pakket worden gemodelleerd. Bij een relatief dun ongedraineerd pakket kan het echter gewenst zijn om in plaats van een rij gedraineerd reagerende interface elementen een rij gewone elementen toe te passen. Dit omdat de effectieve diepte van het opdrijfvlak als gevolg van de dikte van de grenslaag hoger komt te liggen, waardoor met name bij langdurige hoogwaters de veiligheid tegen opdrijven zou kunnen worden onderschat.

Instabiliteit onder opdrijfcondities speelt zich binnendijs af. Wanneer opdrijfgevaar heerst, kan de schematisatie van het buitendijs gedeelte beperkt blijven. Er moet rekening mee gehouden worden dat de randvoorwaarden aan de buitendijs kant van het dwarsprofiel de berekening van het bezwijkvlak kunnen beïnvloeden, indien de afstand van de rand van de schematisatie tot het bezwijkvlak gering is. Geadviseerd wordt om de begrenzing van de elementen-mesh aan de buitentaludzijde voorbij de teen te leggen.

5.3.8 Modellering water(over)spanningen in opdrijfsituatie

In situaties met opdrijven dient in de draagkrachtige laag gerekend te worden met de grenspotentiaal voor opdrijven. De lengte waarover opdrijven plaatsvindt stelt zich op natuurlijke wijze in. Benaderende oplossingen voor het bepalen van deze lengte, onder stationaire omstandigheden, worden aangedragen in de TAW Leidraad Rivierdijken (deel 2) [49]. Het bepalen van theoretisch correcte oplossingen is een moeilijk probleem, dat vooralsnog alleen via een complexe numerieke methodiek kan worden aangepakt. Dit wordt nog complexer in het geval van afschuiving, waarna een nieuwe evenwichtssituatie ontstaat. Daarbij kan een nieuwe situatie met betrekking tot opdrijven ontstaan. Hoewel relevant voor het probleem, valt een studie van dit verschijnsel buiten de termen van het onderhavige rapport.

De mate waarin het klei/veenpakket omhoog komt door opdrijven is overigens zo gering (enkele millimeters) dat geen voorzieningen in de sfeer van geometrie-aanpassing hoeven te worden getroffen bij de stabiliteitsberekening.

5.4 Aandachtspunten modellering probabilistische methode

De aandachtspunten die geformuleerd zijn voor de semi-probabilistische aanpak met behulp van een EEM zijn ook van toepassing op de probabilistische aanpak met behulp van EEM.

Bij de probabilistische aanpak wordt naast de EEM-berekening nog gebruik gemaakt van de spreadsheetprogramma's ARBEID, UNDRAINE en SOMARBEID. Deze vormen de kern van de probabilistische aanpak (zie ook paragraaf 5.2.9 en appendix F t/m G).

Deze aandachtspunten hebben betrekking op de modellering van het stabiliteitsprobleem in PLAXIS (versie 6.31). Voor de probabilistische methode zijn verder nog de volgende punten te noemen:

- a. Bij het kiezen van kinematische elementen moet men er op bedacht zijn dat de stochastische karakterisering van de schuifsterkteparameters binnen één kinematische element geacht worden te zijn getrokken uit de kansverdelingsfunctie voor de grondlaag waarbinnen dit element ligt. Dit betekent dat zich binnen de kinematische elementen geen grondlaagscheidingen mogen bevinden. Bij verschillende kinematische elementen binnen één en dezelfde grondlaag wordt de onderlinge correlatie tussen schuifsterkteparameters van deze elementen automatisch correct meegenomen in het spreadsheet SOMARBEID; in die zin is er geen beperking om binnen één en dezelfde grondlaag meerdere kinematische elementen te kiezen.
- b. In de berekeningsmethodiek in het spreadsheet UNDRAINE wordt uitgegaan van normale kansverdelingsfuncties van de schuifsterkteparameters. Met name voor de cohesie in klei- en veenlagen kan dit problemen geven, wanneer de variatiecoëfficiënten groot zijn. Verder worden correlaties tussen de cohesie en de hoek van inwendige wrijving (beide parameters komen uit één en dezelfde proef) niet meegenomen. Een aanpassing van het spreadsheet UNDRAINE om deze problemen te ondervangen wordt wel overwogen, maar is ten tijde van het verschijnen van dit rapport nog niet gerealiseerd.
- c. De keuze van kinematische elementen is afhankelijk van persoonlijke interpretatie van het verplaatsingsincrementenveld dat door PLAXIS berekend wordt. Afhankelijk van het probleem zal dit veld en daardoor ook de keuze van de kinematische elementen meer of minder eenduidig zijn.
Arbitrariteit van de keuze van de kinematische elementen betreft voornamelijk de elementen onder de kistdam en in het passieve gebied. De keuze van grondelementen tussen de damwanden alsmede de keuze van de wrijvingselementen ligt zeer eenduidig voor de hand. Hooguit zou een sterk niet lineair verloop van het verplaatsingsveld aanleiding kunnen zijn voor een andere indeling van kinematische elementen. De invloed van de keuze van de kinematische elementen zal betrekkelijk gering zijn, zolang ervoor gezorgd wordt dat met de elementen het gebied (of de gebieden) met grote plastische rekken wordt meegenomen en binnen de elementen geen grote gradiëntverschillen van plastische rekken voorkomen. Een door GD uitgevoerde voorbeeldberekening [55] heeft aangetoond dat de berekende betrouwbaarheidsindex slechts in geringe mate afhankelijk is van de keuze van de kinematische elementen en de interpretatie van het verplaatsingsveld.
- d. Bij betrouwbaarheidsanalyses voor waterkeringen speelt de stochastiek van de buitenwaterstand een rol. Deze moet vooralsnog meegenomen worden op de wijze zoals verwoord in de ontwerpstappen in paragraaf 4.4.3 en de aanpak in Appendix

A. Deze werkwijze is nog niet hard geïmplementeerd in de berekeningsprogramma's. De crux van de opzet in paragraaf 4.4.3 zit in stap 2 (berekenen van F_v bij een lagere waterstand). Bij die stap moet er op toegezien worden dat de verandering van de water(over)spanningen in het grondmassief, als respons op verandering van de buitenwaterstand, niet al te abrupt is. In de berekeningsmethodiek wordt er feitelijk van uit gegaan dat de veranderingen van de water(over)spanningen in het grondmassief, als gevolg van de verandering van de buitenwaterstand, geleidelijk zijn en derhalve door slechts één stap goed gekarakteriseerd kunnen worden. Indien dit niet zo is moet een gecompliceerdere procedure worden gevolgd, waarbij numeriek over de kansdichtheidsverdelingsfunctie van de buitenwaterstand wordt geïntegreerd. Aanbevolen wordt om hiervoor deskundigen te raadplegen.

6 Parameters

In dit hoofdstuk wordt een opsomming gegeven van de voor het ontwerp en de toetsing benodigde parameters. De verschillende parameters worden nader toegelicht en waar mogelijk wordt verwezen naar reeds bestaande regelgeving.

6.1 Benodigde gegevens

Ten behoeve van het ontwerp en de toetsing van een kistdam of diepwand in de dijk zijn de volgende gegevens nodig:

- Kerende hoogte (MHW) inclusief eventuele onzekerheden, zoals zeespiegelrijzing of ontgronding door erosie of baggerwerkzaamheden
- Uitwendige belastingen zoals scheepsbelastingen, bovenbelasting, golfbelasting, ijsbelasting, en dergelijke
- Grondopbouw ter plaatse van de kistdam/diepwandconstructie
- Sterkteparameters van de grondlagen
- Gronddrukfactoren en de wandwrijvingshoeken voor de actieve en passieve situatie
- Grondwaterregiem (in de tijd)
- Constructieparameters
- Partiële materiaalfactoren
- Bouwfaseringen, inclusief te verwijderen en/of aan te brengen grond

Voor de toetsing van het ontwerp of reeds bestaande constructie in de dijk zijn naast de afmetingen (dijkprofiel) en genoemde gegevens nog de volgende specifieke gegevens nodig:

- afmetingen en plaats van de damwanden/diepwand;
- afmetingen, plaats en hart op hart afstand van de ankers (alleen voor een kistdam);
- afmetingen van de gordingen (alleen voor een kistdam).

6.2 Nadere uitwerking benodigde gegevens

6.2.1 Kerende hoogte

De bepaling van de kerende hoogte vloeit voort uit toetsing aan de faalmechanismen overloop en golfoverslag. De Leidraad Rivierdijken geeft hiervoor een tweetal berekeningsmethoden, namelijk de belastinggevallenmethode en de frequentiemethode (zie [49]). In de Leidraad Kunstwerken [45] wordt eveneens een eis geformuleerd waarmee de ontwerphoogte van het kunstwerk kan worden bepaald. Voor het ontwerp dient hierbij onder andere te worden uitgegaan van Maatgevend Hoogwater (MHW); dit is de ontwerpwaterstand behorende bij de, in de Wet op de Waterkering vastgestelde ontwerp frequentie (norm). Tevens dient informatie beschikbaar te zijn met betrekking tot de gemiddelde waterstand (GWS), de polderpeilen en de grondwaterstanden.

6.2.2 Belastingen

De belangrijkste belastingen op de constructie kunnen globaal in de volgende categorieën worden ingedeeld:

- Permanente belastingen
- Veranderlijke belastingen
- Bijzondere belastingen

In het vervolg van deze paragraaf zullen de afzonderlijke categorieën nader worden toegelicht.

Permanente belastingen

- Eigen gewicht

Voor de bepaling van het eigen gewicht zie NEN 6702 [36]

- Gronddruk

Zowel de eindsituatie als de bouwfasen dienen te worden beschouwd. Voor nadere gegevens en berekeningen wordt verwezen naar NEN 6740 [28].

- (Grond)waterdruk

Voor de ontwerpberekeningen dient men te beschikken over gegevens omtrent waterspanningen in het dijklichaam. De bepaling van de waterstanden en waterspanningen in stationaire en maatgevende omstandigheden dient te geschieden zoals beschreven in de leidraden voor het ontwerpen van rivierdijken en in de Handreiking constructief ontwerp. Voor lange termijneffecten zie NEN 6740 [28]. Voor snelle val zie Leidraad voor het ontwerpen van Rivierdijken [49].

Ook wordt verwezen naar het fenomeen “spleetvorming”, zie paragraaf 5.3.4 en naar appendix A.

Veranderlijke belastingen

- Rivierwaterstanden

In het benedenrivierengebied gelden maatgevende hoogwaterstanden die door Rijkswaterstaat worden bepaald voor een vastgestelde overschrijdingsfrequentie. De MHW's zijn overigens met inbegrip van 0,10 m zeespiegelrijzing te Hoek van Holland (zie ook hoofdstuk 7).

Op analoge wijze worden in de Leidraad Kunstwerken rekenwaarden gegeven voor de waterdrukken bij lage buitenwaterstanden.

- Grondwaterstanden

Indien er geen metingen beschikbaar zijn, geldt volgens NEN 6740 dat er voor constructies die grond met een lage doorlatendheid (klei) moeten keren, moet worden aangenomen dat de volle waterdruk tot bovenkant kleilaag aangrijpt, tenzij een betrouwbaar drainagesysteem wordt aangebracht dat gedurende de levensduur van de constructie controleerbaar effectief werkt. Dit komt overeen met de waterdruk bij spleetvorming, zie paragraaf 5.3.4.

Indien er wel metingen beschikbaar zijn moeten deze gegevens statistisch worden bewerkt. Ook voor de grondwaterstanden geldt dat de in rekening te brengen waarden met de eerder genoemde waarde van de zeespiegelrijzing dienen te worden verhoogd. Bijzonder aandacht dient te worden besteed aan een correcte modellering van:

- de indringing van de waterspanningsverhoging in de slappe lagen bij maatgevende omstandigheden;
- de bepaling van de lengte waarover volledig opdrijven van de slappe lagen plaatsvindt onder maatgevende omstandigheden.

(Zie ook paragraaf 6.2.4 en appendix A).

- Verkeersbelasting

In de Leidraad voor het ontwerpen van Rivierdijken wordt bij een weg op de kruin uitgegaan van een gelijkmatig verdeelde belasting met een rekenwaarde van 15 kN/m^2 (verkeersklasse 60) over een breedte van 2,50 m.

In de TAW Handreiking constructief ontwerp wordt uitgegaan van 13 kN/m^2 over een breedte van 2,50 m. Deze waarde geldt ook indien er geen weg op de kruin aanwezig is.

- Terreinbelastingen

De NEN 6700-serie geeft hiervoor geen waarden. Het Handboek Damwandconstructies geeft wel rekenwaarden. Is het terrein bestemd voor opslag dan moet volgens NEN 6702

[36] de rekenwaarde van de werkelijke belasting worden aangehouden. In de EAU [25] worden geen aanwijzingen gegeven.

- **Temperatuurbelastingen**

De belastingen tengevolge van temperatuurverschillen worden berekend volgens NEN 6702 en NEN 6788 [30].

- **Windbelastingen**

De berekening van de representatieve waarde van windbelasting door winddruk, windzuiging en over- en onderdruk vindt plaats volgens NEN 6702.

In de Leidraad Kunstwerken wordt voor kunstwerken op een dijk een grotere windbelasting in rekening gebracht dan volgens de genoemde NEN-norm.

- **Windgolven**

Voor de berekening van de staande golf voor de constructie staan formules in de Leidraad Kunstwerken. Deze komen overeen met de in het Handboek Damwandconstructies vermelde formules.

- **Scheepsgolven**

Voor de bepaling van scheepsgolven wordt verwezen naar de Leidraad Kunstwerken met de hierin opgenomen literatuurverwijzing.

- **Bolderkrachten**

Voor de bepaling van bolder-, tros- en afmeerkrachten zie de Leidraad Kunstwerken.

Bijzondere belastingen

- **Ijsbelasting**

In de NEN 6740 wordt de ijsbelasting wel genoemd doch worden geen rekenwaarden gegeven. Deze zijn wel te vinden in de Leidraad Kunstwerken en in het Handboek Damwandconstructies. Volgens NEN 6740 hoeven golf- en ijsbelasting niet gelijktijdig in rekening te worden gebracht.

- **Aanvaringen**

De NEN 6700-serie geeft hierover geen informatie. Voor de bepaling van de grootte van de belasting door aanvaring zie WL-rapport Aanvaarrisico's voor Sluisdeuren (alleen geldig voor keermiddelen). Het Handboek Damwandconstructies geeft wel waarden.

- **Aardbevingen**

In de NEN 6700-serie worden met name voor gebouwen rekenregels gegeven voor belastingen als gevolg van aardbevingen. In Nederland worden waterkerende kunstwerken in de regel niet ontworpen op deze belastingen, zodat ook in dit rapport dit uitgangspunt wordt gehanteerd.

Belastingcombinaties

Bij de berekening van de sterkte en de stabiliteit moet de rekenwaarde van de belasting worden toegepast. Bij de meeste grenstoestanden is hierbij sprake van een combinatie van belastingen. Als er sprake is van onafhankelijke belastingbronnen dient rekening te worden gehouden met de mogelijkheid dat sommige belastingen ongunstig en andere gunstig kunnen werken.

Bij het in rekening brengen van belastingcombinaties is het uitgangspunt dat niet gelijktijdig, van beide belastingen de ongunstigste waarde moet worden genomen. In de regel wordt hierbij van één belastingbron de ongunstigste waarde aangehouden (dominante belasting) en van de andere belasting de zogenoemde combinatiewaarde. Voor rekenwaarden en herhalingstijden zie de Leidraad Kunstwerken [45].

6.2.3 Grondparameters

Benodigde gegevens

Voor de stabiliteitsberekening wordt gebruik gemaakt van een lineair elastisch-ideaal plastisch Mohr-Coulomb model om het gedrag van de grond te beschrijven. Hierbij wordt voor de eindige-elementenberekening (en deels ook voor de klassieke berekeningen) gebruik gemaakt van de volgende grondeigenschappen:

γ_d/γ	= volumiek gewicht in droge/natuurlijke toestand [kN/m ³]
c'	= cohesie [kPa]
ϕ'	= hoek van inwendige wrijving [°]
ψ	= dilatantiehoek [°]
K_0	= horizontale spanningsindex [-]
ν	= dwarscontractcoëfficiënt [-]
E	= elasticiteitsmodulus [kPa]
G	= glijdingsmodulus [kPa]

In het genoemde gedragsmodel zijn de grondeigenschappen constant en onafhankelijk van de effectieve spanning. Dit houdt in dat de grondeigenschappen bij voorkeur bepaald dienen te worden bij een effectief spanningsniveau dat zo goed mogelijk overeenkomt met de werkelijke situatie.

De volumieke gewichten in droge en natte toestand kunnen worden bepaald aan de hand van een ongeroerd monster.

De cohesie en de hoek van inwendige wrijving kunnen worden bepaald met een triaxiaalproef, uitgevoerd op een ongeroerd monster. De spanningsonafhankelijke (= constante) waarde voor de effectieve cohesie en de effectieve hoek van inwendige wrijving dienen bij voorkeur vastgesteld te worden voor het werkelijk optredend spanningsniveau.

Als waarde voor de dilatantiehoek kan 0° worden aangehouden voor alle cohesieve grondsoorten. Voor zand kan voor de dilatantiehoek van de desbetreffende zandlaag een waarde gelijk aan de effectieve hoek van inwendige wrijving minus 30°, met een minimum van 0° worden aangehouden.

Doorgaans wordt ook voor zand een dilatantiehoek van 0° aangehouden. Indien CD-triaxiaalproeven op zand voorhanden zijn kan uit de resultaten van deze proeven de dilatantiehoek worden afgeleid.

Voor de horizontale spanningsindex wordt aangehouden: $K_0 = 1 - \sin \phi'$ waarbij K_0 dient te worden bepaald op basis van de gemiddelde waarde van de wrijvingshoek.

Voor de dwarscontractcoëfficiënt wordt aangehouden: $\nu = K_0 / (1 + K_0)$. De waarde varieert voor grond tussen 0,25 en 0,33.

De elasticiteitsmodulus en de glijdingsmodulus kunnen op verschillende wijzen bepaald worden:

- Wanneer geen informatie beschikbaar is kan de elasticiteitsmodulus worden gehaald uit tabel 1 van NEN 6740 en tabel 3.8 uit het handboek "Damwandconstructies" [19].
- Wanneer een sondering beschikbaar is kan de elasticiteitsmodulus worden bepaald via correlatie uit de conusweerstand (zie onder andere [8]).
- Wanneer samendrukkingsproeven, simple shearproeven of triaxiaalproeven beschikbaar zijn: kies de waarde die bepaald is bij het spanningsniveau en spanningstoestand en rekken, zoals die in delen van het grondmassief rond de kistdam of diepwand voorkomen.

Indien de elasticiteitsmodulus of de glijdingsmodulus bekend is, kan de ander bepaald worden volgens $G = E/(2 \cdot (1 + \nu))$.

Opmerkingen bepaling elasticiteitsmodulus (E) en glijdingsmodulus (G)

In tabel 1 uit NEN 6740 worden per grondsoort en volumegewicht in natuurlijke toestand (γ_{nat}) waarden voor de elasticiteitsmodulus gegeven die genormeerd zijn op een isotrope effectieve normaalspanning van 100 kPa. De elasticiteitsmodulus die ingevoerd wordt in de eindige-elementenberekening wordt bepaald bij het gemiddelde van de oorspronkelijke en de uiteindelijke effectieve normaalspanning.

De correlatie tussen conusweerstand en elasticiteitsmodulus staat beschreven in [18], appendix A3.3.

De elasticiteitsmodulus die afgeleid kan worden uit samendrukkingsproeven heeft voornamelijk betrekking op het plastisch gedrag van de grond in tegenstelling tot het in de rekenmethode gehanteerde model. Met elasticiteitsmoduli die aldus bepaald worden dient de grootste voorzichtigheid in acht te worden genomen.

Karakteristieke waarden

Voor de klassieke en deterministische berekeningen worden de rekenwaarden van de parameters gebruikt. De rekenwaarden voor sterkteparameters c' en ϕ' kunnen worden bepaald door uit een proevenverzameling de karakteristieke waarden te delen door de bijbehorende materiaalfactor γ_m volgens $f_d = f_{\text{kar}} / \gamma_m$. Voor de bepaling van de karakteristieke waarden worden in Leidraad Rivierdijken deel 1 en deel 2 verschillende methoden gegeven.

De methode die in Leidraad 2 beschreven staat is een meer nauwkeurige wijze van parameterbepaling daar de karakteristieke gemiddelde schuifsterkte lokaal over een glijvlak wordt berekend door middel van een spreidingsreductiefactor (die uitmiddeling van spreiding langs een vlak representeert). Derhalve wordt aanbevolen de in Leidraad Rivierdijken (deel 2) [49] geschetste werkwijze te volgen.

Materiaalfactoren, specifiek voor kistdammen en diepwanden zijn gegeven in hoofdstuk 4 van dit rapport.

Geotechnische grondbeschrijving

Het doel van geotechnische grondbeschrijving is het tweedimensionaal weergeven van de ondergrond in een tweedimensionaal beeld langs een lijn.

De vervaardiging van een geotechnisch profiel bestaat uit vier fasen. Fase één bestaat uit een inventarisatie van de geologische gegevens van het gebied, waarvoor het profiel vervaardigd moet worden. Deze gegevens bestaan uit grondwaterkaarten, topografische, bodemkundige, historische en geologische kaarten (indien aanwezig) en literatuur over de geologie van het gebied.

Fase twee bestaat uit het interpreteren van de aanwezige grondgegevens (bijvoorbeeld boringen, sonderingen en geofysische metingen). Elke meting wordt geïnterpreteerd naar lithologische laagindeling. Bij boringen geschiedt dit op basis van grondbeschrijvingen, bij sonderingen op basis van conusweerstand, plaatselijke wrijving en wrijvingsgetal. Geofysische metingen worden geïnterpreteerd op basis van de fysische eigenschappen van de lithologie.

Tijdens fase drie worden de verschillende lithologieën die uit de grondgegevens geïnterpreteerd zijn met elkaar verbonden. Dit gebeurt op basis van kennis van de geologische geschiedenis en van de processen die op de lokatie gespeeld hebben. De geologische geschiedenis en de afgespeelde processen bepalen welke lagen erosief (discordant) of sedimentair (concordant) zijn. Aan elke laag, die op basis van de lithologie is onderscheiden, wordt een relatieve ouderdom gegeven (stratigrafie). Deze ouderdomsbepaling gebeurt op basis van de geologische literatuur en enkele geologische stelregels.

In fase vier worden de interpretaties van de afzonderlijke grondgegevens en het model van de ondergrond gecontroleerd en wordt het model uitgetekend.

Het resultaat van geotechnische grondbeschrijving is een twee-dimensionaal getekend model van de ondergrond, waarin verschillende lithostratigrafische lagen zijn te herkennen met een vaste (van te voren vastgestelde) horizontale en verticale schaal.

Hoeveelheid grondonderzoek

Over de hoeveelheid grondonderzoek die nodig is om een voldoende nauwkeurig geotechnisch profiel te vervaardigen, wordt zowel in de Leidraad Rivierdijken als in de NEN 6700 [35] slechts in globale zin uitspraak gedaan.

In [37] wordt een eerste opzet gegeven van een richtlijn ‘optimaal grondonderzoek’ voor lijninfrastructuur, met name waterkeringen. Deze richtlijn beoogt de criteria en overwegingen aan te reiken die in een concreet project een rol spelen bij het vaststellen van het optimale grondonderzoek. Het optimale grondonderzoek wordt in dit verband gedefinieerd als het grondonderzoek dat gegeven de geldende randvoorwaarden en gestelde eisen, juist voldoende is om de (kosten)optimale ontwerpvariant te kunnen vaststellen. In de loop van een project is er sprake van steeds verder gaande detaillering van het ontwerp. In het algemeen is er daarmee ook steeds gedetailleerder informatie van de ondergrond benodigd om ontwerpvarianten te kunnen aanscherpen. Het optimale grondonderzoek kan daardoor per projectfase verschillen.

De opzet en omvang van het ‘optimale grondonderzoek’ is daarmee afhankelijk van tal van factoren: de aan de te realiseren constructie gestelde betrouwbaarheidseis en overige randvoorwaarden en eisen, de projectfase en het in deze fase op te lossen optimalisatievraagstuk, de variabiliteit van de ondergrond, etc. Het is derhalve niet mogelijk om generieke regels te ontwikkelen voor de opzet en omvang van grondonderzoek. Wel is een methode gegeven, waarmee in een specifiek geval kan worden afgewogen of een bepaald grondonderzoek kan worden geaccepteerd dan wel moet worden uitgebreid. Deze methode is toegespitst op de basisopzet van het ondergrondmodel: een beschrijving van de ondergrond (inclusief het bestaande dijklichaam) in termen van de laagopbouw, bodemlaagtypen en van de systeemkenmerken met betrekking tot water(over)spanningen. Aan de hand van de basisopzet en een eerste globaal voorontwerp van de te realiseren constructie dient te worden bepaald welke mechanismen een rol kunnen spelen en waarvoor dus aanvullend detailonderzoek nodig kan zijn en/of welke mechanismen kunnen worden uitgesloten.

Merk op dat het gebruik van geostatistiek alleen betrekking heeft op de continue stochastische variabelen, zoals variaties in laagdikten of laageigenschappen. Geostatistiek kan niet worden gebruikt voor het doen van uitspraken over de met het beschikbare onderzoek mogelijk niet onderkende afwijkingen in het ondergrondmodel (laagonderbrekingen, geulen etc.).

Ter bepaling van de gedachten worden hier de resultaten van een verkennende studie aangehaald naar de nauwkeurigheid in de interpolatie van de positie van een laagscheiding tussen twee sonderingen.

Stel dat de diepteligging van een bepaalde laagscheiding is vastgesteld in twee naburige sonderingen. De verwachte gemiddelde diepteligging van de laagscheiding tussen de sonderingen wordt door interpolatie gevonden. Indien de afstand tussen de sonderingen 200m bedraagt, kan worden berekend dat het 80% betrouwbaarheidsinterval van de geïnterpoleerde diepteligging in de orde is van 1,8m aan weerszijde van de verwachte gemiddelde ligging. Indien de afstand tussen de sonderingen 100m bedraagt, is het betrouwbaarheidsinterval in de orde van 0,6m rondom de gemiddelde ligging.

De onzekerheid in de diepteligging van een bepaalde laagscheiding laat zich vertalen in een extra onzekerheid in de veiligheid van de constructie. Over de mate waarin de onzekerheid in de grondopbouw doorwerkt in de berekende veiligheid kan geen algemene uitspraak worden gedaan, omdat deze afhangt van onder andere de lokale

situatie en de berekeningsmethode. In de Methode Bakker is deze onzekerheid wel verdisconteerd. Vereist is echter nu dat de standaardafwijking klein (ca. 10 à 20 %) is ten opzichte van de laagdikte.

6.2.4 Grondwaterregiem/Waterspanningen

In de situatie vóór optreden van de oprijfcondities en in situaties waarin oprijven geen rol speelt, wordt gerekend met een freatisch vlak en een stijghoogte in de draagkrachtige laag die overeenkomen met de gemiddelde waterstand (GWS); in de situatie bij oprijfcondities wordt gerekend met een freatisch vlak en een stijghoogte in de draagkrachtige laag behorende bij maatgevend hoogwater (MHW).

Meestal zijn het freatisch vlak en de stijghoogte in de draagkrachtige laag niet identiek, zodat sprake is van een niet-hydrostatisch waterspanningsverloop in het pakket slappe lagen. Het verloop van de waterspanningen over de diepte tussen het freatisch vlak en de stijghoogte in de draagkrachtige laag wordt lineair verondersteld, tenzij waterspanningsmetingen anders aantonen of de aanwezigheid van drainerende tussenlagen aanleiding geven tot een ander verloop.

Het verschil in stijghoogte in de draagkrachtige laag tussen de situatie bij gemiddelde waterstand (GWS) en maatgevend hoogwater (MHW) wordt verdisconteerd in de onderste 0,5 à 1,0m van het pakket slappe lagen (grenslaag). In de situatie vóór het optreden van oprijfcondities wordt aangenomen dat het waterspanningsverloop in de grenslaag lineair is tussen de freatische lijn en de stijghoogte in de draagkrachtige laag.

Na optreden van oprijfcondities wordt in de grenslaag een lineair verloop van de waterspanningen aangenomen, waarbij de waterspanning verloopt van de stijghoogte in de draagkrachtige laag vóór het optreden van oprijfcondities aan de bovenzijde van de grenslaag naar de stijghoogte in de draagkrachtige laag na het optreden van oprijfcondities aan de onderzijde van de grenslaag.

Bij een niet-hydrostatisch verloop van de waterspanningen ten opzichte van het freatisch niveau dient ernaar te worden gestreefd dat de waterspanningen in het eindige-elementenmodel zoveel mogelijk overeenkomen met het veronderstelde niet-hydrostatische verloop.

In de grenslaag dienen de waterspanningen in een situatie na optreden van oprijfcondities zodanig te worden ingevoerd dat in de integratiepunten direct boven de scheiding van het pakket slappe lagen met de draagkrachtige laag de werkelijk optredende opdrukveiligheid wordt verkregen.

6.2.5 Constructieparameters

Uit de ontwerpberekeningen volgt de krachtsverdeling in de verschillende constructieonderdelen. Dit betreft buigende momenten in de damwanden en gordingen respectievelijk diepwand, dwarskrachten en ankerkrachten.

Uit de krachtsverdeling kunnen de verschillende constructieonderdelen worden gedimensioneerd voor wat betreft sterkte en stijfheid.

Kistdam

Voor de dimensionering en/of toetsing van de kistdamconstructie zijn per onderdeel (damwanden, ankers, gordingen), afhankelijk van de toegepaste berekeningsstrategie de volgende gegevens benodigd:

(hieronder worden alleen de belangrijkste parameters genoemd)

Klassieke en deterministische berekeningsstrategie

$M_{d,dam}$	Rekenwaarde van het buigend moment (damwanden en gording)
$F_{d,ank}$	Rekenwaarde van de trekkracht in het anker
E	Elasticiteitsmodulus
f_y	Breuksterkte of vloeigrens van het staal (gemiddelde waarde of karakteristieke waarde)
I	Traagheidsmoment (damwanden en gording)
W	Weerstandsmoment (damwanden en gording)
A	Ankerdoorsnede

Hierin volgen $M_{d,dam}$ en $F_{d,ank}$ uit de bepaling van de krachtsverdeling in de constructie en zijn I , W en A het resultaat van de dimensionering. Daarnaast zijn partiële materiaalfactoren voor de breuksterkte en/of vloeigrens nodig (afhankelijk van het vereiste betrouwbaarheidsniveau).

Probabilistische berekeningsstrategie

Deels in aanvulling op- en deels in wijziging van de bovengenoemde parameters zijn in de probabilistische berekeningsstrategie tevens de volgende parameters benodigd:

$\mu(f_y)$	Gemiddelde waarde van de breuksterkte of vloeigrens
$\sigma(f_y)$	Standaardafwijking van de breuksterkte of vloeigrens
β_i	($i = g, d, a$) vereist betrouwbaarheidsniveau voor respectievelijk geotechnisch bezwijken (g), damwandbreuk (d) en ankerbreuk (a)
$M_{dam,c}$	Buigend moment bij grondmechanisch bezwijken of na Φ/C reductie tot de vereiste veiligheidsfactor (damwand en gording)
$F_{ank,c}$	Trekkracht in het anker bij grondmechanisch bezwijken of na Φ/C reductie tot de vereiste veiligheidsfactor

Overige gegevens met betrekking tot de dimensionering en toetsing van damwanden, gordingen en ankers staan vermeld in [19] en NEN 6771, Staalconstructies TGB 1990.

Diepwand

Voor de dimensionering en/of toetsing van de diepwand zijn afhankelijk van de toegepaste berekeningsstrategie de volgende gegevens benodigd (hieronder worden alleen de belangrijkste parameters genoemd):

Klassieke en deterministische berekeningsstrategie

M_d	Rekenwaarde van het buigend moment in de betonddoorsnede
E'_b	Elasticiteitsmodulus van beton
E_s	Elasticiteitsmodulus van betonstaal
f'_b	Rekenwaarde van de druksterkte van het beton
f_s	Rekenwaarde van de treksterkte van het betonstaal
d	Nuttige hoogte van de betonddoorsnede
I	Traagheidsmoment van de betonddoorsnede
A_b	Oppervlakte van de betonddoorsnede
A_s	Oppervlakte van de doorsnede van het betonstaal

Hierin volgt M_d uit de bepaling van de krachtsverdeling in de diepwand en zijn d , I , A_b en A_s het resultaat van de dimensionering.

Daarnaast zijn partiële materiaalfactoren voor de breuksterkte en/of vloeigrens nodig (afhankelijk van het vereiste betrouwbaarheidsniveau):

Probabilistische berekeningsstrategie

Deels in aanvulling op- en deels in wijziging van de bovengenoemde parameters zijn in de probabilistische berekeningsstrategie tevens de volgende parameters benodigd:

$\mu(f_s)$	Gemiddelde waarde van de vloeigrens van het betonstaal
$\sigma(f_s)$	Standaardafwijking van de vloeigrens van het betonstaal
β_i	($i = g, d$) vereist betrouwbaarheidsniveau voor respectievelijk geotechnisch

bezwijken (g), en bezwijken diepwand (d)
 $M_{d,c}$ Buigend moment in de diepwand bij grondmechanisch bezwijken of na Φ/C
 reductie tot de vereiste veiligheidsfactor

Overige gegevens met betrekking tot ontwerp, dimensionering en toetsing van beton-constructies staan vermeld in NEN 6720, TGB-Voorschriften Beton en [34].

7 Overige randvoorwaarden voor het ontwerp

Binnen de grenzen van wat onder andere technisch en economisch haalbaar is, zal een keuze voor de constructie moeten worden gemaakt. In dit hoofdstuk wordt aangegeven welke (naast de in de eerdere hoofdstukken gegeven) aspecten van invloed kunnen zijn op de keuze en het ontwerp van een kistdam- of diepwandconstructie.

7.1 Planologie en geografie

Een bestaande dijk heeft doorgaans een min of meer slingerend tracé met bebouwing en begroeiing aan polder- en/of rivierzijde. Ook ligt op de dijk bijna altijd een 2-strooks rijweg.

Indien de dijkversterking moet worden uitgevoerd zonder de bestaande situatie met betrekking tot de omgeving te wijzigen (dus zonder de bebouwing op en naast de dijk te amoveren), dient de kistdam of diepwand te worden ingepast in de aanwezige ruimte. Dit houdt in dat de werkruimte voor het installeren van de wanden gering is, terwijl daarvoor juist veelal groot materieel vereist is (zie hoofdstuk 10, Uitvoering).



Bij de plaatsing van een kistdam moeten er twee damwanden worden geplaatst, waarbij de onderlinge afstand vanwege de constructieve eisen al in grote lijnen vastligt. De inpassing van de kistdam in het dwarsprofiel is hierdoor (tevens als gevolg van de al eerder genoemde beperkte ruimte) zo mogelijk nog gecompliceerder dan bij een enkele diepwand.

Geconcludeerd kan worden dat de randvoorwaarden waarbinnen de constructie moet worden ontworpen ten dele tegenstrijdig zijn. Hierover kan het volgende worden opgemerkt:

- Ruimtebeslag bouwterrein

Voor materieel en materiaal is een werkterrein met een strookbreedte van circa 10m

benodigd indien er geen belendende bebouwing is. Is dat wel het geval, dan dient de vrije ruimte tussen de gevels ten minste circa 12m te bedragen. De precieze maten zijn afhankelijk van het in te zetten materieel en de uitvoeringswijze. Is de beschikbare ruimte kleiner dan 10 à 12m, dan zal de inzet van speciaal ontwikkelde machines noodzakelijk kunnen zijn. De bovengenoemde maten gelden zowel voor aanleg van een kistdam als voor een diepwand.

- Afstand tot bestaande bebouwing

Om een ongunstige invloed op de bestaande bebouwing te voorkomen/beperken dient de wand (kistdam of diepwand) op een zo groot mogelijke afstand van de bestaande bebouwing te worden gesitueerd. Als minimum afstand tussen wand en bestaande bebouwing wordt wel circa 2m gehanteerd (dagmaat). Dit is een praktische maat, rekening houdend met de benodigde ruimte voor het materieel en hulpconstructies (bijvoorbeeld geleidewand bij diepwand) en voor het leggen van kabels en leidingen.

Om de nadelige invloed op de bebouwing bij een dergelijk kleine afstand te beperken, dienen eisen gesteld te worden aan de uitvoering, bijvoorbeeld damwanden indrukken in plaats van intrillen en bij diepwanden de sleuflengte beperken (zie hoofdstuk 10, Uitvoering). In bepaalde situaties, bijvoorbeeld bij gevoelige bebouwing, kan een grotere afstand vereist zijn. Bij damwanden is met name sprake van beïnvloeding door trillingen en geluid, bij diepwanden door het graven van de sleuf.

- Situering kistdam

De damwanden van een kistdam kunnen het beste gesitueerd worden aan weerszijden van de weg over de dijk. In verband met de beschikbare breedte worden de damwanden dan doorgaans geplaatst nabij de binnen- en buitenkruin van de dijk. In verband met de verkeersfunctie dient rekening te worden gehouden met de ter plaatse geldende minimale wegbreedte. Als een weg de kistdam kruist, zal na verloop van tijd door zetting de wand zich in het wegdek kunnen aftekenen. Van belang hierbij zijn mogelijke zettingen en zettingsverschillen tussen de wand(en) en de naastgelegen grond, zie ook paragraaf 7.4.

- Situering diepwand

Het verdient de voorkeur een diepwand aan de rand van het wegdek te situeren. Omdat een diepwand vrijwel altijd moet worden ingeklemd in de draagkrachtige laag (uitkragende ligger) zal deze vrijwel geen zakking ondergaan. Uit oogpunt van zetting en zettingsverschillen is het daarom ongewenst de diepwand onder de weg te plaatsen.



Mede gezien de uitvoering en de benodigde werkbreedte, houdt dit in dat de diepwand ofwel nabij de binnenkruin ofwel nabij de buitenkruin van de dijk wordt geplaatst. De keuze is sterk afhankelijk van het op te lossen probleem (bv. bij macrostabiliteitsproblemen aan het binnentalud, situering van de diepwand in de binnenkruin; zie paragraaf 3.4) en de lokale omstandigheden. Algemene regels zijn niet te geven. Bij een plaatsing nabij de buitenkruin kan soms evenwel volstaan worden met een lichtere wand omdat dan waarschijnlijk niet gerekend hoeft te worden met een volledig weggeërodeerd binnentalud.

- Kabels en leidingen nabij de kruin van de dijk

Indien bebouwing op de dijk voorkomt, zullen vrijwel altijd leidingen en kabels in en nabij de dijk aanwezig zijn die invloed kunnen hebben op de uitvoering van de diepwand of kistdam.

Een ander aspect waar, bij de aanwezigheid van kabels en leidingen rekening mee moet worden gehouden is dat na het dichten van de sleuf t.b.v. de kabels en leidingen de lokale grondeigenschappen veranderd zijn. Bovendien bestaat de mogelijkheid dat langs leidingen die in het voor- of achterland een slecht doorlatende laag doorsnijden, piping kan worden geïnduceerd. Dat geldt met name waar de leidingen aansluiten op gebouwen en zettingsverschillen kunnen ontstaan. Verwezen wordt hierbij naar Handreiking constructief ontwerp [47], NEN 3650 [31], NEN 3651 [32] en NPR 3659 [33].

In het ontwerp moet voldoende ruimte opgenomen zijn om kabels en leidingen te kunnen aanleggen, ophalen en vervangen. De benodigde breedte is circa 2m. In principe worden alle kabels en leidingen omgelegd naar de zone naast de kistdam respectievelijk naast de diepwand. Bij zowel binnen- als buitendijkse bebouwing dienen 2 gescheiden stelsels van kabels en leidingen te worden aangelegd. Doorvoer van kabels en leidingen in dwarsrichting door de kistdam of diepwand is in principe ongewenst in verband met de waterkerende functie. Is een dergelijke doorvoer desalniettemin noodzakelijk, dan moet een waterdichte afsluiting worden gerealiseerd bijvoorbeeld met een rubbermanchet.

Naast een diepwand kan het aanleggen van een goot een oplossing zijn voor kabels en leidingen, door deze te combineren met de geleidewand die nodig is voor het aanbrengen van de diepwand. De geleidewand aan die zijde van de diepwand wordt dan niet, zoals gebruikelijk, achteraf verwijderd.

Voor algemene aspecten met betrekking tot kabels en leidingen wordt verwezen naar [47].

- Toekomstige dijkverhogingen

Voor een constructief element als een kistdam of diepwand wordt een levensduur van 100 jaar aangehouden. In verband hiermee dienen ook de mogelijke toekomstige dijkverhogingen in beschouwing te worden genomen. Om bestuurstechnische redenen kan het gewenst zijn de dijktafelhoogte te baseren op een periode van bijvoorbeeld 50 jaar en dan, halverwege de levensduur, de dijktafel te verhogen. Bij dimensionering op diepte en sterkte wordt hierbij uiteraard al wél uitgegaan van toekomstig MHW en dijktafelhoogte, alleen de hoogte wordt nog niet gerealiseerd. Als een ophoging op de dijk onder taluds niet mogelijk is, dient de kistdam of diepwand te worden verhoogd (zie hoofdstuk 9, Nadere detaillering).

Uiteraard dient de constructie te worden gedimensioneerd op alle mogelijke belastinggevallen, dat wil zeggen:

- de toestand direct na aanbrengen van de constructie;
- de toestand ten tijde van de geplande ophoging (bijvoorbeeld na 50 jaar);
- de toestand aan het eind van de geplande levensduur.

7.2 Hydraulische randvoorwaarden

Naast de in paragraaf 6.2.4 genoemde hydraulische randvoorwaarden wordt het volgende opgemerkt:

- Golfoverslag en erosie binnentalud

In principe wordt ervan uitgegaan dat in de uiterste grenstoestand erosie van het binnentalud optreedt bij een overslagdebiet van 10 l/m/s. Erosie van het binnentalud in combinatie met opdrijven van het achterland blijkt te leiden tot zeer zware, oneconomische constructies. Indien opdrijven optreedt, is het daarom aan te bevelen het toegestane overslagdebiet te verlagen tot 1 l/m/s waardoor mag worden verondersteld dat het binnentalud niet erodeert. Verlaging van het overslagdebiet kan inhouden dat de dijktafelhoogte moet worden verhoogd hetgeen ook leidt tot een duurdere constructie. Toch kan deze laatste methode aantrekkelijker zijn dan de eerste.

- Toekomstige MHW-standen

Bij het ontwerp van kistdammen en diepwanden wordt een levensduur van 100 jaar gehanteerd. Bij de bepaling van de dijktafelhoogte wordt dan, conform de leidraden voor het ontwerpen van rivierdijken, rekening gehouden met 0,20m relatieve zeespiegelrijzing (gecombineerd effect van zeespiegelrijzing en NAP-daling). Daar in de hydraulische randvoorwaarden reeds 0,10m is verwerkt moet expliciet nog 0,10m lokaal in rekening worden gebracht.

Uit recente studies is gebleken dat voor de zeespiegelrijzing rekening worden gehouden met een waarde van 0,35 tot 0,85m per eeuw, met 0,60m als meest waarschijnlijke waarde [39]. In het advies van de Commissie Waterbeheer 21^e eeuw wordt voor het jaar 2100 zelfs een maximale schatting van 1,10 m genoemd. Conform het huidige beleid wordt dit niet in de dijktafelhoogte/aanleghoogte verwerkt.

Bij de dimensionering dient wel rekening te worden gehouden met de toekomstige ontwikkelingen; immers de constructie moet bij een volgende dijkversterking (planperiode van 50 jaar) nog inpasbaar zijn middels het ophogen van de wand. De latente reserve in de sterkte dient te worden gebaseerd op de verwachte toekomstige verhoging van MHW. Hierin kunnen een of meer van de volgende effecten in worden verdisconteerd:

1. extra zeespiegelrijzing;
2. hogere rivierafvoer;
3. morfologische ontwikkelingen.

Bij het ontwerp dient tevens te worden geverifieerd welk tijdstip maatgevend is (t_{50} of t_{100}). Daar er geen officieel beleid is vastgesteld aangaande deze problematiek is het van belang dat over de aan te houden MHW en dijktafelhoogte overeenstemming is tussen direct betrokken partijen (Waterschap, toezichthouders en subsidiënt).

Opmerking: Bij het ontwerp van de kistdam en diepwand voor Hardinxveld-Giesendam is gerekend met 0,70m voor 100 jaar.

7.3 Randvoorwaarden voor het ontwerp voortvloeiend uit de uitvoering

In het ontwerp dient rekening te worden gehouden met de volgende uitvoeringsaspecten:

- ruimtebeslag bouwterrein (materiaal en materieel)
- uitvoeringstijd en fasering (geen bouwwerkzaamheden in wintermaanden)
- bereikbaarheid bouwterrein
- invloed uitvoering op omgeving (trillingen, geluid, stabiliteit ontgraving, stabiliteit diepwandsleuf, afvoer grond diepwandsleuf)
- hinder voor omwonenden (onder andere bereikbaarheid, uitzicht)

In hoofdstuk 10 wordt hier nader op ingegaan.

Daarnaast dienen bij het ontwerp de volgende uitvoeringsaspecten te worden beschouwd:

- Bijzondere belastingen tijdens de uitvoering

Bouwmaterieel en opslag van materiaal kunnen leiden tot ongunstige situaties voor de bestaande situatie.

- Betonkwaliteit diepwand

Een sterkte van B35 na 28 dagen is haalbaar gebleken indien met zorg wordt gewerkt. Een minimale sterkte van B25 kan als normale eis zonder veel moeite worden verwezenlijkt.

Dientengevolge worden diepwanden doorgaans ontworpen uitgaande van een betonkwaliteit B25.

- Dikte diepwand

De dikte van de diepwand dient te worden gelijkgesteld aan de breedte van de graafapparatuur van diepwandsleuven. Gangbare maten hiervan zijn 0,4/0,5/0,6/0,8/1,0/1,2/1,5 en 2,0m. Voor de dimensionering van de betondoorsnede wordt van bovenstaande maten uitgegaan (d_n) hoewel de werkelijke breedte van de sleuf, en dus ook de uiteindelijke dikte van de wand, iets groter kan zijn (d_a zie [24]).

- Wapeningskorf diepwand

Aan de wapeningskorf worden bij een diepwand speciale eisen gesteld wat betreft de doorstromingsopeningen bij het storten van de beton. Deze eisen hebben ook gevolgen voor de diameter van het wapeningsstaal. In hoofdstuk 10 wordt hier nader op ingegaan.

- Waterdichtheid kistdam

Voor damwanden in dijken is, bij normale uitvoering (niet uit het slot lopen van de planken), de waterdichtheid van de sloten voldoende verzekerd. In een grondkerende situatie worden de damwanden over het algemeen dichtgedrukt na de initiële zetting door gronddruk. Door aanslibbing en corrosie zal de waterdichtheid nog geleidelijk toenemen. De waterdichtheid is eventueel extra te verzekeren door:

- aanbrengen kleischerm of kleikist aan binnenzijde van de buitenste damwand (ontwerpaspect)
- aanbrengen van afdichtende pasta in de sloten al of niet in combinatie met een afdichtingsplaat (uitvoeringsaspect)
- cement/bentonietkolommen aanbrengen ter plaatse van de damwandsloten tot in de ondoorlatende lagen beneden de dijk voordat de damplanken worden geïnstalleerd (uitvoeringsaspect).

- **Situering diepwand**

De waterdichtheid van een diepwand is doorgaans voldoende (zie hoofdstuk 9). Bij de keuze van de lokatie van de wand kan de invloed van het verloop van de freatische lijn in de dijk op de stabiliteit een rol spelen, zie paragraaf 3.4. Bij plaatsing aan de buitenzijde van de dijk heeft de diepwand een belangrijke functie in de waterdichtheid van de dijk. Bij voldoende waterdichtheid van het dijklichaam kan plaatsing aan de binnenzijde van de dijk worden overwogen.

7.4 Aspecten van beheer en onderhoud, van invloed op het ontwerp

Specifieke aspecten van beheer en onderhoud van kistdammen en diepwanden komen aan de orde in hoofdstuk 11 van dit rapport. Voor een algemene beschrijving van beheers- en onderhoudsaspecten bij grondconstructies wordt onder andere verwezen naar hoofdstuk 9 van CUR-publicatie 162 “Construeren met grond” [18]. Hierna volgend is een korte samenvatting gegeven.

- **Ontwerptypen en onderhoudsplan**

Er wordt onderscheid gemaakt in een onderhoudsarm en een onderhoudsintensief ontwerp. Bij een onderhoudsarm ontwerp wordt in principe alleen aan het eind van de geplande levensduur groot onderhoud uitgevoerd om het kwaliteitsniveau, dat geleidelijk achteruit is gegaan, weer op de gewenste waarde te brengen. Bij een onderhoudsintensief ontwerp wordt bij aanleg een lager kwaliteitsniveau gehanteerd (dus een goedkopere constructie)

Door enkele malen groot onderhoud tijdens de levensduur wordt het kwaliteitsniveau tussentijds weer op peil gebracht (dus vaker onderhoud tijdens de levensduur, dat wil zeggen duurder onderhoud).

- **Plaats van het beheer in het ontwerpproces**

Voor waterkeringen met kistdammen of diepwanden ligt een onderhoudsarm ontwerp voor de hand. De constructie moet derhalve zo worden ontworpen, dat aan het eind van de geplande levensduur nog steeds wordt voldaan aan de normwaarde voor de minimale kwaliteitseis. Wel kan gekozen worden voor een tussentijdse (bijvoorbeeld na 50 jaar) aanpassing van de dijktafelhoogte in verband met de zeespiegelrijzing.

Beheer en onderhouds-aspecten die invloed hebben op het ontwerp van kistdammen en diepwanden in waterkeringen zijn:

- **Handhaving dijktafelhoogte (Beheertechnisch aspect)**

Voor de handhaving van de dijktafelhoogte heeft uit beheertechnisch oogpunt een zettingsvrije kistdam of diepwand de voorkeur. De wand dient dan te worden doorgezet tot in de draagkrachtige laag. Echter, het doorzetten van de damwanden van een kistdam over een grotere lengte dan nodig, is uit het oogpunt van stabiliteit en/of vervorming ongewenst, zie paragraaf 8.2.

De weg tussen de voor- en achterwand en de kruin naast de diepwand zal over het algemeen op de juiste hoogte moeten worden onderhouden.

Een diepwand wordt uit oogpunt van stabiliteit over het algemeen altijd doorgezet tot in de draagkrachtige laag (uitkragende ligger) en is daardoor zettingsvrij.

- **Corrosie damwand bij kistdam (Beheertechnisch aspect)**

Damwanden of andere constructies die in staal worden uitgevoerd, zullen door blootstelling aan zuurstof in de lucht en in het grondwater corrosie vertonen. In het ontwerp dient hiermee rekening te worden gehouden. De meest gangbare manier is het toepassen van een toeslag op de dikte, zie paragraaf 9.2. De toeslag is afhankelijk van de omstandigheden ter plaatse (samenstelling grondwater, eventuele zwerfstromen). Uit de dimensioneringsberekeningen zal moeten blijken dat het opneembare moment na een

reductie van de dikte over de levensduurperiode nog steeds groter is dan het op die diepte maximaal optredende moment. Over het algemeen is corrosie niet gelijkmatig over de hoogte van de damwand verdeeld. Het maximaal buigend moment treedt in de meeste gevallen enige meters beneden het maaiveld op. Op deze plaats zal de corrosie in het algemeen minder zijn dan in de nabijheid van het maaiveld. Voor de dimensionering van de constructie kan het voordelig zijn om met deze omstandigheden rekening te houden.

Ook bij de andere stalen onderdelen van de kistdam (zoals gordingen en ankerstang) dient ofwel rekening te worden gehouden met corrosie, ofwel een bescherming te worden aangebracht, zie hoofdstuk 9.

- Wapeningscorrosie bij diepwand (Beheertechnisch aspect)

Door een grote betondekking op de wapening toe te passen (zie paragraaf 9.3), wordt de kans op wapeningscorrosie verwaarloosbaar klein geacht. Hierbij moet tevens bedacht worden dat de periode waarover de diepwand zwaar belast wordt (hoogwatergolf) maar kort is. Voor scheurvorming en wapeningscorrosie is dit een gunstig aspect.

- Verkeersfunctie, opritten en ontsluitingswegen (Beheertechnisch aspect)

Bij een zettingsvrije dam- of diepwand is situering van de wand onder de weg ongunstig in verband met verkeersveiligheid (hoogteverschillen) en veel en duur onderhoud aan de weg, zie ook paragraaf 7.1.

Opritten en ontsluitingswegen die een dam- of diepwand kruisen, vergen vanwege zettingsverschillen veel onderhoud. Dergelijke kruisingen dienen derhalve zoveel mogelijk te worden vermeden.

8 Ontwerpprocedure stap voor stap

8.1 Algemeen

Het ontwerp bestaat in grote lijnen uit de volgende stappen:

- Stel de normstelling vast, die op het kistdam- of diepwandontwerp toegepast dient te worden.
- Onderzoek de grondopbouw langs de dijk.
- Stel vast welke mechanismen op kunnen treden, welke rekenmodellen voor de berekening gebruikt kunnen worden en welke parameters hiervoor nodig zijn.
- Onderzoek het grondwaterregiem van het dijkvak (bij gemiddelde waterstand en bij MHW).
- Onderzoek eventuele overig te stellen eisen aan het dijkontwerp, zoals de verkeersbelasting.
- Deel het dijkvak waar kistdammen of diepwanden toegepast worden in, in verschillende trajecten die voor wat betreft geometrie, grondopbouw en grondwaterregiem met elkaar overeenkomen.
- Bepaal per traject een representatief dwarsprofiel en schematiseer de dwarsdoorsnede.
- Voer voor ieder traject, dus voor iedere dwarsdoorsnede klassieke ontwerpberekeningen uit, zodat voor ieder traject de globale afmetingen van de constructie bekend zijn. Binnen een traject variëren de afmetingen van de constructie niet.
- Pas voor enkele kritieke trajecten de deterministische berekeningsstrategie toe met behulp van PLAXIS. (Een berekening met PLAXIS voor enkele kritieke trajecten is nodig omdat dan alle mogelijke mechanismen gelijktijdig worden beschouwd.)
- Optimaliseer het ontwerp van de dijk door voor één of meer geselecteerde dwarsprofielen een probabilistische berekening volgens de Methode Bakker uit te voeren. Selectie van de dwarsprofielen kan plaatsvinden op basis van bijvoorbeeld de lengte van het traject waarin het dwarsprofiel voorkomt, de zwaarte van de constructie of de heterogeniteit van de bodemopbouw.

Let wel: bovenstaande procedure is representatief voor het belastinggeval “kerend naar binnen”. In de praktijk is gebleken dat het doorrekenen van het belastinggeval “kerend naar buiten” (rekening houdend met erosie van het buitentalud) kan leiden tot een langere (polder)wand.

In paragraaf 8.2 zijn enkele aandachtspunten gegeven voor de schematisatie van de dwarsdoorsnede met een kistdam of een diepwand.

In paragrafen 8.3 t/m 8.5 is de ontwerpprocedure gegeven in de vorm van stappenplannen. De berekeningsmodellen zelf zijn beschreven in hoofdstuk 5.

In paragraaf 8.6 wordt kort ingegaan op de dimensionering en toetsing.

8.2 Schematisering dwarsdoorsnede

8.2.1 Algemeen

- Eroderen binnentalud

Onder maatgevende omstandigheden is het mogelijk dat het binnentalud, als gevolg van overslaand water, wegerodeert. De dijk moet in dit geval zijn waterkerende functie

behouden, zodat de kistdam- of diepwandconstructie zelfstandig moet kunnen blijven functioneren. Verwezen wordt naar paragraaf 5.3 en paragraaf 7.2.

In de in de bijlagen opgenomen voorbeeldberekeningen is er vanuit gegaan dat het binnentalud wegerodeert tot binnendijks maaiveld. Dit is een zeer extreme veronderstelling.

- Afschuiven binnentalud

Het is mogelijk dat het grondlichaam buiten de constructie in de uiterste grenstoestand onvoldoende stabiel is. Dan moet worden gerekend met een afgeschoven profiel dat is gebaseerd op het bezwijkmechanisme van het grondlichaam buiten de constructie. Dit afgeschoven profiel dient in de uiterste grenstoestand wel voldoende stabiel te zijn. Omdat de standzekerheid van de waterkering echter niet direct in het geding is, mag een lagere norm aan de stabiliteitsfactor van het afgeschoven talud worden gesteld. Verwezen wordt hierbij naar paragraaf 5.3.1.

8.2.2 Kistdam

- Hoogte van het anker

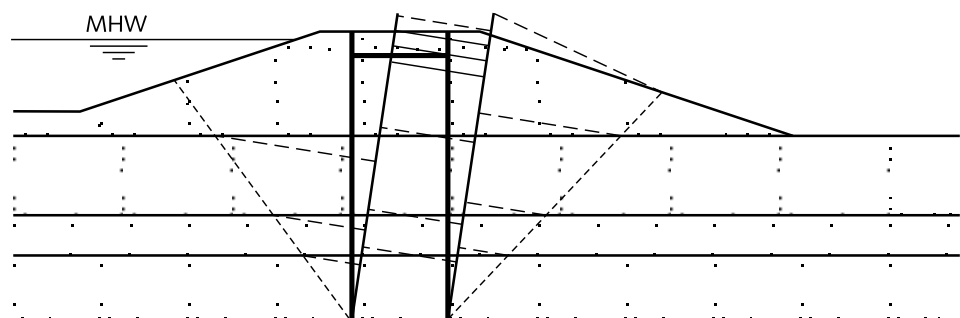
Het anker tussen de damwanden in het geval van een kistdamconstructie brengt krachten tussen de damwanden over. De diepte van het anker is van invloed op de benodigde lengte van de polderwand. Tot op zekere hoogte geldt: hoe dieper het anker, hoe korter de benodigde polderwand. De diepte van het anker is echter afhankelijk van de uitvoeringstechnische mogelijkheden.

- Breedte van de kistdam

De breedte van een kistdam is van invloed op de benodigde inheidiepte van de damwanden; een grotere afstand tussen de damwanden levert een kleinere invloed tussen de damwanden onderling op. Dit betekent dat bij een smallere kistdam een langere rivierwand nodig is omdat er minder passieve weerstand aanwezig is.

- Staffelen

Uit oogpunt van stabiliteit en/of vervorming zal het niet altijd noodzakelijk zijn de kistdam te funderen in draagkrachtige laag. Het doorzetten van de damwanden van een kistdam over een grotere lengte dan nodig is, is uit het oogpunt van stabiliteit en/of vervorming vaak zelfs ongewenst.



Figuur 8.1 Afschuiven grondlagen bij te ver doorgezette damwanden van een kistdam

Door de gereduceerde schuifweerstand in de grondlagen ten gevolge van de wand kan een vertikaal afschuifvlak ontstaan hetgeen ongunstig is voor de overall-stabiliteit en voor de vervormingen, zie figuur 8.1.

Soms zal het echter wel gewenst zijn een zettingsvrije constructie te realiseren (zie ook paragraaf 7.4).

Bij een kistdam kunnen de planken dan worden gestaffeld, waarbij bijvoorbeeld slechts één op de vijf planken tot in de draagkrachtige laag wordt doorgezet en de overige kortere planken in de sloten aan de diepe planken worden vastgelast.

8.2.3 Diepwand

- Dikte van de diepwand

De dikte van de diepwand is van invloed op de benodigde inklemmingslengte van de diepwand; een “dikker” diepwand zal minder vervormen, zodat de benodigde inklemmingsdiepte geringer zal zijn dan bij een dunnere diepwand. De afmetingen van de diepwand dienen ook praktisch uitvoerbaar te zijn (zie paragraaf 7.3). In de voorbeeldberekening (in appendix D) bedraagt de dikte van de diepwand 1,0m, aangezien een diepwand met deze afmetingen voldoende stijfheid bezit en praktisch uitvoerbaar is.

- Staffelen van een diepwand

Een diepwand werkt in een dijkversterking als een uitkragende ligger, die is ingeklemd in de draagkrachtige laag. Anders dan bij de damwanden van een kistdam, bestaat er derhalve geen aanleiding een diepwand gestaffeld aan te brengen.

- Inbeddingdiepte

Een diepwand wordt uit oogpunt van stabiliteit over het algemeen altijd doorgezet tot in de draagkrachtige laag (uitkragende ligger) en is daardoor zettingsvrij. In hoeverre de mogelijkheid bestaat diepwanden te staffelen is niet bekend.

8.3 Klassieke berekeningsmethode voor kistdam en diepwand

De klassieke berekeningsmethode is een verzameling van rekenmodellen gebaseerd op klassieke theorieën. Elk bezwijkmechanisme wordt apart met een eigen rekenmodel berekend. Voor een voorbeeldberekening wordt verwezen naar bijlage B en C. Er wordt getoetst aan een stabiliteitseis en een vervormingseis. De stappen van de klassieke berekening zijn:

Vorbereiding

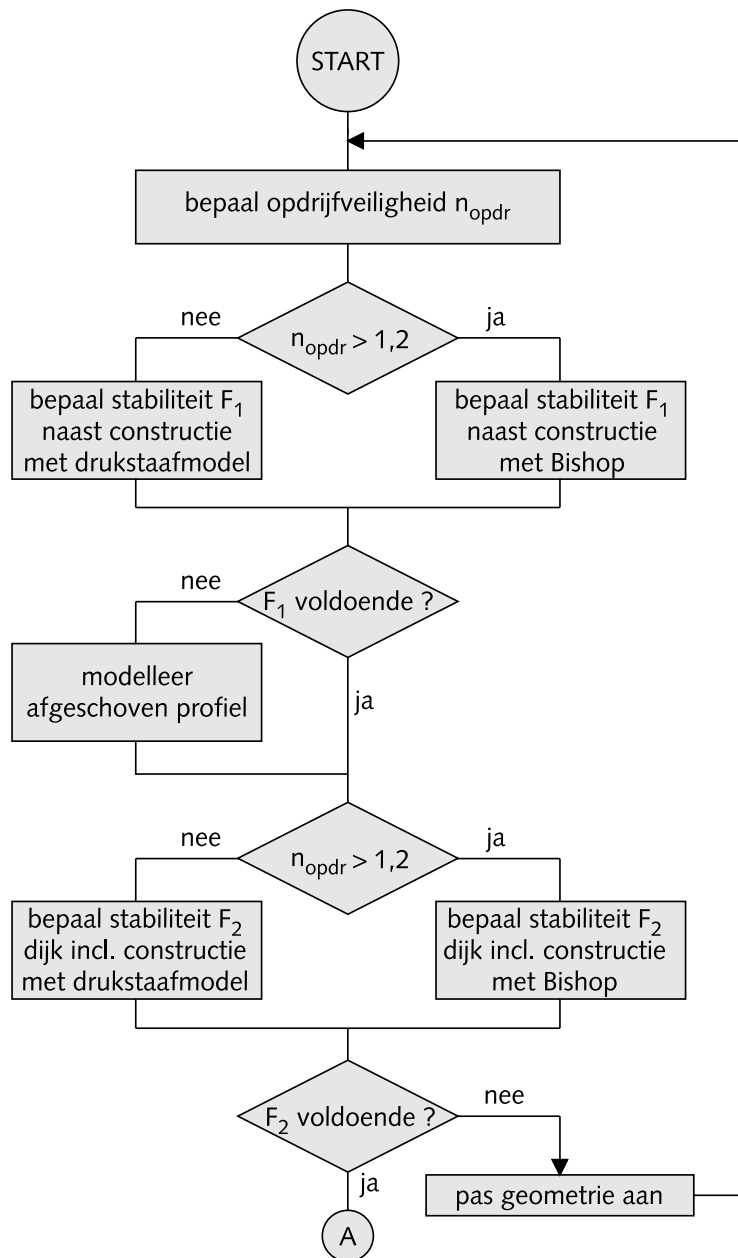
1. Kies globale afmetingen voor de over het hele traject toe te passen kistdamconstructie: inheidiepte van de wanden en afstand tussen de wanden, door voor onderstaande mechanismen afzonderlijk berekeningen uit te voeren.
2. Stel rekenwaarden vast voor de eigenschappen van grond en constructie-elementen door toepassing van de partiële factoren voor de uiterste grenstoestand op karakteristieke schattingen van de gemiddelde waarden.
3. Stel waterstanden en waterspanningen vast die gelden voor de uiterste grenstoestand.

Voer voor elk representatief dwarsprofiel de volgende berekeningen uit:

Uiterste grenstoestand (zie figuur 8.2)

1. Beschouw de stabiliteit van het grondlichaam **naast de kistdam of diepwand**:
 - indien de oprijfveiligheid kleiner is dan 1,2: stabiliteitsberekeningen volgens het drukstaafmodel en waterspanningen behorend bij de uiterste grenstoestand;
 - indien de oprijfveiligheid groter of gelijk is dan 1,2: stabiliteitsberekeningen volgens Bishop met gedraineerde sterkteparameters en waterspanningen behorend bij de uiterste grenstoestand.
2. Indien de stabiliteit van het grondlichaam **naast de kistdam of diepwand** onvoldoende is, modelleer dan een afgeschoven profiel op basis van het maatgevende bezwijkmechanisme uit de vorige stap. Hierbij zal de aandrijvende grondmassa zakken en de weerstandbiedende grondmassa omhoog komen. Het volume van de afzonderlijke grondlagen in het afgeschoven deel verandert niet ten opzichte van de oorspronkelijke situatie. Ook de diepte van de freatische lijnen in het afgeschoven deel verandert niet.
3. Indien de oprijfveiligheid kleiner is dan 1,2: bereken de overall-stabiliteit **inclusief kistdam of diepwand** volgens het drukstaafmodel met waterspanningen behorend bij de uiterste grenstoestand.

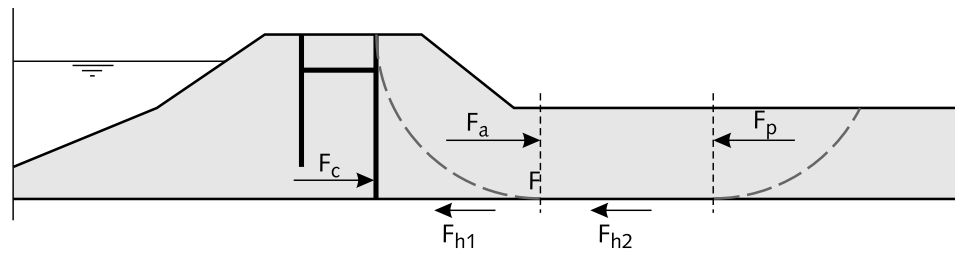
4. Indien de opdrijfveiligheid groter of gelijk is dan 1,2: berekende overall-stabiliteit **inclusief kistdam of diepwand** volgens Bishop met gedraineerde sterkteparameters en waterspanningen behorend bij de uiterste grenstoestand.
5. Pas op basis van bovengenoemde stabiliteitsberekeningen de afmetingen van de damwanden zodanig aan dat de vereiste veiligheid wordt bereikt.



Figuur 8.2 Stroonschema klassieke berekening

Stap 6 t/m 12 voor kistdam

6. Bepaal de minimaal benodigde inheidiepte van de polderwand met Methode Blum, de ankerkracht is hiermee bekend.
7. Controleer of de passief benodigde kracht uit de damwandberekening (bijvoorbeeld Methode Blum) kleiner is dan de maximaal mobiliseerbare kracht in de passieve grondmassa. Dit is nodig omdat in de berekening geen rekening wordt gehouden met de reductie van de schuifspanning die kan worden afgedragen aan de draagkrachtige laag in situaties van opdrijven van het voor- of achterland. De maximaal mobiliseerbare passieve kracht ter plaatse van de kistdam volgt uit figuur 8.2.



Figuur 8.3 Horizontale krachten buiten de constructie vóór en na opdrijven

waarin:

F_c = kracht uitgeoefend door kistdam [kN/m]

F_a = actieve kracht van talud op achterland [kN/m]

F_p = passieve weerstandbiedende kracht in achterland [kN/m]

F_{h1} = weerstandbiedende kracht langs draagkrachtige laag, onder talud [kN/m]

F_{h2} = weerstandbiedende kracht langs draagkrachtige laag, onder achterland [kN/m]

In het algemene geval geldt:

$$F_{c,max} = F_a + F_{h1}$$

Hierbij dient F_{h1} te worden bepaald bij maatgevend hoogwater. In dat geval veroorzaakt de kracht $F_{c,max}$ die maximaal door de kistdam op het achterland wordt uitgeoefend geen extra vervormingen in het achterland, buiten de vervormingen die toch al zouden optreden ten gevolge van het opdrijven van het achterland. De kracht $F_{c,max}$ wordt bepaald met de maximale waarde van F_a . Meestal is F_a maximaal in een verticaal gelegen bij de teen van het achtertalud. Voor het geval dat de stabiliteit van het grondlichaam buiten de constructie voldoende is, is de kracht F_a een actieve kracht en vormt daarmee een ondergrens voor de ter plaatse optredende kracht. Hieruit volgt dat de kracht $F_{c,max}$ ook een ondergrens is. Dit betekent dat als de kistdam met klassieke rekenmodellen met in acht name van de kracht $F_{c,max}$ wordt ontworpen ter plaatse van de kistdam in principe geen extra vervormingen als gevolg van het opdrijfmechanisme zullen optreden.

Als de stabiliteit van het grondlichaam buiten de constructie onvoldoende is en het binnentalud inzakt geldt:

$$F_a = F_{h2} + F_p$$

zodat:

$$F_{c,max} = F_{h1} + F_{h2} + F_p$$

Maatgevend voor de kracht $F_{c,max}$ is in dit geval de verticaal waar de som van F_{h2} en F_p minimaal is. In dat geval zal voor F_a een grotere waarde worden gevonden dan het geval zal zijn als het binnentalud niet inzakt. Het hieraan ten grondslag liggende bezwijkmechanisme bevindt zich echter volledig buiten de kistdam. Hieruit volgt dat ook in dit geval ter plaatse van de kistdam zelf geen extra vervormingen als gevolg van het opdrijfmechanisme zullen optreden.

De berekening van de maximaal mobiliseerbare passieve kracht gebeurt het gemakkelijkst met behulp van een programma voor het uitvoeren van drukstaafberekeningen, zoals MLIFT. Bij de berekeningen met MLIFT wordt geen rekening gehouden met vervormingen.

8. Indien de maximaal mobiliseerbare passieve kracht in de passieve grondmoot kleiner is dan de passieve kracht die nodig is volgens de damwandberekening, herhaal dan de damwandberekeningen met gereduceerde sterkteparameters. Doe dit totdat de benodigde kracht gelijk is aan de maximaal mobiliseerbare kracht.

9. Bereken de lengte van de rivierwand die wordt belast door de uitwendige belasting, de ankerkracht (uit de polderwand), en de passieve druk volgens de Methode Homberg.
10. Indien de verplaatsingen van polder- en rivierwand niet in overeenstemming zijn met de verlenging van het anker, bereken dan de polderwand opnieuw met aangepaste ankerstijfheid.
11. Toets of de staalvloeispanning in damwanden en ankers niet wordt overschreden; kies zonodig een ander damwandprofiel of ankerdoorsnede en herhaal de berekeningen met de Methode Blum en Homberg.
12. Toets of het inwendig evenwicht en het horizontaal evenwicht van de kistdam aan de eisen voldoen; breng hierbij de passieve kracht uit de Methode Blum, al dan niet met gereduceerde sterkteparameters, in rekening.

Stap 6 t/m 9 voor diepwand

6. Bepaal het minimaal benodigde teenniveau van de diepwand met de methode van de verend ondersteunde liggers.
 7. Controleer of de passief benodigde kracht uit de vorige stap kleiner is dan de maximaal mobiliseerbare kracht in de passieve grondmassa. Dit is nodig omdat de methode van de verend ondersteunde liggers geen rekening houdt met de reductie van de schuifspanning die kan worden afgedragen aan de draagkrachtige laag in situaties van opdrijven van het voor- of achterland. De maximaal mobiliseerbare passieve kracht ter plaatse van de diepwand wordt op dezelfde wijze bepaald als in het geval van een kistdam.
 8. Indien de maximaal mobiliseerbare passieve kracht in de passieve grondmoot kleiner is dan de passieve kracht die nodig is volgens de methode van de verend ondersteunde liggers, herhaal dan de berekeningen volgens de methode van de verend ondersteunde liggers met gereduceerde sterkteparameters. Doe dit totdat de benodigde kracht gelijk is aan de maximaal mobiliseerbare kracht.
 9. Dimensioneer de wapening van de diepwand op de krachtsverdeling welke volgt uit de methode van de verend ondersteunde liggers. Als daarbij niet kan worden voldaan aan de eisen welke volgen uit de van toepassing zijnde betonvoorschriften pas dan het ontwerp aan.
- N.B. Voor een diepwand zijn er geen stappen 10 t/m 12.

Bruikbaarheidsgrenstoestand voor kistdam en diepwand

13. Stel rekenwaarden vast voor de eigenschappen van grond en constructie-elementen door toepassing van de partiële factoren voor de bruikbaarheidsgrenstoestand op karakteristieke schattingen van de gemiddelde waarden.
14. Stel waterstanden en waterspanningen vast die gelden voor de bruikbaarheidsgrenstoestand.

Stap 15 voor kistdam:

15. Herhaal de berekeningen met de Methodes Blum en Homberg voor de bruikbaarheidsgrenstoestand en toets of de vervorming van de constructie aan de eis voldoet. Pas zonodig het ontwerp aan.

Stap 15 en 16 voor diepwand:

15. Verdeel, afhankelijk van het verloop van de in stap 9 bepaalde wapening, de diepwand over de hoogte in een aantal secties. Bepaal in overleg met een betonconstructeur, rekening houdend met het M- κ diagram van de doorsnede, per sectie de buigstijfheid van de diepwand.
16. Herhaal de berekeningen met de methode van de verend ondersteunde liggers voor de bruikbaarheidsgrenstoestand en toets of de vervorming van de constructie aan de eis voldoet.
17. Pas zonodig in overleg met een betonconstructeur met behulp van de resulterende momentenverdeling de buigstijfheid per sectie aan.

Voor een diepwand geldt bovendien:

De afmetingen van de diepwand en de wapening worden in overleg met een betonconstructeur vastgesteld. Door het sterk variërende buigend moment over de hoogte van de diepwand is het meestal niet efficiënt om over de gehele lengte van de diepwand dezelfde wapening toe te passen. Als gevolg daarvan is de buigstijfheid over de hoogte meestal niet constant. Met M- κ -diagrammen kan voor iedere fase van de belasting voor iedere diepwandsectie een relatie worden bepaald tussen buigend moment en buigstijfheid. Ook kan de mogelijkheid van voorspannen van de diepwand worden overwogen. Bij een gelijke wanddikte resulteert dit in een grotere buigstijfheid die ook nog vrijwel constant is over de hoogte van de diepwand. Daardoor kan bij voorgespannen diepwanden vaak met een geringere wanddikte worden volstaan. In de in [15] uitgevoerde berekeningen is als schatting gewerkt met $1/4$ van de stijfheid van ongescheurd beton.

In paragraaf 8.6.3 van NEN 6720 is een ten opzichte van de methode met M- κ -diagrammen vereenvoudigde methode voor de bepaling van de gescheurde stijfheid van beton aangegeven.

8.4 Deterministische berekeningsmethode voor kistdam en diepwand met PLAXIS

Onder de deterministische methode wordt in dit verband verstaan de probabilistische niveau I aanpak van de constructie-analyse met behulp van de eindige-elementenmethode met het computerprogramma PLAXIS, waarbij een veiligheidsfactor wordt bepaald voor een kistdam- of een diepwandconstructie.

Veelal wordt de berekening voor het belastinggeval MHW uitgevoerd uitgaande van ongedraineerd grondgedrag. Zoals in paragraaf 3.5 is aangegeven, kan ook een berekening met gedeeltelijke aanpassing overwogen worden.

Met dit type berekeningen wordt niet elk mechanisme afzonderlijk berekend, maar het programma bepaalt welk mechanisme maatgevend is en derhalve het meest waarschijnlijk als eerste op zal treden. De constructie wordt vervolgens gedimensioneerd op de krachtsverdeling die heerst na een ϕ'/c' -reductie overeenkomende met een stabiliteitsfactor die voldoende is om het gewenste betrouwbaarheidsniveau te halen.

Algemeen

Na vaststellen van de afmetingen van de kistdam- of diepwandconstructie op klassieke wijze dient voor enkele kritieke dwarsprofielen een deterministische eindige-elementenberekening te worden uitgevoerd.

1. Stel trajecten vast die overeenkomen voor wat betreft de benodigde inheidiepte en dimensionering van de damwanden en ankers, respectievelijk diepwand.
2. Kies enkele kritieke trajecten uit, waarvoor nadere analyse benodigd is.
3. Kies per kritiek traject een representatief dwarsprofiel waarvoor een deterministische eindige-elementenberekening met PLAXIS uitgevoerd moet worden.
4. Bepaal de veiligheidsfactor voor de uiterste grenstoestand door toepassing van ϕ'/c' -reductie, waarbij ongedraineerd grondgedrag wordt verondersteld.
5. Pas aan de hand van de eindige-elementenberekening de inheidiepte van de damwanden zodanig aan, dat voldaan wordt aan de stabiliteitseis voor de uiterste grenstoestand. Pas zonodig ook de dimensionering van damwanden en ankers aan.
6. Toets de vervorming in de bruikbaarheidsgrenstoestand aan de eis.

Hierbij worden dezelfde uitgangspunten gehanteerd voor geometrie, rekenwaarden voor eigenschappen en constructie-elementen als bij de klassieke methode.

Berekeningsgang kistdamconstructie

Na vaststellen van de afmetingen van de kistdamconstructie op klassieke wijze dient voor enkele kritieke dwarsprofielen een deterministische eindige-elementenberekening te worden uitgevoerd. De diverse fasen in de berekening kunnen op verschillende wijzen in de berekening ingebracht worden. De volgende berekeningsgang wordt aanbevolen:

Uiterste grenstoestand

1. Gebruik rekenwaarden voor eigenschappen van grond en constructie-elementen en waterstanden en waterspanningen die representatief zijn voor de uiterste grenstoestand.
2. Indien in de klassieke berekeningen is gebleken dat het grondlichaam buiten de constructie in de uiterste grenstoestand onvoldoende stabiel is, dient het afgeschoven profiel als initiële situatie te worden aangebracht.
3. Modelleer interface-elementen langs de constructie.
4. Creëer een initiële spanningstoestand die representatief is voor de gemiddeld langdurig aanwezige spanningstoestand in de dijk; veronderstel hierbij gedraineerd grondgedrag.
5. Activeer de constructie-elementen; de wandwrijvingscoëfficiënt δ/φ' is hierbij nog gelijk aan 1,0.
6. Activeer de wandwrijving langs de constructie:
 Als richtlijn geldt: Voor zand: $\delta = 2/3 \cdot \varphi'$
 Voor klei: $\delta = 1/2 \cdot \varphi'$
 Voor veen: $\delta = 0$
7. Breng de kortdurende belastingen aan (als gevolg van MHW en verkeersbelasting). Veronderstel daarbij ongedraineerd gedrag voor de niet-draagkrachtige lagen, uitgezonderd (afhankelijk van de tijdsduur van het hoogwater, de doorlatendheid van het dijklichaam en het hydraulische regime), eventueel een gedeelte van de dwarsdoorsnede boven de langdurig aanwezige freatische lijn en de grenslaag net boven het opdrijfvlak. Het draagkrachtige (zand)pakket en de interfaces langs de constructie blijven zich altijd gedraineerd gedragen.
8. Breng eventueel de belastingverandering aan die optreedt als gevolg van weg-eroderen van het binnentalud.
9. Bepaal de stabiliteitsfactor door toepassing van φ'/c' -reductie, waarbij ongedraineerd gedrag wordt verondersteld voor de slappe grondlagen.
10. Pas aan de hand van de eindige-elementenberekening de inheidiepte van de wand(en) zodanig aan, dat juist voldaan wordt aan de eis voor de stabiliteitsfactor. Pas zonodig ook de dimensionering van damwanden en ankers aan.

Bruikbaarheidsgrenstoestand

11. Gebruik rekenwaarden voor eigenschappen van grond en constructie-elementen en waterstanden en waterspanningen die representatief zijn voor de bruikbaarheidsgrenstoestand.
12. Indien in de klassieke berekeningen is gebleken dat het grondlichaam buiten de constructie in de bruikbaarheidsgrenstoestand onvoldoende stabiel is, dient het afgeschoven profiel als initiële situatie te worden aangebracht.
13. Creëer een initiële spanningstoestand die representatief is voor de gemiddeld langdurig aanwezige spanningstoestand in de dijk; veronderstel hierbij gedraineerd grondgedrag.
14. Activeer de constructie-elementen; de wandwrijvingscoëfficiënt δ/φ' is hierbij nog gelijk aan 1.
15. Activeer de wandwrijving langs de constructie:
 Als richtlijn geldt: Voor zand: $\delta = 2/3 \cdot \varphi'$
 Voor klei: $\delta = 1/2 \cdot \varphi'$
 Voor veen: $\delta = 0$
16. Breng de kortdurende belasting aan (als gevolg van hoogwater en verkeersbelasting); veronderstel hierbij ongedraineerd gedrag voor het slappe-lagenpakket. De draagkrachtige laag en de interfaces langs de constructie blijven zich gedraineerd

gedragen.

17. Breng eventueel de belastingverandering aan die optreedt als gevolg van weg-eroderen van het binnentalud.
18. Pas zonodig het ontwerp aan als blijkt dat de vervorming in de bruikbaarheids-grenstoestand niet aan de eis voldoet.

Berekeningsgang diepwandconstructie

Na vaststellen van de afmetingen van de diepwandconstructie op klassieke wijze dient voor enkele kritieke dwarsprofielen een deterministische eindige-elementenberekening te worden uitgevoerd. De berekeningsgang wordt hierna beschreven.

- Kies in eerste instantie één waarde voor de buigstijfheid over de hele lengte van de diepwand.
- Voer berekeningen uit voor uiterste grenstoestand en bruikbaarheidsgrenstoestand als voor de kistdamconstructie, stap 1 t/m 18.
- Laat door een betonconstructeur de dimensionering van de eventueel aangepaste afmetingen van de diepwand uitvoeren.
- Voer de eindige-elementenberekening opnieuw uit met de aangepaste dimensies.

8.5 Probabilistische berekeningsmethode kistdam en diepwand (methode Bakker)

Uitgangspunt voor de probabilistische berekeningen is het gewenste betrouwbaarheidsniveau β . Dit wordt nu echter niet vertaald in een stelsel partiële factoren. De te gebruiken sterkte- en belastingsparameters zijn in principe karakteristieke schattingen van de gemiddelde waarden. De toets op het voldoen van het ontwerp vindt plaats op grond van gemiddelde en standaardafwijking van een bepaalde toetsingsgrootheid. De Methode Bakker is afgeleid voor ongedraineerd grondgedrag, zie ook paragraaf 3.5.

Als profiel worden één of meer dwarsprofielen geselecteerd. Selectie van de dwarsprofielen kan plaatsvinden op basis van bijvoorbeeld de lengte van het traject waarin het dwarsprofiel voorkomt, de zwaarte van de constructie of de heterogeniteit van de bodemopbouw. Het eindige-elementennet is hetzelfde als voor de deterministische berekeningen, dus inclusief een eventueel afgeschoven grondmassa naast de constructie. Uitgangspunt is de geometrie zoals gebruikt in de klassieke en deterministische methoden. De te gebruiken eigenschappen voor grond- en constructie-elementen zijn in principe karakteristieke schattingen van de gemiddelde waarden. Er wordt gebruik gemaakt van drie speciaal daarvoor ontwikkelde spreadsheets, UNDRAINE, ARBEID en SOMARBEID. De bepaling van de verdelingsfunctie van de ongedraineerde schuifsterkte binnen de elementen vindt plaats met behulp van de spreadsheet UNDRAINE. De bepaling van de in één element gedissipeerde energie vindt plaats in de spreadsheet ARBEID. De sommatie van de energieën per element vindt plaats met behulp van de spreadsheet SOMARBEID. In appendix F wordt een samenvatting gegeven van de theoretische achtergrond van de methode. In appendix G wordt de ontwerpprocedure nader uitgewerkt. Voor een voorbeeldberekening en toepassing van de spreadsheets wordt verwezen naar Appendix H.

De berekeningsgang is als volgt:

1. Stel gegevens vast met betrekking tot grondopbouw, parameters en geometrie.
2. Stel het gewenste veiligheidsniveau β voor de hele kistdam- respectievelijk diepwandconstructie vast.
3. Deel de faalkansruimte op in faalkansen voor de verschillende onderdelen (bezwijken van de grond en van de kistdam of diepwand).
4. Maak een beginschatting voor de kistdam- of diepwandconstructie op basis van klassieke analytische en/of deterministische ontwerpmethoden.
5. Maak een schatting van MSF bij bezwijken (de veiligheidsfactor) van de constructie

- in de PLAXIS-berekeningen; breng de initiële spanningssituatie aan (gedraineerd) door reductie van de gemiddelde sterkteparameters met de geschatte waarde van de veiligheidsfactor (zie nadere toelichting aan het eind van deze paragraaf).
6. Stel vóór het aanbrengen van de maatgevende belastingen de sterkteparameters weer terug op de gemiddelde waarden.
 7. Breng de maatgevende belastingen aan (ongedraineerd) en bepaal de werkelijke veiligheidsfactor.
 8. Pas het ontwerp enige malen aan tot de vooraf geschatte veiligheidsfactor ongeveer gelijk is aan de berekende veiligheidsfactor.
 9. Deel het bezwijkmechanisme op in kinematische elementen. Daarbij zijn te onderscheiden:
 - grond(continuüm)-elementen;
 - schuifvlak-elementen;
 - wandwrijvings-elementen.
 10. Bepaal voor alle ongedraineerde kinematische elementen voor de gemiddeld langdurig aanwezige belastingsituatie een gelineariseerde ruimtelijke verdeling van de korrelspanningen over het kinematisch element, en op basis daarvan korrelspanningen in de hoekpunten. Bepaal voor alle gedraineerde kinematische elementen voor de situatie tijdens MHW een gelineariseerde ruimtelijke verdeling van de korrelspanningen over het kinematisch element, en op basis daarvan korrelspanningen in de hoekpunten. Bereken op basis van deze korrelspanningen met behulp van de spreadsheet UNDRAINE de verdelingsfuncties van de ongedraineerde schuifsterkte voor ieder hoekpunt.
 11. Bepaal voor alle kinematische elementen en wandwrijvings-elementen de verdelingsfuncties van de gedissipeerde energie met behulp van de spreadsheet ARBEID.
 12. Bepaal voor alle laagscheidingen de standaardafwijking in de gedissipeerde energie als gevolg van de ligging van de laagscheiding met behulp van de spreadsheet ARBEID.
 13. Sommeer de energieën van de afzonderlijke elementen en de laagscheidingen met behulp van de spreadsheet SOMARBEID; bepaal met SOMARBEID een nieuwe schatting voor de veiligheidsfactor (MSF bij bezwijken) die vereist is voor het gewenste betrouwbaarheidsniveau.
 14. Herhaal de stappen 5 tot en met 13 totdat een zodanige geometrie voor de kistdam of diepwand wordt gevonden dat bij de in de vorige stap berekende waarde voor MSF bij bezwijken (de veiligheidsfactor) een bezwijkmechanisme ontstaat. In stap 5 wordt als schatting van de veiligheidsfactor de waarde ingevoerd die in stap 13 is gevonden.
 15. Bepaal uitgaande van de krachtsverdeling ná ϕ' - c' -reductie van de laatste berekening materiaalfactoren voor ankers en damwanden (kistdam) respectievelijk voor de treksterkte van het wapeningsstaal (diepwand). Bepaal vervolgens een eerste schatting voor de dimensionering van de constructie.
 16. Voer met de in de vorige stap bepaalde dimensionering een nieuwe PLAXIS-berekening met ϕ'/c' -reductie uit en dimensioneer constructieonderdelen (ankers en damwanden respectievelijk diepwand) opnieuw.
 17. Herhaal de laatste stap zolang tot de vooraf bepaalde dimensies van de constructieonderdelen (ankers en damwanden respectievelijk diepwanden) bij benadering dezelfde zijn als de berekende.

Nadere toelichting stap 5 tot en met 7, 10 en 15:

- MSF en betrouwbaarheidsniveau

Gegeven een geotechnisch profiel en een bepaald type constructie, is de veiligheidsfactor MSF bij benadering lineair met het betrouwbaarheidsniveau voor grondmechanisch bezwijken, β_g . Uit de in appendix H aangegeven voorbeeldberekening volgt dat een F_v van 1,37 (MSF bij bezwijken) voor die constructie overeenkomt met een betrouwbaarheidsniveau β_g van 3,88. Dit betekent niet dat bij een andere constructie in een ander geotechnisch profiel een F_v van 1,37 ook overeenkomt met een betrouwbaarheidsniveau β_g van 3,88.

- Aanbrengen initiële spanningen

Het aanbrengen van de initiële spanningen geschiedt door het eigen gewicht van de grond te activeren. Hierbij zijn alle grondlagen gedraineerd. Voor de dwarscontractiecoëfficiënt wordt de initiële, gedraineerde waarde toegepast. De initiële spanningen zijn aangebracht met geschatte eindwaarden voor c' en ϕ' na ϕ'/c' -reductie. Aangezien deze eindwaarden vooraf niet bekend zijn, moet hiervoor een schatting worden gedaan.

De reden voor het op deze wijze aanbrengen van de initiële spanningen is dat aanbrengen van deze spanningen met gemiddelde waarden voor c' en ϕ' in de ongedraineerde lagen zou resulteren in lagere horizontale korrelspanningen. In dat geval zouden na ϕ'/c' -reductie lagere horizontale korrelspanningen worden berekend dan die welke behoren bij de eindwaarden van c' en ϕ' na ϕ'/c' -reductie. Het gevolg zou zijn dat de eindwaarden van f_{undr} zouden worden onderschat. Dit zou op zijn beurt weer resulteren in een onderschatting van de veiligheid voor grondmechanisch bezwijken.

- Korrelspanningen in eerste instantie

In de eerste iteratie volgens de probabilistische methode kan ook voor de ongedraineerde elementen eventueel worden uitgegaan van de korrelspanningen tijdens de gemiddeld langdurig aanwezige situatie. Eventueel kunnen iets grotere korrelspanningen worden aangenomen, bijvoorbeeld door deze als volgt te berekenen:

$$\sigma_h^{c_u'} = \sigma_h^{in'} \cdot \frac{1 - \sin \phi_c}{1 - \sin \phi_0}$$

waarin:

ϕ_0 initiële waarde van de hoek van inwendige wrijving [°]

ϕ_c geschatte eindwaarde van de hoek van inwendige wrijving (na reductie) [°]

$\sigma_h^{in'}$ initiële horizontale korrelspanning [kPa]

$\sigma_h^{c_u'}$ horizontale korrelspanning voor berekening f_{undr} in spreadsheet UNDRAINE [kPa]

- Aanbrengen kistdam respectievelijk diepwand

Vervolgens worden beide damwanden en het anker respectievelijk de diepwand geactiveerd. De wrijvingsreductiefactor R_i is gelijk aan 1; dit betekent dat de krachten tussen de grond en de damwanden volledig worden overgedragen, de wandwrijvingshoek δ is gelijk aan de hoek van inwendige wrijving ϕ' .

- Reductie wrijving tussen wanden en grond

Vervolgens wordt de wrijvingsreductiefactor R_i gesteld op de werkelijke waarde. Een indicatie daarvoor is 0,67 voor zand, 0,5 voor klei en 0,0 voor veen. De krachten tussen de grond en de damwanden worden niet volledig overgedragen.

- Verandering sterkteparameters

Voor c' en ϕ' worden nu de gemiddelde waarden ingevoerd.

- Verhoging van de waterstand

De eerste belasting die wordt aangebracht is een waterstandsverhoging, bijvoorbeeld MHW. De waterstand zal stijgen van de initiële waterstand naar de uiteindelijke waterstand. Een deel van de grondlagen reageert ongedraineerd op deze verhoging van de waterstand. In deze grondlagen worden voor de dwarscontractiecoëfficiënt de ongedraineerde waarden toegepast.

De elementen die het grondcontinuüm beschrijven, hebben gedeeltelijk ongedraineerd materiaalgedrag. De interface-elementen aan de buitenzijde van de rivierwand en in de zandlaag reageren gedraineerd op de waterstandsverhoging. De overige interface-elementen reageren ongedraineerd. Op deze wijze kan een ongedraineerde berekening uitgevoerd worden, waarbij rekening wordt gehouden met een spleet tussen de grond en de rivierwand respectievelijk de rivierzijde van de diepwand, die zich vult met water.

- Erosie binnentalud

Op de ontgraving van het binnentalud reageren alle slappe grondlagen ongedraineerd, behalve een laag van 1,25m dikte onder het oorspronkelijke talud; deze reageert gedraineerd.

- Reductie van de sterkteparameters

De zogenaamde ϕ'/c' -reductie geschiedt voor alle grondlagen, uitgezonderd het draagkrachtige (zand)pakket ongedraineerd.

- Dimensionering constructie-onderdelen

Voor een kistdam zijn in appendix G de voor het dimensioneren van de ankers en damwanden benodigde formules weergegeven. Voor een diepwand kan op overeenkomstige wijze als bij een kistdam een materiaalfactor voor het betonstaal worden afgeleid, waarna de dimensionering van de wapening met in achtname van deze materiaalfactor overeenkomstig de van toepassing zijnde betonvoorschriften kan plaatsvinden.

8.6 Dimensionering en toetsing

Kistdam

Uit de resultaten van de berekeningen volgen de benodigde weerstandsmomenten voor de damwanden van de kistdam. Met deze gegevens kunnen de damwandprofielen worden gedimensioneerd of getoetst. Bij de dimensionering moet ook rekening worden gehouden met corrosie van de wanden over de geplande levensduur, zie hoofdstuk 9. Hierbij zou rekening kunnen worden gehouden met de mogelijkheid dat de diepte waarop het (over de totale lengte van de damwand) maximale moment optreedt niet gelijk hoeft te zijn aan de diepte waar de maximale corrosie plaatsvindt. Voor de dimensionering van de constructie kan dit voordelig zijn, zie hiervoor paragraaf 7.4. Voor nadere informatie betreffende de dimensionering van damwanden en ankers uit de resultaten van deterministische eindige-elementenberekeningen, zie par. 9.2.4

Diepwand

Op basis van de resultaten van de berekeningen kan de diepwand met wapening/voorspanning worden gedimensioneerd of getoetst.

De dikte van de diepwand, het wapeningspercentage en de benodigde lengte van de diepwand dienen zodanig op elkaar te worden afgestemd dat het geheel praktisch uitvoerbaar is. Voor de praktische uitvoerbaarheid met betrekking tot benodigde betondekking, wapening en detaillering wordt verwezen naar hoofdstuk 9 alsmede de van toepassing zijnde betonvoorschriften (zie ook [19] paragraaf 5.2.8).

Vervormingen

Met betrekking tot de vervormingen kan het volgende worden opgemerkt: strikte vervormingseisen zijn niet vastgelegd en hangen af van de lokale omstandigheden. Waarden die bij recente ontwerpen (Hardinxveld-Giessendam) zijn aangehouden, zijn:

- Uiterste grenstoestand: 2% van de wandlengte
- Bruikbaarheidsgrenstoestand: 0,1m

Deze waarden zijn arbitrair gekozen.

9 Nadere detaillering van het ontwerp

In dit hoofdstuk zijn een aantal specifieke detailleringsaspecten van kistdammen en diepwanden als dijkversterking nader toegelicht.

9.1 Algemeen

- Aansluiting voetpad/rijweg

Daar waar een weg een kistdam of diepwand kruist, dienen voorzieningen te worden opgenomen ten aanzien van zettingsverschillen. De meest gebruikelijke voorziening is het toepassen van stootplaten zoals bij het landhoofd van een viaduct.

9.2 Kistdam

9.2.1 Damwanden

- Planktype

Een kistdam wordt als dijkversterking toegepast als er vanwege de bebouwing te weinig ruimte is om een traditionele versterking in grond toe te passen. Vaak zullen de damwanden van een kistdam dus op korte afstand uit de bebouwing geïnstalleerd moeten worden. Om tijdens de installatie de invloed op de bebouwing zoveel mogelijk te beperken, kan gekozen worden voor het statisch drukken van de damwandplanken. Hiervoor dient een Z-profiel te worden gekozen omdat hierop centrisch kan worden gedrukt.

- Damwandprofiel

Bij kistdammen moet uit uitvoeringstechnisch oogpunt een zodanig stijf damwandprofiel gekozen worden dat dit geen problemen oplevert bij het hijsen en inbrengen. Een slap profiel kan tevens leiden tot grotere trillingen in de ondergrond.

- Gestaffelde damwanden

Indien gekozen wordt voor een constructie met gestaffelde damwanden (zie paragraaf 8.2.2) waarbij bijvoorbeeld slechts één op de vijf planken wordt doorgezet, moeten de overige kortere planken in de sloten aan de diepe planken worden vastgelast.

- Damwandsloten, waterdichtheid

Zie het gestelde in paragraaf 7.3 en Appendix A, par. 5.

9.2.2 Overige constructieonderdelen

- Anker

Met behulp van de berekende momenten en normaalkrachten kan de benodigde doorsnede van de ankerstaaf per strekkende meter worden bepaald. De te kiezen ankerafstand is van invloed op benodigde doorsnede van de ankerstaaf en het benodigde profiel voor de gording. Het installeren van de ankers kan gezien de beperkte ruimte enigszins gecompliceerd zijn (zie hoofdstuk 10).

Bij ankerdimensionering dient rekening gehouden te worden met eventuele bovenbelasting.

- Gording

Voor een over 2 of 3 ankers (steunpunten) doorlopende gording volgt het maximaal optredende buigend moment uit:

$$M_g = 1/8 q a^2 \quad [19]$$

Voor een over meer dan 3 ankers (steunpunten) doorlopende gordingen volgt het maximaal optredende buigende moment in de gording uit:

$$M_g = 1/10 q a^2 \quad [19]$$

waarin:

M_g = rekenwaarde van het moment in de gording [kNm];

q = equivalente verdeelde ankerbelasting [kN/m];

a = ankerafstand [m].

Op basis van M_g kan een keuze voor het profiel voor de gording gemaakt worden.

Bij de keuze van het profiel dient tevens rekening gehouden te worden met bijvoorbeeld boutgatverzwakking, gemakshalve wordt hiervoor verwezen naar [19].

- Drainage kistdam

Voorkomen moet worden dat de grond in de kistdam geleidelijk geheel verzadigd raakt met water. In het ontwerp dient er derhalve voorzien te worden in een drainage van de grond in de kistdam waarmee het grondwater op het gewenste peil wordt gehandhaafd. Indien de kistdam slechts over een betrekkelijk korte lengte wordt toegepast (circa 100m) komt een drainage in langsrichting in aanmerking. Als alternatief, bijvoorbeeld bij langere tracés, kan een drainage in dwarsrichting worden aangebracht waarbij in de damwand aan de polderzijde op regelmatige afstanden openingen worden aangebracht. Omdat de drainage permanent moet blijven functioneren, zijn inspectievoorzieningen en doorspuitmogelijkheden nodig.

- Betonsloof

Als afwerking kan een betonsloof worden aangebracht over de kop van de stalen damwand.

Ook zou kunnen worden overwogen om de bovenzijde van de damwanden rotatievast met elkaar te verbinden, bijvoorbeeld door over de kop van de beide damwanden een vloer van gewapend beton aan te brengen. Hiermee wordt een stijvere damwandconstructie verkregen hetgeen gunstig is voor de deformatie van de wand. Bij een dijk die nog aan zakking onderhevig is kan dit leiden tot een holle ruimte onder de kruin van de waterkering hetgeen ongewenst is.

- Toekomstige verhogingen

De stalen damwanden van een kistdam kunnen door middel van opgelaste stukken worden verhoogd, dan wel door middel van een op te storten betonconstructie. Het niveau van de ankerstaven blijft hierbij in principe ongewijzigd daar de constructie in de ontwerpfase reeds dient te zijn gedimensioneerd op een eventuele toekomstige verhoging.

9.2.3 Duurzaamheid stalen onderdelen

Door corrosie worden de stalen onderdelen van een kistdam aangetast. Corrosie vindt plaats aan het oppervlak van het staal en tast de werkzame dikte aan. De damwand kan tegen aantasting worden beschermd, maar zelfs bij een goede bescherming kan door plaatselijke beschadiging corrosie optreden. Verder is onderhoud van de constructie in de grond niet mogelijk. Daarom is de meest gangbare methode in het ontwerp uit te gaan van de dikte na aftrek van de laag die gedurende de levensduur van de constructie

door corrosie kan worden aangetast. In rivierdijken speelt de agressiviteit van het grondwater hierbij een belangrijke rol. Met name veen of veenhoudende klei bevat agressief (zuur) grondwater. Voor informatie met betrekking tot aan te houden corrosietoelagen wordt verwezen naar [19] en [44]. In een zoetwatermilieu wordt doorgaans 0,02mm/jaar aangehouden. In zeewater en agressief grondwater is de corrosie sterker. Voor Noord Europese havens wordt wel 0,12mm/jaar aangehouden, in warme streken tot meer dan 0,15mm/jaar. Bedacht moet worden dat bij een kistdam in een dijk de damwanden aan beide zijden door grond zijn bedekt in tegenstelling tot een damwand als kademuur. Hierdoor is er minder contact met lucht en zuurstof.

Uit een literatuurstudie van het Advies- en Informatiecentrum voor Oppervlakte-technieken van Materialen (VOM) [51] blijkt dat er, zeer agressieve omstandigheden uitgezonderd, een vrij goede correlatie bestaat tussen richtwaarden voor de corrosiesnelheid en in de praktijk opgetreden corrosiesnelheden. Het betreft dan het traject van “praktisch niet agressief” tot “agressief” (vertaald in corrosiesnelheden van ca. 0,01 tot 0,05mm/jaar). Bij “zeer agressief” moet gedacht worden aan corrosiesnelheden $> 0,05\text{mm/jaar}$.

Een relatief dik profiel is tevens gunstig voor de uitvoeringsfase, aangezien daardoor over het algemeen minder schade aan de bebouwing op zal treden en minder problemen oplevert bij het hijsen en inbrengen van de damwanden (zie hoofdstuk 10).

Opmerking:

Bij het ontwerp van de kistdam voor Hardinxveld-Giessendam is voor het corrosieverlies 0,05 mm/jaar aangehouden.

Ook bij de andere stalen delen van de kistdam (gordingen en de ankerstang) dient rekening te worden gehouden met corrosie. Naast een toeslag dikte kan ook gedacht worden aan een behandeling zoals het in bitumen hullen of het thermisch verzinken.

Andere methoden om corrosie tegen te gaan, zijn kathodische bescherming en het toepassen van een meer corrosiebestendige staalsoort. Vanuit economisch oogpunt zijn deze doorgaans minder aantrekkelijk.

Zwerfstromen leiden tot een toename van de corrosie. Zwerfstromen zijn veelal retourstromen van elektrische tractie die niet door een treinrails maar via de bodem en de daarin aanwezige geleidende elementen (damwand, stalen buis) naar het voedende onderstation gaan. Ze komen voor bij geëlektrificeerde spoorlijnen waarbij gebruikt wordt gemaakt van gelijkspanning als energiebron.

9.2.4 Dimensionering damwanden en ankers uit EEM berekeningen

Onderdeel van de deterministische berekening van een kistdam in een waterkering is de dimensionering van de damwanden en ankers uit de resultaten van eindige-elementen berekeningen. Uit een voor damwanden in de Krimpenerwaard uitgevoerde studie [62] volgde dat voor een dimensionering die in overeenstemming is met de TAW regels, een andere aanpak nodig is dan voor gewone damwanden.

Gebleden is dat de krachtsverdeling die in de damwanden en ankers aanwezig is na een Φ/C reductie tot de veiligheidsfactor MSF die in overeenstemming is met de toetsnorm voor macro-stabiliteit volgens de TAW regels, een goed uitgangspunt is voor de dimensionering. Voor de nadere bepaling van deze MSF, zie paragraaf 4.4.2.

Uitgaande van deze krachtsverdeling volgde uit voornoemde studie voor het maatgevend veldmoment een veiligheidsfactor van 1,15 voor de toetsing van het maximaal buigend moment aan de rekenwaarde van de sterkte volgens NEN 6700. Voor het (grout)ankerlichaam, de ankerstaaf en de verbindingsconstructie van ankerstaaf en damwand werd een veiligheidsfactor van 1,25 gevonden.

Bij een kistdam moet de toelaatbare faalkans over twee damwanden en een anker worden verdeeld. Hierdoor is de toelaatbare faalkans per damwand kleiner dan bij een

enkele damwand, waardoor een grotere veiligheidsfactor nodig is om aan de vereiste betrouwbaarheid te voldoen. Op grond van het bovenstaande wordt voorgesteld:

- Uitgangspunt voor de sterkte dimensionering van damwanden en anker zijn de berekende veldmomenten en de ankerkracht uit de PLAXIS-analyse, bij de MSF die in overeenstemming is met de toetsnorm voor macro-stabiliteit van het binnentalud conform de Leidraad Rivierdijken (deel 2).
- Voor de dimensionering van de sterkte van de damwand wordt het maatgevend veldmoment vermenigvuldigd met een (additionele) veiligheidsfactor van 1,25 en getoetst aan de rekenwaarde van het (vol)plastische moment, berekend volgens NEN 6700.
- Voor de dimensionering van het anker en de verbidingsconstructies tussen anker en damwanden wordt de berekende ankerkracht vermenigvuldigd met een (additionele) veiligheidsfactor van 1,35 en getoetst aan de rekenwaarden voor de sterkte, berekend volgens NEN 6700.

9.3 Diepwand

- Detaillering wapening en betondekking in relatie tot de uitvoering ³.

De betondekking is in het geval van een diepwand groter dan gebruikelijk. Enerzijds is dit omdat bij dit systeem niet geheel maatvast kan worden gewerkt en controle aan beide grondzijden niet mogelijk is, anderzijds om te bereiken dat het beton ook buiten de wapening goed kan doorstromen. De wapening mag niet verhinderen dat de betonmortel goed op zijn plaats komt (zie paragraaf 10.3).

De levensduur van de diepwand wordt in hoofdzaak bepaald door de betonkwaliteit van de buitenschil. Deze buitenschil moet de wapening beschermen tegen corrosie. De dekking op de wapening speelt hierbij uiteraard een belangrijke rol. In [58] wordt gesproken over minimaal 50mm en bij voorkeur 70mm. Bedacht moet worden dat bij een diepwand de “bekisting” bestaat uit de wanden van de gegraven sleuf waardoor de dekking sterk afhankelijk is van de zorgvuldigheid waarmee de diepwand wordt uitgevoerd. Indien voldoende zorg in acht wordt genomen tijdens de uitvoering, zal bij een dekking van 100 à 150mm de diepwand zeker een levensduur van 100 jaar kunnen halen [3].

Opmerking:

Bij het recente ontwerp van de diepwand te Hardinxveld-Giessendam is, mede op basis van de aanbevelingen in DIN 4126 [24], een betondekking van 100mm aangehouden.

Een andere duurzaamheidsverhogende voorziening is het toepassen van thermisch verzinkte wapening. Dit leidt echter niet tot een verkleining van de betondekking.

- Scheurwijdte en wapeningscorrosie

De regelgeving met betrekking tot de berekening van de scheurwijdte van gewapend beton is voortdurend aan wijziging onderhevig. Bij een grote betondekking is ook de scheurwijdte groter. Een diepwand als dijkversterking wordt echter slechts gedurende korte tijd belast met de maatgevende belasting zodat de meeste scheuren ook maar

³ Bij de dimensionering van diepwanden bestaan nog ontwerp vragen, waarvoor de huidige bestaande kennis nog geen oplossing biedt. Het gaat hierbij om :

- de dimensionering van de doorsnede : is 60 mm betondekking volgens NVN 6724 altijd voldoende, moet rekening gehouden worden met een reductie van de nuttige hoogte, wat is het effect van de onderdompeling van de wapening tijdens de uitvoering in bentoniet, en is dwarskrachtwapening nodig ?
- hoe werkt de overdracht van de schuifkracht in de verticale paneelvoegen in het vlak van de diepwand.

CUR-Voorschriftencommissie 55 “Rekenregels voor diepwanden” heeft tot taak deze vragen door middel van onderzoek op te lossen, en de resultaten vast te leggen in een CUR-Aanbeveling.

gedurende korte tijd aanwezig zijn. Het maximale moment bevindt zich bovendien op grote diepte waar relatief weinig zuurstof in het water aanwezig is zodat de kans op wapeningscorrosie klein is.

- Voegafwerking en waterdichtheid

De voegafwerking in het geval van een diepwand in een dijk verschilt niet van die van een diepwand in het algemeen. Verwezen wordt dan ook naar bestaande literatuur omtrent dit onderdeel. Opgemerkt dient wel te worden dat gezien de veelal waterkerende functie van de diepwand dit onderdeel de aandacht vereist.

Bij de gebruikelijke dikte van een diepwand als dijkversterking (circa 1,0m) en een goede uitvoering is een diepwand voldoende waterdicht zodat hieraan in het ontwerp geen nadere aandacht hoeft te worden besteed. Bij dunne diepwanden (0,4 à 0,6m) verdient het aanbeveling een rubber afdichtingsprofiel in de paneelvoegen op te nemen, ten minste over het bovenste deel van de wand.

- Kop van de diepwand

Een diepwand wordt vervaardigd in secties (ontgraving in panelen) die ieder afzonderlijk gewapend zijn. Krachtsoverdracht in de stortvoeg tussen de secties geschiedt via schuifspanning in de beton. Om de samenwerking tussen de secties te verbeteren, kan na verharding van het beton, over de diepwand een gewapend betonsloof worden aangebracht. De wapening van de secties dient in de sloof te worden doorgezet.

- Toekomstige verhogingen

Als een diepwand moet worden opgehoogd dient de bestaande kop te worden gesloopt zodat de wapening vrijkomt en de wand kan worden opgestort. Voor de wapening van de diepwand dient dan een buigbare staalsoort te worden gekozen. Als alternatief kan een verhoging op de bestaande diepwand worden vastgezet met chemische of gelijmde ankers.

- Voorgespannen beton

Overwogen zou kunnen worden gebruik te maken van voorgespannen beton. Met name in de gebruikstoestand kan voorspanning nuttig zijn omdat dan met een stijvere wand kan worden gerekend (geen scheurvorming) hetgeen gunstig is voor de belendende bebouwing.

Bij een diepwand is de uitvoering van in-het-werk-gestort beton met nagespannen wapening tamelijk gecompliceerd. Overwogen zou kunnen worden om een combinatie van voorgespannen prefab elementen en in-het-werk-gestort beton toe te passen. Bij het ontwerp van de diepwand voor Hardinxveld-Giessendam bleek een dergelijke oplossing echter economisch gezien niet aantrekkelijk.

10 Uitvoeringsaspecten

10.1 Algemeen

Het uitvoeren van constructies met damwanden en diepwanden is in de Nederlandse omstandigheden een algemeen gangbare methode. Kistdammen en diepwanden in waterkeringen worden in het algemeen toegepast op plaatsen waar onvoldoende ruimte is voor ophogen en verbreden. Dit houdt in dat de werkruimte voor het installeren van de wanden gering is, terwijl voor het plaatsen van een kistdam of diepwand juist groot materieel vereist is. Dit aspect en andere aspecten die specifiek een rol kunnen spelen bij het aanbrengen van een kistdam of diepwand in een dijk worden in dit hoofdstuk nader beschreven. Voor algemene uitvoeringsaspecten wordt verwezen naar de literatuur.

- Waterstaatkundige veiligheid tijdens de uitvoering

Ten behoeve van de aanleg van de dijkversterkingsconstructie zal vrij zwaar bouwverkeer op de dijk nodig zijn. De stabiliteit van de dijk moet bij deze belasting voldoende verzekerd zijn (zie ook noodmaatregelen).

Tevens moet het streven zijn om het ontwerp met inachtneming van de vereiste veiligheid uit te voeren in een zo beperkt mogelijk tijdsbestek. Te lang lopende werken brengen vele praktische bezwaren met zich mee niet alleen vanuit het oogpunt van de veiligheid maar ook met betrekking tot de overlast voor de omwonenden.

Bij het ontwerp moet worden bedacht dat per jaar maar een beperkte periode voor uitvoering beschikbaar is. Afgezien van een verbod op werkzaamheden in het gesloten seizoen blijken er in de praktijk in het eerste jaar altijd enige maanden nodig voor voorbereidende werkzaamheden. Indien de dijkversterking gepaard gaat met traditionele ophogingen dient de vereiste stabiliteit tijdens de uitvoering nader in beschouwing genomen te worden. De stabiliteit/veiligheid van het dijklichaam mag niet zo gering worden dat tijdens de uitvoering de veiligheid van de waterkering in gevaar komt. (zie [49], p36, 40 en 105)



- Kabels en leidingen

Voordat de kistdam of diepwand wordt aangelegd moeten kruisende kabels en leidingen zijn omgelegd. Bij zowel binnen- als buitendijkse bebouwing zijn 2 gescheiden stelsels van kabels en leidingen benodigd, namelijk ter weerszijden van de kistdam of diepwand. Doorvoer van kabels en leidingen in dwarsrichting door de kistdam of diepwand is niet gewenst, zie hoofdstuk 7.

- Bouwmaterieel en bouwverkeer

Meestal zal vanwege de weinig draagkrachtige grondgesteldheid gebruik worden gemaakt van installaties op een rupskraan. Daar de dijk over het algemeen uit (zanderige) klei bestaat zal nagegaan moeten worden of de draagkracht voldoende is voor de druk onder de rupsen van de kranen en de belasting van het overige bouwverkeer (materiaaltransport).

In [42] worden hiertoe voor de situatie ter plaatse eisen gesteld met betrekking tot de situering van het materieel. De kraan zal in dit geval in lengterichting op de dijk moeten komen te staan, waarbij het hart van de kraan vrijwel overeenkomt met het midden van de weg. Ook voor een eventuele vrachtwagen met uitgegraven grond of een geladen betonmixer wordt in dit rapport geadviseerd deze in lengterichting op de dijk te situeren.

- Bereikbaarheid bebouwing

Er dient rekening mee te worden gehouden dat de dijk tijdens de uitvoering afgesloten moet worden voor verkeer. Om de bebouwing bereikbaar te houden, zijn voorzieningen nodig zoals afgeschermd looppaden, omleidingsroutes, tijdelijke ontsluitingswegen, en dergelijke. Bij aanwezigheid van bedrijven moet rekening worden gehouden met economische schade.

- Noodmaatregelen

Het werkplan van de aannemer dient te voorzien in noodmaatregelen bij onvoorziene omstandigheden. Met het oog op de stabiliteit zal bijvoorbeeld nagegaan moeten worden bij welke buitenwaterstand het werk dient te worden gestaakt en het bouwverkeer van de dijk dient te worden verwijderd. Ten behoeve van de aanleg van een diepwand zal namelijk vrij zwaar bouwverkeer op de dijk nodig zijn. De stabiliteit van de dijk moet bij deze belasting voldoende verzekerd zijn. De stabiliteit wordt hierbij in hoge mate bepaald door de buitenwaterstand en de potentiaal in het diepe zand. Te denken valt hierbij ook aan maatregelen om, in het geval van een diepwand, de continue aanvoer van beton te waarborgen, daar het open laten staan van de sleuf gedurende bijvoorbeeld een nacht extra risico's met zich mee zou brengen.

10.2 Uitvoering kistdam

In CUR 166 "Damwandconstructies" [19] zijn algemene uitvoeringsaspecten voor damwanden gegeven. Hieronder volgen enkele aandachtspunten met betrekking tot kistdammen als dijkversterking.

- Installatiemogelijkheden damwand

De damwand kan worden weggetrild, ingeheid of ingedrukt. Drukken en heien kunnen moeizaam verlopen in dijken waarin in het verleden puin is verwerkt. Desalniettemin heeft drukken vaak de voorkeur om de hinder voor de omgeving zoveel mogelijk te beperken.

Vóór het inbrengen van de damwand kan door middel van voorboren onderzoek plaatsvinden naar de aanwezigheid van obstakels en oude funderingen ter plaatse van het damwandtracé. Kans op schade is er vooral als in hard zand of tegen harde voorwerpen in de ondergrond wordt geheid. Ter plaatse van de damwandtracés zal een heisleuf met een breedte van circa 1m en een diepte tot minimaal de onderkant van de wegverharding moeten worden gegraven.



- Ruimtebeslag bouwterrein

Voor het inbrengen van de damwanden is groot materieel vereist. Daarnaast is ruimte benodigd voor de opslag en aanvoer van de damwandplanken. Zoals in hoofdstuk 7 is vermeld is, bij inzet van standaard materieel, voor de uitvoering een strookbreedte van circa 10 à 12m nodig, rekening houdend met de afstand tot de belendende bebouwing.

- Trillingsaspecten en beïnvloeding omgeving

Het intrillen en inheien kan hinder en schade veroorzaken voor nabijgelegen bebouwing en voor apparatuur en personen in de bebouwing. Schade aan de bebouwing ontstaat:

- direct door te hoge trillingsintensiteit;
- indirect door zetting ten gevolge van de verdichting van de funderingsgrondlaag zowel bij fundering op staal als op palen;
- indirect door het genereren van wateroverspanningen in de funderingsgrondslag waardoor het draagvermogen verminderd wordt en zettingen kunnen optreden.

In gebieden met een slappe ondergrond moet er ook aan gedacht worden dat het werken met zware damwandprofielen en het verplaatsen van zwaar materiaal op het werk sterke trillingen en bewegingen in slappe bodemlagen in de omgeving kan opwekken. Deze kunnen zelfs beduidend sterker zijn dan de trillingen die bij het inbrengen van de damwandprofielen worden opgewekt. Bij het trillen is de kans op schade het geringst bij gebruik van hoogfrequente trilblokken met een variabel moment. Uit [19] volgt dat bij de kleine afstand (2 à 10m) tot de bebouwing, waarvan hier sprake is, er een grote kans is op schade in metselwerk als gevolg van trillingen.

Een alternatieve methode is het wegdrukken van de damwanden. Voordeel hierbij is dat de hierbij vrijwel geen trillingshinder optreedt, een nadeel is dat met deze methode een minder grote diepte kan worden bereikt. Ook hier geldt dat zwaar materieel trillingen in de bodem kan opwekken.

- Aanbrengen gordingen en ankerstaven

Na het inbrengen van de damwanden moet ten behoeve van het aanbrengen van de verankering de grond tussen de damwanden tot de geplande verankeringsdiepte worden weggegraven. Mogelijk zelfs dieper indien het materiaal tussen polder- en rivierwand (bv. slappe klei) moet worden vervangen door ander materiaal (bv. zand).

Het probleem bij het aanbrengen van ankerstangen tussen de damwanden is de beperkte

werkruimte. De ankerstangen aanbrengen door een wand te doorboren en zo vanuit de buitenzijde van de kistdam te werken is vanwege de lengte van de ankerstangen en de over het algemeen beperkte ruimte aan de buitenzijde van de kistdam niet praktisch. Het aanbrengen van de ankerstangen vanuit de binnenzijde door middel van een gegraven sleuf tussen de damwanden heeft veel ontgraving tot gevolg, maar is beter uitvoerbaar. Ter voorkoming van ontspanning van de grond aan de buitenzijde, met als gevolg zetting van de bebouwing, zullen mogelijk tijdelijke stempels tussen de damwanden moeten worden aangebracht.

- **Waterdichtheid**

De slotafdichting van stalen damwandprofielen bepaalt de waterdichtheid van de wand. In een grondkerende situatie worden de sloten van de damwanden over het algemeen dichtgedrukt na de initiële zetting door gronddruk. (In hoeverre dit ook het geval is bij damwanden die deel uitmaken van een kistdam als dijkversterking is niet bekend.) Is dit niet het geval dan zijn er diverse hulpmiddelen om de sloten te dichten door middel van slotvullingen van o.a. polystyreen, cement-bentoniet en chemische injecties.

Eventueel kunnen extra maatregelen getroffen worden door bijvoorbeeld vóór het inbrengen van de damplanken ter plaatse van de sloten voor te boren met cement/bentoniet-spoeling, zie hiervoor ook hoofdstuk 7. Hiermee wordt de inbrengweerstand verminderd zodat de planken gemakkelijker op diepte kunnen worden gebracht.

Als controle op het eventueel uit het slot lopen van de planken kunnen slotverklikkers worden toegepast.

- **Supervisie en monitoring tijdens de uitvoering van de kistdam**

Het grootste deel van de controle vindt plaats tijdens de uitvoering. De belangrijkste keuringen en metingen die tijdens de uitvoering moeten worden gedaan, zijn:

- damwandconstructie: afmetingen en staalkwaliteit, ook van gordingen en ankerstaven, eventuele beschermingslagen;
- omgeving: trillingsmetingen en monitoring van de belendende bebouwing, waaronder nauwkeurigheidspassing.

- **Milieuaspecten bij damwanden (o.a. van verduurzamingsmiddelen)**

Korthedshalve wordt hierbij verwezen naar [19] paragraaf 5.6.3.

10.3 Uitvoering diepwand

NEN-EN 1538 [29] geeft voorschriften voor de uitvoering van diepwanden. In [15] wordt een aantal punten uit deze norm gegeven. Ook NVN 6724 “Voorschriften Beton - In de grond gevormde funderingselementen van beton of mortel”.[34] geeft aanwijzingen voor de uitvoering van diepwanden. Verder wordt verwezen naar DIN 4126 “Ortbeton-Schlitzwände. Konstruktion und Ausführung” [24], SBR Funderingen [43], hoofdstukken A3460, A4500 en B4700 en naar [58]. Daarnaast is er een CUR-aanbeveling “A76 Rekenregels voor diepwanden”.

- **Installatie diepwand, algemeen**

Bij een diepwand wordt met behulp van grijpers of een frees een sleuf tot de gewenste diepte gegraven. De sleuf wordt met behulp van een bentonietsuspensie in stand gehouden. Vervolgens wordt wapening in de wand ingelaten en wordt de bentoniet vervangen door betonmortel. Ook kunnen prefab elementen neergelaten worden. Het vervaardigen van de diepwanden zelf geschiedt geluids- en trillingsarm. Het oppervlak van de diepwand is bij goede uitvoering betrekkelijk vlak. De wand kan uitstulpingen vertonen als gevolg van het weggraven van puin in de bodem dat zich voor een gedeelte buiten het gegraven profiel bevond. De dikte van de diepwand is afhankelijk van het materieel en bedraagt 0,4 à 2,0m, zie hoofdstuk 7. De sleuflengte is onder andere afhankelijk van de plaatselijke omstandigheden (belendende bebouwing, stijghoogte grond-

water) en varieert van circa 2,0m tot 8,0m. In bebouwde omgeving dient in verband met de sleufstabiliteit de sleuflengte beperkt te worden. Een grote lengte kan alleen worden gerealiseerd met een zogenaamd meergangspaneel (waarbij eerst om en om een paneel wordt gegraven en vervolgens pas de tussenliggende, waarna het meergangspaneel wordt volgestort) en is alleen toepasbaar bij afwezigheid van belendende funderingen. De diepte van de sleuf is “onbeperkt” doch ook afhankelijk van het te gebruiken materieel en kan 30m en meer bedragen.



Ten einde de overlast voor de omgeving te beperken (minder verkeer en minder vervuiling) en het proces te versnellen als gevolg van het continue graafproces kan overwogen worden gebruik te maken van een verticaal hangende cutter (diepwand-frees). Momenteel is hiervoor echter nog de inbreng van buitenlandse aannemers benodigd.

- Ruimtebeslag bouwterrein

Bij de uitvoering van een diepwand is meer ruimte vereist dan bij een enkele damwand. Benodigd zijn een graafkraan, een hulpkraan (voor het plaatsen en trekken van de voegbuizen/-mallen, het inhangen van de wapening en het storten van de betonmortel) en een bentonietcentrale.

De benodigde werkbreedte op de dijk is onder meer afhankelijk van de graafmethode. Bij gebruik van speciaal voor diepwanden ontwikkelde platte grijpers die in een normale dragline worden gehangen is voor het opstellen van de graafdragline, loodrecht op de te graven wand, een vlak terrein van circa 6m breed nodig. Zoals in hoofdstuk 7 is vermeld is, bij inzet van standaard materieel, voor de uitvoering een strookbreedte van circa 10 à 12m breed nodig, rekening houdend met de afstand tot de belendende bebouwing. Daarnaast moet gerekend worden met de ruimte (orde van grootte 30m², zie [12]) voor de bentoniet centrale, waar de voorraadsilo's en het regeneratiebassin staan opgesteld. Naast de ruimte die hiervoor nodig is, zijn ook grote hoeveelheden proceswater nodig hetgeen overlast voor de omgeving kan geven.

- Ondergrond (grondsoort, puin, oude funderingen, riolen, enzovoort)

Aandacht dient te worden besteed aan de aanwezigheid van puin, oude funderingen, oude riolen en dergelijke in de ondergrond. De stabiliteit van de sleufwand kan in gevaar gebracht worden indien puin of funderingen in de bodem zich voor een gedeelte buiten het te graven profiel bevinden. Obstakels dienen met zware beitels verbrijzeld te worden en vervolgens te worden weggegraven.

Vrijwel elke grondsoort is succesvol te penetreren. De beperkingen worden opgelegd door het openhouden van de sleuf. Vooral zeer waterdoorlatende (grind)lagen (of oude riolen en dergelijke) of zeer slappe verdringbare (veen)lagen kunnen problemen geven. Van dit laatste zal in het geval van dijken nauwelijks sprake zijn, daar de lagen als gevolg van de ophoging ten behoeve van de dijk reeds flink zijn voorbelast.

- Maatvoering

Het tracé van de diepwand wordt vastgelegd door middel van geleidebalken. Deze kunnen in het werk worden gestort. Soms wordt gebruik gemaakt van prefab elementen. Meestal worden de geleidewanden na vervaardigen van de diepwand weer verwijderd, tenzij één van de geleidewanden gecombineerd wordt met een goot voor kabels en leidingen.

- Afvoer van grond

Bij de fabricage van diepwanden wordt grond ontgraven die met vrachtauto's moet worden afgevoerd van de bouwplaats, in dit geval de kruin van de dijk. De grond is vermengd met resten van de bentonietssuspensie.

- Sleufstabiliteit

Aan de sleufstabiliteit dient speciale aandacht te worden besteed. Door in de ontgraven sleuf een overdruk ten opzichte van de aanliggende grond te creëren, wordt afschuiven van de grond in de sleuf verhinderd. De overdruk wordt gerealiseerd door de sleuf te vullen met een zware vloeistof (bentonietssuspensie) die tot een hoger niveau wordt opgezet dan de stijghoogte van het grondwater in de verschillende lagen.

De sleufstabiliteit wordt bepaald door de sleuflengte, de stijghoogte van het grondwater, gronddruk omringende grond, het niveau en het volumiek gewicht van de bentonietssuspensie en de bovenbelasting naast de sleuf door belendende bebouwing en door (bouw)verkeer. Voor het maken van de diepwand is een zo groot mogelijke sleuflengte gewenst. Gegeven de randvoorwaarden, met name de belendende bebouwing, kan een voldoende hoge veiligheidsfactor veelal echter alleen bereikt worden door de sleuflengte te beperken. In DIN 4126 is een berekeningsmethode voor de sleufstabiliteit gegeven inclusief de te hanteren veiligheidsfactor ($>1,1$ zonder bebouwing, $>1,3$ in geval van bebouwing).

Opmerkingen

Bij het recente ontwerp van een diepwand als dijkversterking te Hardinxveld-Giessendam is op basis van stabiliteitsberekeningen een sleuflengte van 3,0m voorgeschreven, welke om en om (discontinu) gegraven dienen te worden. Verder resulteerden deze berekeningen in minimale afstanden van het werkverkeer tot de sleuf (3m of meer), waarbij er vanuit is gegaan dat het materieel niet naast de open sleuf wordt geplaatst, maar ter weerszijden van de sleufeinden.

Ondanks een voldoende hoge veiligheidsfactor is enige zakking van het naast gelegen maaiveld en van belendende funderingen onvermijdelijk, zie onder andere [44] (db1, Clough and O'Rourke 1990 en Peck 1969) waarin naast een diepwand met een lengte van 20m een maaiveldzakking in de orde van 5 à 15 mm is aangegeven.

Om de invloed op de omgeving zoveel mogelijk te beperken, dient de betonmortel te worden gestort op dezelfde dag dat de sleuf wordt gegraven. Het open laten staan van een sleuf gedurende een nacht of een weekend wordt ten zeerste afgeraden.

- Stabiliteit talud naast de sleuf

Bij een diepwand nabij de kruin van een waterkering dient naast het afschuiven van een grondmoot in de sleuf ook gekeken te worden naar het zijdelings wegdrukken van het talud van de dijk door de druk van de bentonietsuspensie in de sleuf. De voor de stabiliteit van het naast de sleuf aanwezige dijkstalud ongunstigste situatie is als de sleuf gevuld is met betonmortel. De stabiliteit dient gecontroleerd te worden door middel van cirkelvormige glijvlakken volgen de Methode Bishop in de situatie met nog niet verharde betonmortel. Daarnaast dient de stabiliteit van de grondmoot van het talud naast de sleuf bekeken te worden bij afschuiving langs een horizontaal recht glijvlak. Indien een geleidewand aanwezig is dient ook afschuiving langs een horizontaal recht glijvlak langs onderkant geleidewand in beschouwing te worden genomen. De bovengenoemde stabiliteitsberekeningen kunnen ook met PLAXIS worden uitgevoerd.

- Bentonietsuspensie

De zuurgraad van de bentonietsuspensie is bepalend voor de algehele toestand ervan. Doorgaans wordt aangehouden $7 \leq \text{pH} \leq 12$. Afhankelijk van de te doorgraven grondlagen (zuurgraad en zoutgehalte) zal de pH-waarde merkbaar kunnen veranderen en daarmee de thixotrope eigenschappen van de suspensie. Bij een te hoge pH-waarde zal de suspensie uitvlokken. In dat geval wordt aan de suspensie natriumbicarbonaat toegevoegd.

De bentonietsuspensie wordt kort voor het beton storten ververst totdat het zandgehalte beneden een bepaalde maat is gekomen, bijvoorbeeld 4% (NEN-EN 1583 [29]).

Beïnvloeding begroeiing door gemorste bentoniet-suspensie

Bij diepwandinstallatie is enige vervuiling van de omgeving door gemorste bentoniet-suspensie onvermijdelijk met mogelijk nadelige gevolgen voor de aanwezige begroeiing. Bij een goede uitvoering zullen de gevolgen voor de omgeving beperkt zijn zodat dit aspect de toepassing van een diepwand als dijkversterking niet in de weg hoeft te staan.

- Wapeningskorf

De wapeningskorf dient een grote vormvastheid te bezitten in verband met het inbrengen in de sleuf, mede gezien de veelal grote diepte van de diepwand in een dijk. Daarnaast is het van belang de wapeningskorf zoveel mogelijk te stroomlijnen zodat deze zo min mogelijk een obstakel vormt voor het omhoog vloeiende beton. Dit leidt tot de volgende aanbevelingen (zie onder andere [58] en [24]):

- dagmaat tussen verticale wapeningsstaven ten minste 70mm
- dagmaat tussen horizontale wapeningsstaven ten minste 140mm

Deze aanbevelingen leiden tot een wijdmazig net van staven met een relatief grote diameter.

- Voegafwerking

Zie het gestelde in paragraaf 9.3.

- Beton storten

Tijdens het stortproces dient het betonmortelverbruik in relatie tot het betonpeil in de stort sleuf bijgehouden te worden. Zodoende kunnen eventuele onregelmatigheden in het verbruik worden geconstateerd. Deze kunnen duiden op een grillige gatvorm, mogelijk veroorzaakt door onvoldoende stabiliteit tijdens het graven vanwege grindlagen en/of riolen. Ook kan een overmatig betonmortelverbruik duiden op zijdelingse verdringing van slappe grondlagen. Voor het storten zijn de volgende aspecten van belang:

- De zetmaat van de betonmortel moet groter dan 200mm zijn.
- Het mengsel moet een zo groot mogelijke verwerkbaarheid hebben. Riviergrind verdient de voorkeur boven gebroken steenslag. Door toevoeging van fijn zand of tras wordt de kans op ongewenste 'bleeding' verkleind bij een relatief hoge watercement-factor.

Om een goede vulling van het diepwandpaneel te bereiken moet er voldoende capaciteit aanwezig zijn zodat continu kan worden gestort.



- Supervisie en monitoring tijdens uitvoering van de diepwand

Daar een diepwand in een dijk zich geheel onder het maaiveld bevindt zijn de mogelijkheden voor kwaliteitsonderzoek achteraf beperkt. Het grootste deel van de controle vindt derhalve plaats tijdens de uitvoering. De belangrijkste keuringen en metingen die tijdens de uitvoering moeten worden gedaan, zijn:

- bentonitsuspensie: volumieke massa, viscositeit, zandgehalte, pH-waarde, filtraatwater en cakedikte;
- diepwandsleuf: dieptemeting en verticaliteit;
- beton: wapening en betonmortel;
- omgeving: stijghoogte grondwater in de verschillende grondlagen, monitoring belendende bebouwing, waaronder nauwkeurigheds-waterpassingen.

11 Aspecten van beheer en onderhoud

Onder beheer wordt hier verstaan de totale zorg die nodig is om de constructies aan hun doel te laten blijven beantwoorden. Onderhoud is één van de middelen om dit te realiseren. Voor een adequaat onderhoudsplan is het vastleggen van de situatie, in eerste instantie direct na aanleg, een eerste vereiste. Door middel van het pakket functionele en operationele eisen dient vast te liggen waaraan de constructie moet voldoen. Na een periodieke inspectie kan hierop worden getoetst, en het eventuele onderhoud worden afgestemd. De mate waarin onderhoud (voor zover mogelijk) dient te worden uitgevoerd hangt ten dele af van de kwaliteit van de uitvoering. Ten dele hangt dit echter ook af van het ontwerp. Zoals in hoofdstuk 7 al is aangegeven is het dan ook zaak hier vroegtijdig rekening mee te houden.

Daar de constructie zich voornamelijk onder het maaiveld bevindt zijn de mogelijkheden voor controle en onderhoud achteraf beperkt.

Voor algemene aspecten van beheer en onderhoud wordt verwezen naar [18]. Hieronder zijn de aspecten met betrekking tot kistdammen en diepwanden kort beschreven.

- Periodieke veiligheidstoetsing (Leidraad Toetsing)

Conform de Wet op de Waterkering dient de waterkering periodiek getoetst te worden. Afhankelijk van de uitslag hiervan dienen maatregelen te worden genomen om de veiligheid weer op het gewenste niveau te brengen.

Voor dijken die wettelijk als primaire waterkering worden aangemerkt, is tevens een beheersregister verplicht gesteld, waarin de belangrijkste actuele gegevens over vorm, eigendom en gebruik worden vastgelegd.

- Levensduur en planperiode

Als uitgangspunt voor het ontwerp bestaat er een voorkeur een levensduur van 100 jaar aan te houden, omdat het vervangen na 50 jaar te kostbaar is en overlast voor bewoners tot een minimum beperkt dient te worden [21].

Een mogelijkheid daarbij is de dijktafelhoogte te ontwerpen voor bijvoorbeeld de eerste 50 jaar (planperiode). Na deze 50 jaar dient vanwege de zeespiegelrijzing de dijktafelhoogte opnieuw bezien te worden volgens het dan beschikbare inzicht. Een dergelijke aanpak leidt voor deze eerste periode tot een minder ingrijpende constructie met minder invloed op de langs de dijk aanwezige bebouwing dan wanneer de dijktafelhoogte ineens gebaseerd zou zijn op een periode van 100 jaar.

Gewezen wordt op het feit dat een levensduur van 100 jaar relatief kort is, vergeleken met de leeftijd van vele reeds lang bestaande rivierdijken.

- Kabels en leidingen

Voor kabels en leidingen nabij een kistdam of een diepwand gelden geen bijzondere aspecten met betrekking tot de inspectie. Veelal zijn de kabels en leidingen in de dijk voor aanleg van de kistdam of diepwand volledig geherstructureerd. Bij een dijk is de meest kritieke situatie die van een lekkende waterleiding of riool waardoor verweking van de ondergrond kan optreden.

- Wegverharding

Dijken zijn in het algemeen aan zetting onderhevig. Kistdammen en diepwanden die in de dijk zijn opgenomen zullen niet of minder zakken. Na verloop van tijd kan de kistdam of diepwand zich aftekenen in het dijkprofiel. Inspectie geschiedt door visuele waarneming. Als de kistdam of diepwand in een bestrating of verharding is opgenomen zal regelmatig herstel van de verharding nodig zijn. Dit brengt overlast voor de bewoners met zich mee.

Invloed constructie op milieu (grondwater, emissies van schadelijke stoffen, etc.)

De toegepaste materialen (staal en beton) hebben een verwaarloosbare invloed op het milieu zodat geen maatregelen in het kader van beheer en onderhoud nodig zijn.

Voor overige toegepaste materialen wordt verwezen naar gangbare norm- en regelgeving.

- Inspectie/monitoring kistdamconstructie

De monitoring van een kistdam bestaat voornamelijk uit het volgen van het corrosieproces en van de grondwaterstanden aan beide zijden van de dijk en tussen de wanden. Deze informatie geeft aan welke grondwaterstroming optreedt en in hoeverre de wanden waterdicht zijn. Ook wordt hiermee gecontroleerd of de grond tussen de damwanden niet verzadigd raakt. Veranderingen in de grondwaterstanden en/of de waterdoorlatendheid kunnen aanleiding zijn tot maatregelen zoals het herstellen van de drainage van de kistdam.

Door inspectie en onderhoud dient te worden geverifieerd of de werkelijke corrosiesnelheid de aangenomen waarde niet overschrijdt. Inspectietechnieken voor de kistdam zijn echter beperkt. Een mogelijkheid ter controle van de aantasting van de damwanden door corrosie is een aantal dummyplanken te slaan. Door na verloop van tijd een dummyplank te trekken, kan een beeld worden verkregen van de opgetreden erosie. Is er sprake van zwerfstromen, dan dienen de dummyplanken door een geleidend materiaal verbonden te zijn met de kistdam [21].

- Inspectie/monitoring diepwandconstructie

Voor het functioneren van de diepwand is in de meeste gevallen geen monitoring nodig. Tijdens de opleveringscontrole zal reeds zijn gebleken dat de wand zijn functie kan vervullen.

De lekkage door een diepwand mag bij een zorgvuldige uitvoering worden verwaarloosd. Als desalniettemin blijkt dat er sprake is van lekkage, zal nagaan moeten worden of reparatie van de lekkage nodig is.

Om de krachtswerking van de diepwand te kunnen verifiëren zou kunnen worden overwogen op enkele plaatsen een hellingmeetbuis in te storten. Tijdens MHW kan dan de uitbuigingslijn van de diepwand worden vastgesteld.

Referenties

1. Bakker, H.L., *Berekeningsmethoden voor kistdammen*. In syllabus van studiedag “Ontwerp, uitvoering en beheer van damwanden”. Den Haag: Koninklijk instituut van ingenieurs, 1990.
2. Bakker, H.L., *Kistdammen als dijkversterking*. In Waterbouw info nr. 13. Delft: Rijkswaterstaat, Dienst Weg- en Waterbouwkunde, 1992.
3. Bakker, H.L., H.R.E. Dekker en M.R. van der Doef, *Schermen in Waterkeringen Rapportage 2^e fase: KISTDAM en DIEPWAND*. Delft: Rijkswaterstaat, Dienst Weg- en Waterbouwkunde WBA-N-900136, 1991.
4. Bakker, H.L. en J.R. Deutekom, *Probabilistic design method for cofferdams using FEM*. In proceedings International Symposium Limit state design in geotechnical engineering, p. 313-322. Denmark: Danish Geotechnical Society, 1993.
5. Bakker, H.L., J.R. Deutekom en J.M. Smit, *Verificatie kistdam-berekeningsmethode*. Delft: GeoDelft CO-325630/07, 1992.
6. Bakker, H.L. en A.A.M. Venmans, *Probabilistische rekenmethode kistdammen en diepwanden*. Delft: Rijkswaterstaat, Dienst Weg- en Waterbouwkunde & GeoDelft CO-349820/61, 1996.
7. Bathe, K. J., *Finite element procedures in engineering analyses*. New Yersey: Prentice Hall, Englewood Cliffs, 1982.
8. Berg, P. van den, *Praktische uitkomsten conuspenetratie onderzoek*. Delft: Rijkswaterstaat, Dienst Weg- en Waterbouwkunde, 1995.
9. Betonvereniging, *Rekenregels voor diepwanden*. In Cement nr. 7/8, p. 42., 1998.
10. Bouwdienst Rijkswaterstaat, *Richtlijn Waterkerings- en Beschikbaarheidseisen*. Fugro Ingenieursbureau BV en GeoDelft, 1997.
11. Brinkgreve, R.B.J. en H.L. Bakker, *Non linear Finite element analysis of safety factors*. In proceedings 7th International Conference on Computer Methods and advances in Geomechanics, p. 1117-1122. Rotterdam, Balkema, 1991.
12. Burger, A. M. e.a., *Diepwandtechnieken*. Stuvo rapport 94, Stuvocel 136, 1991.
13. Calle, E.O.F., *Veiligheidsrichtlijn kunstwerken in de natte infrastructuur “Veilkunwat”, deelrapportage blok 2E*. Delft, GeoDelft CO 344910/55, 1995.
14. Calle, E.O.F. en P. van den Berg, *Rekenmethoden voor Kistdammen en Diepwanden in Waterkeringen*. Delft, GeoDelft CO-375610.22, 1997.
15. Calle, E.O.F. en T.R. van der Poel, *Rekenmethodieken voor Kistdammen en Diepwanden in Waterkeringen (fase 3)*. Delft, GeoDelft CO-375610/27, 1997.
16. Calle, E.O.F. en S.E.J. Spierenburg, *Samenvattende studie “veiligheid van damwand-constructie”*. Delft, GeoDelft CO-331340/3, 1991.

17. Cauvern, M. en A.A.M. Venmans, *Rekenmethode kistdammen en diepwanden, definitief stappenplan*. Delft, GeoDelft CO-349820/59, 1996.
18. CUR Rapport 162, *Construeren met grond*. Gouda, Civieltechnisch Centrum Uitvoering Research en Regelgeving, 1992.
19. CUR Rapport 166, *Damwandconstructies*. Gouda, Civieltechnisch Centrum Uitvoering Research en Regelgeving, 1997.
20. CUR Rapport 178, *Achtergronden bij numerieke modellering van geotechnische constructies, deel 1*. Gouda, Civieltechnisch Centrum Uitvoering Research en Regelgeving, 1995.
21. Dekker, H.R.E. e.a., *Schermen in Waterkeringen Rapportage 1^e fase: EROSIE-SCHERMEN*. Delft, Rijkswaterstaat, Dienst Weg- en Waterbouwkunde WBA-N-90050, 1991.
22. Deutekom, J.R., *Dijkversterking Alblasserwaard Hardinxveld-Giessendam Centrum*. Delft, GeoDelft CO-271060/276, 1993.
23. Deutekom, J.R., *Verificatie kistdam-berekeningsmethode Commentaar GeoDelft*. Delft, GeoDelft CO-334780/08, 1992.
24. Deutsches Institut für Normung e. V., *Vornorm DIN 4126 - Ortbeton-Schlitzwände, Konstruktion und Ausführung*. Berlin, Beuth Bauverlag, 1984.
25. EAU:Empfehlungen des Arbeitsausschusses Ufereinfassungen, *Recommendations of the committee for waterfront structures*. Berlin, Wilhelm Ernst und Sohn, 1985.
26. Ministerie van Verkeer en Waterstaat, *Toetsing uitgangspunten rivierdijkversterkingen; Deelrapport 3: constructief ontwerp*, 1993.
27. Ministerie van Verkeer en Waterstaat, *Toetsing uitgangspunten rivierdijkversterkingen; Eindrapport*, 1993.
28. Nederlands Normalisatie Instituut, *Geotechnische norm NEN 6740, Basiseisen en belastingen*. Delft, Nederlands Normalisatie Instituut, 1991.
29. Nederlands Normalisatie Instituut, *NEN-EN 1583, Uitvoering van bijzonder geotechnisch werk. Diepwanden*. Delft, Nederlands Normalisatie Instituut, 1994.
30. Nederlands Normalisatie Instituut, *NEN 6788, Het ontwerpen van stalen bruggen- Basiseisen en eenvoudige rekenregels*. Delft, Nederlands Normalisatie Instituut, 1995.
31. Nederlands Normalisatie Instituut, *NEN 3650, Eisen voor stalen transportleidingssystemen*. Delft, Nederlands Normalisatie Instituut, 1992.
32. Nederlands Normalisatie Instituut, *NEN 3651, Aanvullende eisen voor stalen leidingen in kruisingen met belangrijke waterstaatswerken*. Delft, Nederlands Normalisatie Instituut, 1994.
33. Nederlands Normalisatie Instituut, *NPR 3659, Ondergrondse pijpleidingen - Grondslagen voor sterkteberekeningen* Delft, Nederlands Normalisatie Instituut, 1996.
34. Nederlands Normalisatie Instituut, *NVN 6724 'Voorschriften Beton - In de grond gevormde funderingselementen van beton of mortel'*. Delft, Nederlands Normalisatie Instituut, 2002.

35. Nederlands Normalisatie Instituut, Technische grondslagen bouwvoorschriften 1990, *Algemene basiseisen NEN 6700*. Delft, Nederlands Normalisatie Instituut, 1991.
36. Nederlands Normalisatie Instituut, Technische grondslagen bouwvoorschriften 1990, *Belastingen en vervormingen- NEN 6702*. Delft, Nederlands Normalisatie Instituut, 1991.
37. Rijkswaterstaat, Dienst Weg- en Waterbouwkunde, *Haalbaarheidsstudie Probabilisme in de Geotechniek*. Fugro Ingenieursbureau BV en GeoDelft, 1997.
38. Schelfhout, H. en J.A. Beijersbergen, *Dimensionering van kunstwerken en constructies in de primaire waterkering*. Notitie Provincie Zuid-Holland, Directie Water en Milieu, 1995.
39. Schelfhout, H. en J.A. Beijersbergen, *Dimensionering van Kunstwerken zonder keermiddelen in een dijkkring*. Notitie Provincie Zuid-Holland, Afd. Milieu en Water, 1995.
40. Soest, J. van, *Elementaire statistiek*. Delft, Delftse uitgevers maatschappij, 1983.
41. Spierenburg, S.E.J. en C.J. Swart, *Veiligheid van kistdammen, Voorstel ontwerp-procedure*. Delft, GeoDelft CO-271060/232, 1990.
42. Stam, D. en Dekker, J., *Dijkversterking Hardinxveld-Giessendam Centrum, diepwandconstructie in vak 6*. Delft, GeoDelft CO-271060/494, 1998.
43. Stichting Bouwresearch, *Funderingen*. Den Haag, Ten Hagen Stam, ISBN 90-70011-12-3, losbladige uitgave, 1997.
44. Stichting Post-Academisch Onderwijs (PAO), *Damwandconstructies en Bouwputten 1997*. Delft, PAO Civiele Techniek en Bouwtechniek i.s.m. CUR, 1997.
45. Technische Adviescommissie voor de Waterkeringen, *Leidraad Kunstwerken*, 2003.
46. Technische Adviescommissie voor de Waterkeringen, *Technisch Rapport Zandmeevoerende Wellen*. Maart 1999.
47. Technische Adviescommissie voor de Waterkeringen, *Handreiking constructief ontwerp; Onderzoek en berekening naar het constructief ontwerp van de dijkversterking*. 1994.
48. Technische Adviescommissie voor de Waterkeringen, *Voorschrift Toetsen op Veiligheid*. Delft, Ministerie van Verkeer en Waterstaat, Rijkswaterstaat, 2003.
49. Technische Adviescommissie voor de Waterkeringen, *Leidraad voor het ontwerpen van rivierdijken Deel 1 en 2 - Boven- en Benedenrivierengebied*. Delft, Waltman, 1989.
50. Technische Adviescommissie voor de Waterkeringen, *Technisch Rapport Waterkerende Grondconstructies*. September 2001.
51. Technische afdeling stichting "VOM", *Literatuurstudie over corrosie van stalen damwanden in de grond*. Advies- en Informatiecentrum Oppervlaktetechnieken van Materialen, 1988.
52. Venmans, A.A.M., *Deterministische methode kistdammen en diepwanden*. Delft, GeoDelft CO-349820/51, 1996.

53. Venmans, A.A.M., *Klassieke methode kistdammen en diepwanden*. Delft, GeoDelft CO-349820/50, 1996.
54. Venmans, A.A.M., *Praktijkhandleiding kistdammen en diepwanden*. Delft, GeoDelft CO-349820/62, 1996.
55. Venmans, A.A.M., *Verificatie probabilistische rekenmethode kistdammen en diepwanden*. Delft, GeoDelft CO-349820/60, 1996.
56. Vermeer, P.A. , PLAXIS, *Finite element code for soil and rock analysis, version 6*. Rotterdam, Balkema, 1995.
57. Vrouwenfelder A.C.W.M. en J.K. Vrijling, *Probabilistisch ontwerpen*. Delft, Technische Universiteit, 1982.
58. Weele, A. F. van, *Moderne funderingstechnieken*. Delft, Waltman, 1981.
59. Calle, E.O.F., G.J. Schotmeijer, R.G.J. Weersink en J.T. de Vries. *Probabilistische Ontwerpprocedure Kistdammen*. Deel 1 in Geotechniek Januari 2002, deel 2 in Geotechniek Juli 2002.
60. Van, M.A. en A. van Hoven. *Theorieontwikkeling rondom Opdrijven*. GeoDelft rapport SE-52029/2, Februari 2000
Zie ook: Van, M.A. *New Approach for Uplift induced Slope Failure*. Proc. 15th Int. Conf. Soil Mech. Geot. Eng., Istanbul, August 2001: 3: 2285-2288.
61. Meijerink N.G. en M.A. Van. *Probabilistische Analyse Kistdam Hardinxveld-Giessendam*. GeoDelft rapport CO-402110/22, December 2001.
62. Calle, E.O.F., J.A.M. Teunissen, H.L. Bakker, H. Schelfout en M.T. van der Meer. *Stabiliteits- en sterktecriteria bij lange damwanden in dijken*. Delft, GeoDelft, 2004.

Geïnterviewde personen:

- ing. W.L. Schipper, Ingenieursbureau Concretio bv, Zwijndrecht.
- ir. A.A.M. Venmans, Rijkswaterstaat, Dienst Weg- en Waterbouwkunde.

Appendix A

Gedraineerd en ongedraineerd gedrag

Bij de uitwerking van het Technisch rapport Kistdammen en Diepwanden is een aantal onduidelijkheden en (deels ogenschijnlijke) inconsequenties naar voren gekomen betreffende het hydraulisch regime (freatische lijnen en waterspanningen) en het gedraineerd of ongedraineerd uitvoeren van berekeningen.

Zo wordt in de literatuur in principe een gedraineerde analyse voorgeschreven bij de klassieke analytische rekenmethodes (Bishop, opdrukveiligheid, damwandberekening) en een ongedraineerde analyse bij de eindige elementen Methode PLAXIS (deterministisch en probabilistisch). Ook zijn onduidelijkheden naar voren gekomen betreffende de modellering van de waterspanningen in de opdrijfzone en de gedraineerde grenslaag aan de onderzijde van het samendrukbare pakket.

Hieronder is aangegeven hoe deze problematiek in het rapport is behandeld. Daarbij zijn het Voorschrift Toetsen op Veiligheid en de Leidraad voor het Ontwerpen van Rivierdijken, deel 2 - benedenrivierengebied, als uitgangspunt genomen.

1 Algemeen

Als rekenmodellen geen beperkingen zouden kennen ten aanzien van de modellering van het hydraulisch regime (waterspanningen en freatische lijnen) en gedraineerd en ongedraineerd gedrag, zou de keuze om gedraineerd of ongedraineerd te rekenen in principe alleen afhankelijk zijn van de aard en de tijdsduur van de belastingen, het hydraulisch regime en de grondeigenschappen, waaronder met name de doorlatendheid. Helaas is dit niet het geval en moet ook rekening worden gehouden met modelbeperkingen en met overwegingen uit oogpunt van probleemschematisatie en efficiency. Zo wordt in de klassieke-analytische rekenmodellen ook bij ongedraineerd reagerend materiaal (klei, veen) meestal toch uitgegaan van een gedraineerde aanpak. Dit uitgezonderd het einde van de drukstaaf bij opdrijfsituaties.

Deze gedraineerde aanpak komt er op neer dat het hydraulisch regime (waterspanningen en freatische lijnen) in de grond in de maatgevende situatie zo goed mogelijk worden bepaald en in het rekenmodel ingevoerd. Vervolgens worden in het model effectieve korrelspanningen berekend en op basis daarvan met gedraineerde sterkteparameters c' en ϕ' een stabiliteits-analyse uitgevoerd.

Als alternatief kan een stabiliteits-analyse op basis van f_{undr} worden uitgevoerd. In dat geval wordt in plaats van met c' en ϕ' met f_{undr} gerekend. De waarde f_{undr} volgt uit proeven of is berekend uit gedraineerde sterkteparameters en effectieve korrelspanningen. Hoewel dit een ongedraineerde berekening suggereert is de aanpak het zelfde als bij rekenen met c' en ϕ' , onder andere omdat géén rekening wordt gehouden met wateroverspanningen en het constitutief gedrag van de grond.

In tegenstelling tot klassieke rekenmodellen is er in de berekeningsmethode met PLAXIS (deterministische en probabilistische methode) van uitgegaan dat het dijklichaam volledig ongedraineerd reageert op belastingveranderingen door hoog water. Ook de stabiliteitscontrole, in dit geval de bepaling van de veiligheidsfactor MSF met ϕ'/c' -reductie, wordt ongedraineerd uitgevoerd.

Onverlet of de stabiliteitsberekeningen gedraineerd of ongedraineerd worden uitgevoerd, wordt benadrukt dat dit Technisch Rapport bedoeld is voor waterkeringen die, afgezien van het gedraineerde pakket beneden de slappe lagen, uit ongedraineerd reagerende grond (klei of veen) bestaan. Het Technisch Rapport mag niet zonder voorbehoud worden gebruikt voor (grotendeels) uit gedraineerde grond (zand) bestaande dijken.

De keuze gedraineerd of ongedraineerd rekenen dient in de eerste plaats te zijn ingegeven door de feitelijk aanwezige grondslag, aard en tijdsduur van belastingen, hydraulisch regime en te verwachten gedrag van de waterkering; en pas in de tweede plaats door de mogelijkheden die rekenmodellen bieden.

2 Klassieke rekenmodellen (deterministische methode)

De meeste stabiliteitsberekeningen van dijken worden nog steeds uitgevoerd met klassieke rekenmodellen gebaseerd op glijvlak-analyses. Veel gebruikt worden de Methode Bishop (MSTAB) voor situaties zonder opdrijven en het opdrijf/drukstaaf-model (MLIFT) voor situaties met opdrijven. De eindige elementen methode (EEM) wordt minder gebruikt omdat deze, met name voor het berekenen van dijkstabiliteit, veel gecompliceerder is. De analyse met klassieke rekenmodellen geschiedt als volgt:

- Bepalen van de geometrie van het dijklichaam
- Bepalen van een laagindeling van de ondergrond
- Bepalen van rekenwaarden sterkteparameters c' en ϕ'
- Bepalen van freatische lijnen en water(over)spanningen voor de initiële situatie
- Bepalen van freatische lijnen en water(over)spanningen tijdens hoogwater, afhankelijk van de tijdsduur van het hoogwater
- Bepalen van effectieve korrelspanningen
- Bepalen van de stabiliteitsfactor (stabiliteits-analyse op basis van gedraineerde sterkteparameters en effectieve korrelspanningen)
- Toetsen van de stabiliteitsfactor aan de Leidraad Rivierdijken en/of het Voorschrift Toetsen op Veiligheid

Essentieel in deze werkwijze is dat de berekening van de stabiliteit plaatsvindt met gedraineerde sterkteparameters c' en ϕ' en freatische lijnen die afhankelijk zijn van de tijdsduur van het hoogwater. Als gerekend wordt met f_{undr} is de berekening niet essentieel anders dan bij gedraineerde sterkteparameters.

Overigens wordt in het rekenmodel MLIFT voor oprijfsituaties, in tegenstelling tot MSTAB, ter plaatse van de passieve zone (dit is aan het einde van de oprijfzone) altijd gerekend met de ongedraineerde schuifsterkte. De reden daarvoor is dat bij bezwijken volgens het in MLIFT aangenomen bezwijkmechanisme de passieve zone pas in een laat stadium van bezwijken wordt aangesproken en daardoor niet de tijd heeft om gedraineerd te reageren.

De bepaling van de freatische lijnen gebeurt in de praktijk ongeveer als volgt:

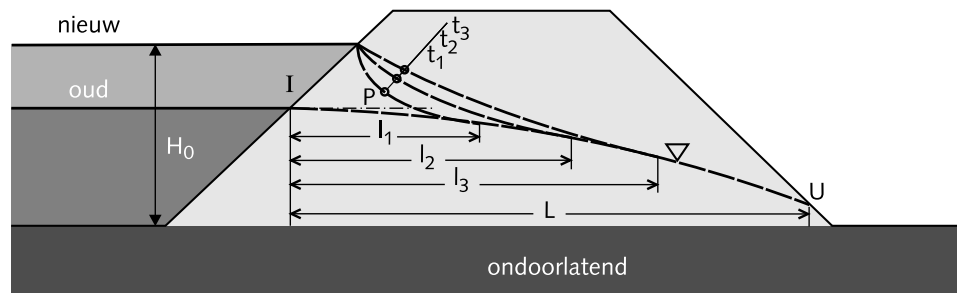
Voor het hydraulisch regime (freatische lijnen en waterspanningen) tijdens de langdurige situatie wordt uitgegaan van het polderpeil en de gemiddelde rivierstand, waarbij onder de dijk eventueel een opbolling als gevolg van capillaire werking wordt aangenomen.

Het hydraulisch regime tijdens hoogwater kon in het verleden moeilijk worden bepaald, omdat dit afhankelijk is van de tijdsduur van het hoogwater en de mogelijkheden voor het uitvoeren van niet-stationaire grondwaterstromingsanalyses.

Bovendien heeft de zone boven de langdurig aanwezige freatische lijn, de onverzadigde zone, als gevolg van uitdroging, wortelgroei en vorstinvloeden in het algemeen een veel grotere doorlatendheid dan het deel van de dwarsdoorsnede zone dat zich beneden de

langdurig aanwezige freatische lijn bevindt. Het gevolg is dat de buitenlagen en de kruin van de dijk, die tijdens hoogwater en/of regen snel verzadigd zijn met water, gedraineerd reageren, terwijl de beneden de langdurige freatische lijn gelegen lagen ongedraineerd reageren.

Volgens het Voorschrift Toetsen op Veiligheid kan de invloed van niet-stationaire effecten op een dijk op een ondoorlatende ondergrond worden afgeschat met een zogenaamde indringingsdiepte I , die afhankelijk is van de tijdsduur van de hoogwatergolf (zie hiervoor Katern 5 par. 4.3.5 van het Voorschrift Toetsen op Veiligheid). Afhankelijk van de indringingsdiepte I vindt een aanpassing van de langdurig aanwezige freatische lijn plaats (zie onderstaande figuur, overgenomen uit Leidraad Toetsen).



Figuur 1 Effecten ten gevolge van verhoging van de rivierwaterstand

Vervolgens wordt gekeken naar de binnentee van de dijk. Is uit ervaring bekend dat de binnentee tijdens hoogwater nat is, dan kan worden aangenomen dat de freatische lijn de binnentee snijdt. Is dit niet het geval, dan kan worden aangenomen dat de freatische lijn dieper ligt, met als minimum niveau het polderpeil in de langdurig aanwezige situatie. In het Voorschrift Toetsen op Veiligheid (Katern 5 par. 4.3.5 en Bijlage 2, par. 2.2.2) wordt ervan uitgegaan dat de freatische lijn de binnentee snijdt of nog iets hoger ligt. In par. 2.2.2 is dit voor een uit klei bestaande dijk nader uitgewerkt. Het komt er op neer dat voor de freatische lijn in de dijk een geknikt verloop wordt verondersteld.

Volgens par. 2.2.2 moet het waterspanningsverloop in de kleikern en in het samen-drukbare pakket lineair verlopend worden aangenomen tussen het freatisch vlak en de stijghoogte in het watervoerende pakket onder normale omstandigheden. Volgens par. 2.2.3 van de bijlage moet wel rekening worden gehouden met een grenslaag (voor benedenrivierdijken) 1 meter dik aan de onderzijde van het ongedraineerde pakket. Aan de bovenzijde van de grenslaag (dus 1 meter boven het grensvlak) wordt de stijghoogte verondersteld gelijk te zijn met die tijdens de langdurige situatie. Daaronder en daarboven verloopt de stijghoogte lineair naar respectievelijk MHW (op het grensvlak) en de hiervoor genoemde (geknikte) freatische lijn.

De stijghoogte in het watervoerende pakket is mede afhankelijk van het al dan niet opdrijven van de slappe lagen. Als opdrijven geen rol speelt, als de waterspanningen in de grenslaag kleiner blijven dan het gewicht van de slappe lagen, is deze stijghoogte maximaal gelijk aan MHW. Als opdrijven wel een rol speelt wordt de stijghoogte gelijk verondersteld aan de grenspotential. De grenspotential volgt uit het gewicht van het slappe lagen pakket.

Voor nadere details zie par. 2.2.3 van de genoemde bijlage.

Voor de kortdurende belastingen (bijvoorbeeld verkeersbelastingen) kan in MSTAB een aanpassingspercentage worden opgegeven, welk deel van deze belastingen zich vertaalt in korrelspanningen. Het overblijvende deel wordt gemodelleerd als een ongedraineerde belasting die géén extra sterkte in het schuifvlak genereert.

De consequentie van het voorgaande is dat in stabiliteitsberekeningen geen rekening wordt gehouden met wateroverspanningen als gevolg van herverdeling van spanningen in de grond en het constitutief gedrag van de grond (dilatantie, compactie en kruip).

Er zijn aanwijzingen dat kruip de oorzaak kan zijn van blijvend hoge waterspanningen in dijken.

3 Elementenmethode PLAXIS (deterministisch en probabilistisch)

In het tot nu toe uitgevoerde onderzoek betreffende kistdammen en diepwanden in waterkeringen is aan veel van de hierboven genoemde details betreffende het hydraulisch regiem in de dijk voorbijgegaan:

- a. Er is géén rekening gehouden met een mogelijk grotere doorlatendheid van het dijklichaam boven de freatische lijn als gevolg van uitdroging, vorst, wortelgroei etc., waardoor in deze zone gedraineerd gedrag optreedt en het dijklichaam sneller verzadigd kan raken met water als gevolg van regen en/of indringen van rivierwater.
- b. Er is géén rekening gehouden met de wijze van bepaling van freatische lijnen en waterspanningen in het ongedraineerde pakket volgens het Voorschrift Toetsen op Veiligheid.
- c. Er is slechts beperkt rekening gehouden met een gedraineerde grenslaag van 1 meter dik aan de onderzijde van het ongedraineerde pakket.

De punten b en c zijn hieronder nader toegelicht.

ad b.

In eindige elementen Methode PLAXIS worden de langdurige belastingen altijd gedraineerd aangebracht. Voor de veranderingen in de belastingen als gevolg van hoogwater is er in de deterministische en probabilistische methode en verschillende studies betreffende de kistdammen en diepwanden, dijkstabiliteit en centrifuge-onderzoek steeds van uitgegaan dat de belastingtijd van het hoogwater te kort is voor gedraineerd gedrag en dat er dus voor het hele slappe lagen pakket, inclusief het dijklichaam, ongedraineerd kan en mag worden gerekend. Voor de freatische lijnen heeft dit als consequentie dat, vanaf het moment dat ongedraineerd wordt gerekend, veranderingen van freatische lijnen niet worden vertaald in veranderingen van korrelspanningen in de ongedraineerde lagen en dus óók niet in veranderingen van de opneembare schuifsterkte. Wél vertalen wijzigingen van freatische lijnen tijdens het ongedraineerd rekenen zich in wateroverspanningen of wateronderspanningen, omdat deze steeds worden berekend ten opzichte van de laatst opgegeven freatische lijn.

ad c.

Met de gedraineerde grenslaag van 1 meter dik en een hydraulisch regime volgens het Voorschrift Toetsen op Veiligheid, is in de voornoemde studies beperkt rekening gehouden. Om het draineren van de onderste laag van het slappe lagen pakket in rekening te brengen, wordt in de eindige elementen methode aanbevolen om in het grensvlak tussen het gedraineerde pakket en het ongedraineerde pakket een rij interface-elementen met eigenschappen van gedraineerde klei te modelleren. Dergelijke elementen hebben echter geen dikte waardoor het schuifweerstandsgedrag kan afwijken van de 1 meter dikke grenslaag.

Verder wordt in PLAXIS bij het bepalen van de veiligheidsfactor (MSF) voor dijken met of zonder kistdam/diepwand altijd ongedraineerd gedrag verondersteld.

4 Consequenties voor het Technisch Rapport Kistdammen en Diepwanden

Uit het bovenstaande komen een aantal verschillen naar voren betreffende de wijze waarop in de onderliggende literatuur gedraineerd en ongedraineerd gedrag zijn verdisconteerd in respectievelijk de klassieke methode enerzijds en de eindige elementen

methode met PLAXIS anderszijds.

De modellering van gedraineerd en ongedraineerd gedrag volgens de klassieke methode sluit beter aan bij de Leidraad voor Rivierdijken en het Voorschrift Toetsen op Veiligheid dan de modellering volgens de deterministische en probabilistische methode met PLAXIS.

De modellering van gedraineerd en ongedraineerd gedrag in MLIFT en MSTAB sluit aan op de mogelijkheden en beperkingen van deze rekenmodellen.

De wijze waarop gedraineerd en ongedraineerd gedrag in berekeningen met de eindige elementen methode (deterministisch en probabilistisch) is verdisconteerd, is echter maar een tamelijk grove schematisatie van de werkelijkheid, die geen recht doet aan de mogelijkheden van PLAXIS. Strikt genomen, is deze wijze van modelleren alleen geldig voor kortdurend hoogwater.

De modellering van de grenslaag met interface-elementen met eigenschappen van gedraineerde klei zou nog wel als gelijkwaardig met de in het Voorschrift Toetsen op Veiligheid aanbevolen grenslaag van 1 meter dikte zijn te beschouwen, ware het niet dat interface-elementen altijd een dikte 0 hebben. Dit betekent dat ten opzichte van een gedraineerde grenslaag met een dikte van 1 meter verschillen kunnen optreden in de opneembare schuifsterkte. Ook kan dit, met name bij een relatief dun slappe lagen pakket, een niet verwaarloosbare invloed op de opdrijfsterkte hebben, omdat bij een modellering met een 1 meter dikke grenslaag het vertikaal evenwicht ongunstiger is. Bij een dun pakket slappe lagen wordt daarom aanbevolen te onderzoeken of grote verschillen optreden tussen een modellering overeenkomstig het Voorschrift Toetsen op Veiligheid (1 meter dikke laag) dan wel overeenkomstig de huidige werkwijze met PLAXIS (interface-elementen). Worden grote verschillen geconstateerd, dan verdient de modellering volgens het Voorschrift Toetsen op Veiligheid de voorkeur.

Gelet op de mogelijkheden van PLAXIS is er geen bezwaar tegen om voor de modellering van het hydraulisch regime aansluiting te zoeken bij de wijze waarop dit in de klassieke methode gebeurt. De belangrijkste consequentie hiervan is dat, afhankelijk van de duur van het hoogwater en de doorlatendheid van (delen van) het slappe lagen pakket, een deel van de dwarsdoorsnede gedraineerd in plaats van ongedraineerd moet worden doorgerekend.

Voor de invoer van het hydraulisch regime in PLAXIS dienen zich twee wegen aan. Modellering van het hydraulisch regime overeenkomstig het Voorschrift Toetsen op Veiligheid op de wijze zoals dat in klassieke berekeningen gebeurt, maar dan met in achtnaam van de aanwezigheid van een kistdam of diepwand.

Modellering van het hydraulisch regime met een grondwaterstromingsberekening met in achtnaam van de aanwezigheid van een kistdam of diepwand en vervolgens consolidatie voor de tijd dat het hoogwater duurt.

Voor ieder geval moet worden nagegaan wat de beste aanpak is. Een modellering met grondwaterstroming en consolidatie vraagt meer grondonderzoek (bepaling k -waarden en consolidatiecoëfficiënten) dan een modellering volgens het Voorschrift Toetsen op Veiligheid. Ook vereist het uitvoeren van deze berekeningen meer kennis en vaardigheden van de gebruiker.

Over de veiligheidsfactor MSF na aanbrengen van de belastingveranderingen als gevolg van hoogwater nog het volgende.

Het gedraineerde deel van de doorsnede (voornamelijk de buitenzijde en de kruin van de dijk) zal meestal niet zo groot zijn. Bovendien zijn de korrelspanningen in dit deel van de dijk laag, zodat de bijdrage aan de totale stabiliteit gering is. Voor de veiligheidsfactor MSF en de vorm van het bezwijkmechanisme maakt het waarschijnlijk dan ook weinig uit of dit deel van de doorsnede gedraineerd of ongedraineerd wordt berekend. Daarom wordt aanbevolen de bepaling van de veiligheidsfactor MSF altijd volledig ongedraineerd uit te voeren, ook bij berekeningen waarbij de belastingen gedeeltelijk

gedraineerd worden doorgerekend. Er zijn dan geen consequenties voor de toepassing van het probabilistische model van H.L. Bakker.

5 Conclusies en aanbevelingen

In deze appendix zijn een aantal inconsequenties en onduidelijkheden betreffende gedraineerd en ongedraineerd rekenen en de modelleringen van freatische lijnen en opdrijfzone bij het ontwerp van kistdammen en diepwanden in dijken nader beschouwd.

Hieronder is aangegeven hoe de ontwerpberoeeningen verbeterd kunnen worden.

- Aanbevolen wordt om specifiek onderzoek uit te voeren naar en aandacht te besteden aan de doorlatendheden van verschillende delen van het dwarsprofiel, met name het deel van de kruin boven de freatische lijn in de langdurige situatie en de gedraineerde grenslaag in de opdrijfzone.
- Aanbevolen wordt om specifiek aandacht te besteden aan de invloed van de constructie op het hydraulisch regime in de dwarsdoorsnede en de constructie zo te detailleren dat tijdens hoogwater een zo laag mogelijke freatische lijn in de kistdam en aan de polderzijde van de kistdam of diepwand wordt gewaarborgd.
- Afhankelijk van de duur van het hoogwater, de ligging van freatische lijnen en de doorlatendheden van verschillende delen van het dwarsprofiel (o.a. kruin boven de langdurig aanwezige freatische lijn en grenslaag ter plaatse van de opdrijfzone) dient een keuze te worden gemaakt of de belastingen door hoogwater volledig ongedraineerd dan wel voor een deel van het dwarsprofiel gedraineerd worden doorgerekend dan wel dat beide situaties worden onderzocht.
- Bij een gedeeltelijk gedraineerde berekening met PLAXIS dient het hydraulisch regime bij voorkeur gemodelleerd te worden volgens de methode aangegeven in het Voorschrift Toetsen op Veiligheid, met in achtname van de aanwezigheid van de kistdam of diepwand.
Een goede aansluiting met het Voorschrift Toetsen op Veiligheid kan ook worden verkregen door grondwaterstromingsberekeningen in combinatie met consolidatie uit te voeren.

Als de bepaling van de veiligheidsfactor MSF ongedraineerd geschiedt, heeft het al dan niet gedeeltelijk gedraineerd doorrekenen van de belastingveranderingen als gevolg van hoogwater géén consequenties voor de toepassing van het probabilistische model van H.L. Bakker.

Appendix B

Werkwijze meenemen stochastiek waterstand

Voor de kansverdeling van de waterstand wordt uitgegaan van een Gumbel kansverdeling. De definitie van deze kansverdeling (betrokken op overschrijdingskansen van waterstanden per jaar) is:

$$F_1(H) = \exp\left(-\exp\left(-\frac{2.3(H-u)}{B}\right)\right)$$

waarin u en B parameters van de verdeling zijn; B wordt de decimeringshoogte genoemd. De MHW, dit is de waterstand die met kans P_{MHW} per jaar wordt overschreden, wordt als volgt berekend:

$$MHW = u - B \log(P_{MHW})$$

waarin $\log()$ de Briggsse logaritme is (grondtal 10). De kansverdelingsfunctie voor waterstanden, betrokken op een periode van 10 jaar luidt:

$$F_{10}(H) = \exp\left(-\exp\left(-\frac{2.3(H-u^1)}{B}\right)\right)$$

waarin:

$$u^1 = u + \frac{B}{2.3} \ln(10)$$

De berekende MHW wordt met kans $10P_{MHW}$ overschreden in een periode van 10 jaar. We zoeken nu naar een vervangende Normale verdeling $N(\mu_H, \sigma_H)$ voor $F_{10}(H)$. Dit doen we door de μ_H en σ_H zodanig te bepalen dat bij $H = MHW$ de kanswaarde van de vervangende normale verdeling gelijk is aan $(1-10 P_{MHW})$ en bij $H = MHW-B$ de kanswaarde $(1-100 P_{MHW})$ is. Stellen we voor de verwachtingswaarde:

$$\mu_H = MHW - \tau B$$

en voor de standaardafwijking:

$$\sigma_H = \Gamma B$$

dan moeten we τ en Γ zodanig bepalen dat aan bovenstaande voorwaarden is voldaan. Er volgt:

$$\Gamma = \frac{1}{\Phi^{-1}(1-10 P_{MHW}) - \Phi^{-1}(1-100 P_{MHW})}$$

en

$$\tau = \Phi^{-1}\left(1-10 P_{MHW}\right) \cdot \Gamma$$

waarin $\Phi^{-1}()$ de inverse is van de standaardnormale kansverdelingsfunctie.

Als betrouwbaarheidsfunctie waarbij de stochastiek van de waterstand in rekening gebracht wordt definiëren we:

$$Z = \beta_{MHW} + \frac{\delta\beta}{\delta H} (H - MHW) + s$$

waarin β_{MHW} de berekende betrouwbaarheidsindex is bij MHW, $\delta\beta/\delta H$ het differentiequotiënt van de afname van β_{MHW} bij afname van de buitenwaterstand (negatief) en s een normaal verdeelde stochast met verwachtingswaarde 0 en standaardafwijking 1,0.

We vinden dan voor de verwachtingswaarde van Z :

$$E[Z] = \beta_{MHW} + \frac{\delta\beta}{\delta H} (\mu_H - MHW) = \beta_{MHW} - \frac{\delta\beta}{\delta H} \tau B$$

en voor de variantie van Z :

$$\sigma_Z^2 = 1 + \left(\frac{\delta\beta}{\delta h} \right)^2 \sigma^2 = 1 + \left(\frac{\delta\beta}{\delta h} \right)^2 \Gamma^2 B^2$$

De betrouwbaarheidsindex, rekening houdend met de kansverdeling van de waterstand luidt dan:

$$\beta_H = \frac{\beta_{MHW} - \frac{\delta\beta}{\delta H} \tau B}{\sqrt{1 + \left(\frac{\delta\beta}{\delta H} \right)^2 \Gamma^2 B^2}}$$

Voorbeeld:

Stel dat we rekenen met een MHW-overschrijdingskans $P_{MHW} = 1/4000$ per jaar en dat de decimeringshoogte $B = 0,30$ m. In de probabilistische analyse bij MHW vinden $\beta_{MHW} = 3,80$ en $\delta\beta/\delta h = -0,50$.

Met bovenstaande formules bepalen we eerst Γ en τ :

$$\Gamma = \frac{1}{\Phi^{-1}\left(1 - \frac{1}{400}\right) - \Phi^{-1}\left(1 - \frac{1}{40}\right)} = \frac{1}{2,81 - 1,96} = 1,18$$

$$\tau = \Phi^{-1}\left(1 - \frac{1}{400}\right) \cdot \Gamma = 2,81 \cdot 1,18 = 3,31$$

Hiermee vinden we voor β_H :

$$\beta_H = \frac{3,80 + 0,5 \cdot 3,31 \cdot 0,30}{\sqrt{1 + 0,50^2 \cdot 1,18^2 \cdot 0,30^2}} = 4,23$$

Appendix C

Voorbeeld van de klassieke berekening van een kistdam

Het onderstaande voorbeeld betreffende de klassieke berekening van een kistdam is ontleend aan [53].

Het rapport Kistdammen en Diepwanden is samengesteld op basis van de resultaten van deze en andere studies. Omdat niet in alle studies dezelfde werkwijze is gevolgd kunnen er verschillen optreden tussen de in het rapport voorgeschreven werkwijze en de in deze appendix gevolgde aanpak. Om die reden moet deze appendix niet worden beschouwd als een exacte weergave van de betreffende berekeningsmethode doch alleen als een illustratie daarvan.

1 Uitgangspunten

De in dit hoofdstuk beschreven kistdamberekeningen zijn uitgevoerd voor het geval waarbij geen overdruk in het pleistocene zand heerst; er bestaat dus geen gevaar voor opdrijven. Wel is erosie van het binnentalud opgetreden.

Het kistdamontwerp vindt plaats volgens de Methoden Blum en Homberg, vervolgens wordt de overall stabiliteit van de constructie gecontroleerd en wordt gecontroleerd of het horizontaal en inwendig evenwicht van de constructie voldoen.

Als toetswaarden voor krachten- of momentevenwicht wordt een waarde van 1,17 aangehouden.

2 Gebruikte gegevens

2.1 Geometrie

In dit voorbeeld is gebruik gemaakt van het principeplan voor de dijkversterking van Hardinxveld-Giessendam Centrum, alwaar een kistdam geprojecteerd is. De geometrie is ontleend aan het principeplan voor de dijkversterking dwarsprofiel Dp.025+163m (vak 10).

2.2 Breedte van de kistdam

De breedte van een kistdam is van invloed op de benodigde inheidiepte van de damwanden: een grotere afstand tussen de damwanden levert een kleinere invloed tussen de damwanden onderling op. Dit betekent dat bij een smallere kistdam de gereduceerde passieve druk op de rivierwand kleiner is, zodat een langere rivierwand benodigd is.

De breedte van de kistdam dient in overeenstemming te zijn met de breedte van de dijk waarin de kistdam geplaatst wordt. Voor de berekeningen is een breedte van 6,0 m gekozen.

2.3 Hoogte van het anker

Het anker tussen de damwanden brengt klachten tussen de damwanden over. De diepte

van het anker is van invloed op de benodigde lengte van de polderwand, tot op zekere hoogte geldt: hoe dieper het anker, hoe korter de benodigde polderwand. Voor de berekeningen is voor het niveau van het anker NAP +2,5m gekozen, zijnde 2,5m beneden de kruin van de dijk.

2.4 Diepte van de erosiekrater

Onder maatgevende omstandigheden is het mogelijk dat het binnentalud wegerodeert als gevolg van overslaand water. De dijk moet in dit geval zijn waterkerende functie behouden, zodat de kistdamconstructie zelfstandig moet blijven functioneren. In deze analyse is er vanuit gegaan dat het binnentalud wegerodeert tot het binnendijkse maaiveld. Dit is een zeer extreme veronderstelling.

2.5 Grondopbouw

In de grondopbouw is het slappe lagenpakket geschematiseerd tot één slappe laag. De volgende grondopbouw is gebruikt:

Tabel 1 Grondopbouw

Diepte (m t.o.v. NAP)	Grondsoort
+ 5 tot 0	Dijksmateriaal
0 tot -10	Slappe laag
-10 en verder	Pleistoceen zand

2.6 Grondeigenschappen

Voor de verschillende rekenmodellen zijn parameters voor de grondeigenschappen benodigd.

In tabel 2 is een overzicht gegeven van de benodigde materiaalparameters.

Tabel 2 Benodigde grondeigenschappen

Grondeigenschap	Symbool	Eenheid
Droog en nat volumegewicht	$\gamma/\gamma_{\text{sat}}$	KN/m ³
Elasticiteits- of glijdingsmodulus	E of G	KPa
dwarscontractiecoëfficiënt	ν	-
Effectieve cohesie	c'	KPa
Effectieve hoek van inwendige wrijving	ϕ'	°
Actieve en passieve gronddrukcoëfficiënt	λ_a/λ_p	-
Horizontale beddingsconstante	k_h	KN/m ³

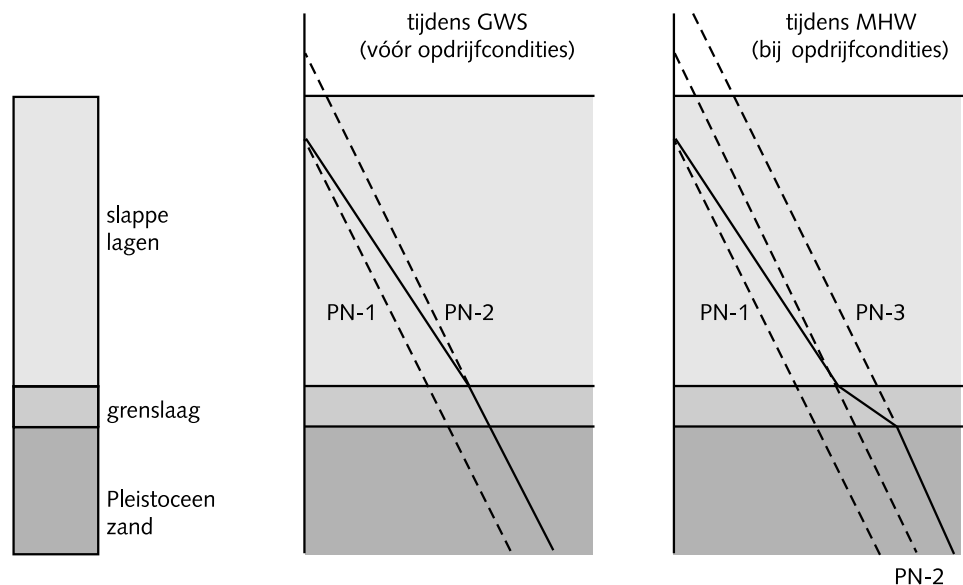
In tabel 3 zijn de grondparameters opgenomen die in dit voorbeeld zijn gebruikt. Deze waarden zijn rekenwaarden.

Tabel 3 Rekenwaarden grondparameters

Grondsoort	$\gamma/\gamma_{\text{sat}}$ [kN/m ³]	c' [kPa]	ϕ' [°]	ν [-]	G [kPa]
Dijksmateriaal	18/18	2	21	0,40	1.500
Slappe laag	14/14	2	22	0,37	500
Zand	17/20	0	30	0,33	15.000

2.7 Waterspanningen

Het waterspanningsverloop is geschematiseerd zoals aangegeven in figuur 1. Hierbij dient opgemerkt te worden dat deze schematisatie afwijkt van de in bijlage A voorgestelde methode.



Figuur 1 Waterspanningsverloop over de diepte

2.8 Verkeersbelasting

In dit voorbeeld is rekening gehouden met een verkeersbelasting van 13 kN/m² tussen de kistdammen met een breedte van 2,5 m grenzend aan de polderwand.

2.9 Kistdamgegevens

De damwanden die in de berekeningen gebruikt zijn hebben de volgende eigenschappen (rekenwaarden):

Tabel 4 Rekenwaarden voor damwand- en ankergegevens

	Type	EI [kNm ² /m]	EA [kN/m]
Damwanden	PU12	4,5·10 ⁴	3,0·10 ⁶
Anker	-	-	1,0·10 ⁵

3 Bepaling inheidiepte damwanden volgens Blum en Homberg

Volgens Methode Blum wordt de lengte van de polderwand bepaald. Hierbij wordt ervan uitgegaan dat voor de polderwand volledige inklemming in de grond bereikt wordt. Dit levert een lengte van de polderwand en een ankerkracht op. Vervolgens wordt met de Methode Homberg de gereduceerde passieve drukverdeling tegen de rivierwand bepaald, waarmee de benodigde lengte van de rivierwand bekend wordt.

De resultaten zijn als volgt:

Tabel 5 Inheidiepte polder- en rivierwand volgens Homberg

Hoogte anker NAP +2,5m Breedte kistdam 6,0m	Inheidiepte [m t.o.v. NAP]
Rivierwand	- 2,6
Polderwand	- 8,2

4 Controle van de overall-stabiliteit

4.1 Uitgangspunten

Aangezien in de beschouwde situatie de oprijfveiligheid groter dan 1,2 is, is de overall stabiliteit met de Methode Bishop onderzocht. Voor de berekening van de overall stabiliteit van de dijk is gebruik gemaakt van computerprogramma MSTAB, gebaseerd op de Methode Bishop.

Voor wat betreft het waterspanningsverloop is uitgegaan van het volgende:¹⁾

- Het freatisch vlak verloopt van NAP +2,0m in de kruin van de dijk, naar NAP -1,3m in de polder.
- In het dijksmateriaal heerst een waterdruk die hydrostatisch verloopt met de diepte ten opzichte van het freatisch vlak.
- In het slappe lagenpakket heerst een waterdruk die lineair verloopt in de diepte tussen het freatisch vlak in het dijksmateriaal en de stijghoogte in het Pleistocene zand onder gemiddelde omstandigheden, te weten NAP -0,5m.
- In het diepe zand heerst een waterdruk die hydrostatisch verloopt met de diepte ten opzichte van gemiddelde omstandigheden.

Zie voor de schematisatie van de waterspanningen figuur 1, het waterspanningsverloop tijdens GWS.

4.2 Berekeningsresultaten

De Bishop berekening leverde het volgende resultaat voor cirkels onder de constructie door:

Tabel 6 Stabiliteit volgens Bishop; geval 1

Inheidiepte rivierwand [m t.o.v. NAP]	Inheidiepte polderwand [m t.o.v. NAP]	Veiligheid tegen afschuiven
- 2,6	- 8,2	1,352

Uit de resultaten blijkt dat de overall stabiliteit van de kistdamconstructie voor het geval zonder overdruk in het pleistocene zand voldoet aan de norm van 1,17. Het mechanisme overall stabiliteit is dus niet maatgevend.

5 Horizontaal evenwicht

Het horizontaal evenwicht van de kistdamconstructie is bepaald zoals aangegeven in paragraaf 5.2.8. Hierbij is aangenomen dat de passieve kracht volledig tot ontwikkeling komt.

De berekening van het horizontaal evenwicht geschiedt met rekenwaarden voor de parameters en de veiligheid staat in tabel 7 gerangschikt.

Tabel 7 Veiligheid tegen horizontaal afschuiven

Inheidiepte beide wanden [m t.o.v. NAP]	Horizontaal evenwicht
-8,2	1,0
-10	1,03
-12	1,15
-12,5	1,17

¹ Deze aanname van het waterspanningsverloop wijkt af van de in het Voorschrift Toetsen op Veiligheid en bijlage A voorgestelde methode.

Uit dit overzicht volgt dat voor een inheinniveau van NAP -12,5m aan de norm voor horizontaal evenwicht wordt voldaan.

6 Inwendig evenwicht

Het inwendig evenwicht van de vulling van de kistdamconstructie is bepaald zoals aangegeven in paragraaf 5.2.6

*Tabel 8 Veiligheid tegen
afschuiven van de vulling van de
kistdam*

Inheidiepte beide wanden [m t.o.v. NAP]	Inwendig evenwicht
-8,2	1,2
-10,0	1,1
-12,0	1,05
-14,0	1,13
-15,0	1,17

Uit de tabel volgt dat bij een inheinniveau van NAP -15m het inwendige evenwicht aan de eis van 1,17 voldoet.

Bij de berekening van het inwendig evenwicht volgens Terzaghi wordt ervan uitgegaan dat actieve en passieve gronddrukken volledig tot ontwikkeling komen. Bij langere damwanden zal het uitwendig moment op de kistdamconstructie toenemen door toename van de actieve en passieve krachten en door toename van de arm.

In tabel 8 is derhalve zichtbaar dat wanneer de lengte van de damwanden wordt vergroot, de veiligheid tegen afschuiven van de vulling van de kistdam eerst afneemt en pas toeneemt wanneer de damwanden tot enkele meters in het pleistocene zand worden doorgezet. Dit wijst erop dat verlengen van de damwanden tot grotere verplaatsingen aan de top van de polderwand kunnen leiden.

Appendix D

Voorbeeld van de klassieke berekening van een diepwand

Het onderstaande voorbeeld betreffende de klassieke berekening van een kistdam is ontleend aan [53].

Het Technisch Rapport Kistdammen en Diepwanden is samengesteld op basis van de resultaten van deze en andere studies. Omdat niet in alle studies dezelfde werkwijze is gevolgd kunnen er verschillen optreden tussen de in het rapport voorgeschreven werkwijze en de in deze appendix gevolgde aanpak. Om die reden moet deze appendix niet worden beschouwd als een exacte weergave van de betreffende berekeningsmethode doch alleen als een illustratie daarvan.

1 Uitgangspunten

De in dit hoofdstuk beschreven diepwandberekeningen zijn uitgevoerd voor het geval waarbij geen overdruk in het pleistocene zand heerst; er bestaat dus geen gevaar voor opdrijven. Wel is erosie van het binnentalud opgetreden.

Het diepwandontwerp vindt plaats volgens de methode van de verend ondersteunende liggers.

Als toetswaarden voor krachten- of momentevenwicht wordt een waarde van 1,17 aangehouden.

2 Gebruikte gegevens

2.1 Geometrie

In dit voorbeeld is gebruik gemaakt van het principeplan voor de dijkversterking van Hardinxveld-Giessendam Centrum, alwaar een diepwand geprojecteerd is. De geometrie is ontleend aan het principeplan voor de dijkversterking dwarsprofiel Dp. 032+012m (vak 6).

2.2 Dikte van de diepwand

De dikte van een diepwand is van invloed op de benodigde inklemmingslengte van de diepwand: een dikkere diepwand zal minder vervormen, zodat de benodigde inklemmingsdiepte geringer zal zijn dan bij een dunnere diepwand. De dikte van de diepwand dient ook praktisch uitvoerbaar te zijn. In dit voorbeeld is de dikte van de diepwand 1,0m aangezien een diepwand van deze dikte voldoende stijfheid bezit en praktisch uitvoerbaar is.

2.3 Diepte van de erosiekrater

Onder maatgevende omstandigheden is het mogelijk dat het binnentalud wegerodeert als gevolg van overslaand water. De dijk moet in dit geval zijn waterkerende functie behouden, zodat de diepwandconstructie zelfstandig moet blijven functioneren. In deze analyse is er vanuit gegaan dat het binnentalud wegerodeert tot het binnendijks maaiveld NAP (+ 0,0 m).

2.4 Grondopbouw

In de grondopbouw is het slappe lagen pakket dat werd aangetroffen in Hardinxveld-Giessendam Centrum vak 6 geschematiseerd tot drie slappe lagen.

De grondopbouw is als volgt:

Tabel 1 Grondopbouw voorbeeld klassieke diepwandberekening

Diepte (m t.o.v. NAP)	Grondsoort
+5 tot 0	Dijksmateriaal
0 tot -4,8	Slappe laag 1
-4,8 tot -7,2	Slappe laag 2
-7,2 tot -10	Slappe laag 3
-10 en verder	Pleistoceen zand

2.5 Grondeigenschappen

Voor de verschillende rekenmodellen zijn invoerparameters voor de grondeigenschappen benodigd. In bijlage C, tabel 2 is een overzicht gegeven van de benodigde materiaalparameters. In tabel 2 zijn de grondparameters opgenomen die in dit voorbeeld van de diepwandberekening gelden:

Tabel 2 Grondparameters voor klassieke en deterministische diepwandberekening

Grondsoort	$\gamma/\gamma_{\text{sat}}$ [kN/m ³]	c' [kPa]	φ' [°]	v [-]	k_h boven [kN/m ³]	k_h onder [kN/m ³]
Dijksmateriaal	19/19	3,5	20,5	0,4	1500	1500
Slappe laag 1	15,5/15,5	3,5	20,5	0,4	1500	1500
Slappe laag 2	11,5/11,5	8,5	27,9	0,4	2500	3500
Slappe laag 3	14/14	7	20,6	0,4	3500	6500
Zand	17/20	0	30	0,33	15.000	15.000

Waarin:

$\gamma/\gamma_{\text{sat}}$ = volumegewicht in droge respectievelijke natte toestand

c' = cohesie

φ' = wrijvingshoek

v = dwarscontractiecoëfficiënt

k_h boven = horizontale beddingsconstante aan de bovenkant van de laag

k_h onder = horizontale beddingsconstante aan de onderkant van de laag

2.6 Waterspanningen

Voor wat betreft de waterspanningen in de dijk is uitgegaan van het volgende:

- Het freatisch vlak heeft buitendijks een hoogte van NAP +2,0m en binnendijks NAP -1,3m.
- De waterspanningen verlopen hydrostatisch met de diepte ten opzicht van het freatisch vlak.

3 Berekening

Met een model voor verend ondersteunde liggers is een globaal diepwandontwerp gemaakt. Hiervoor is gebruik gemaakt van computerprogramma MSHEET, gebaseerd op de theorie van verend ondersteunde liggers.

De diepwandberekening wordt uitgevoerd in twee bouwfases:

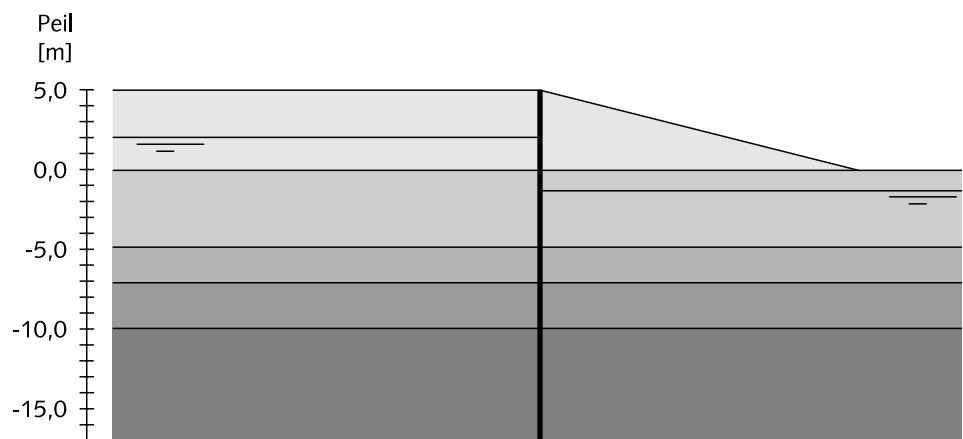
- Initiële toestand, waarin het talud binnendijks nog aanwezig is, zie figuur 1.

- Uiteindelijke toestand, waar door erosie het talud is weggeslagen, zie figuur 2.

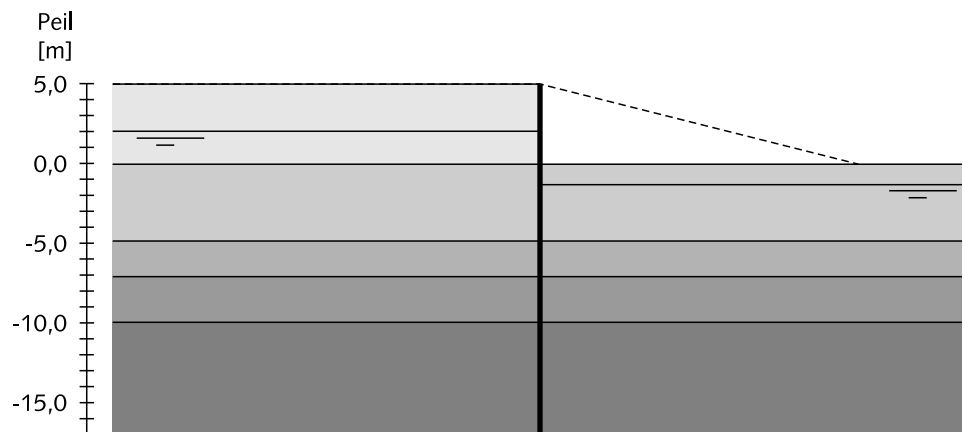
Uitgegaan is van een diepwand met een dikte van 1,0m en een kerende hoogte van 5m. Voor een inklemmingsdiepte L_{k0} van 5,0m en geschatte beddingsconstante in het zand k_h van 15.000 kN/m^3 is de benodigde stijfheid EI voor de diepwand bepaald, zodanig dat de uitwijking aan de top van de diepwand circa 0,1 m bedraagt (zie tabel 3).

Tabel 3 Resultaten MSHEET berekeningen bij verschillende inklemmingsdiepten

Inklemmings- diepte [m]	EI [kNm ² /m]	Horizontale verplaatsing aan de top [m]	Moment t.p.v. bovenkant pleistoceen [kN/m]	Dwarskracht t.p.v. bovenkant pleistoceen [kN/m]
5,0	$4,0 \cdot 10^6$	0,093	912,4	91,0



Figuur 1 Initiële toestand diepwandberekening



Figuur 2 Uiteindelijke toestand diepwandberekening

Appendix E

Voorbeeld van de deterministische berekening van een kistdam

Het onderstaande voorbeeld betreffende deterministische berekening van een kistdam is ontleend aan [53].

Het Technisch Rapport Kistdammen en Diepwanden is samengesteld op basis van de resultaten van deze en andere studies. Omdat niet in alle studies de zelfde werkwijze is gevolgd kunnen er verschillen optreden tussen de in het rapport voorgeschreven werkwijze en de in deze appendix gevolgde aanpak. Om die reden moet deze appendix niet worden beschouwd als een exacte weergave van de betreffende berekeningsmethode doch alleen als een illustratie daarvan.

1 Uitgangspunten

In dit voorbeeld van het kistdamontwerp met het eindige-elementenmethode programma PLAXIS is uitgegaan van dezelfde gegevens als grondparameters, geometrie en waterspanningen als in het voorbeeld van de klassieke berekening in appendix C. De parameters voor de berekeningen zijn gegeven in tabel 3 van Appendix C.

Teneinde de invloed van een langere voor- of rivierwand te bepalen is met PLAXIS een aantal berekeningen uitgevoerd, waarbij de lengte van de wanden gevarieerd is.

Tabel 1 Afmetingen damwanden deterministische berekening

Inheidiepte rivierwand [m t.o.v. NAP]	Inheidiepte polderwand	Berekening [t.o.v. NAP]
-2,6	-8,2	Kistdam 1
-5,4	-8,2	Kistdam 2
-8,2	-8,2	Kistdam 3
-10	-10	Kistdam 4
-12	-12	Kistdam 5

2 Rekenstappen

Het kistdamontwerp met eindige-elementenmethode programma PLAXIS wordt uitgevoerd in de volgende stappen:

- Bepaling initiële spanningen met een gemiddelde waterstand
- Plaatsing kistdamonderdelen polderwand, anker en achterwand
- Aanbrengen verkeersbelasting
- Ontgraving binnentalud en aanbrengen maatgevend hoogwater
- ϕ'/c' -reductie ter bepaling van de MSF

Voor de MSF wordt dezelfde eis van 1,17 gehanteerd als voor de evenwichtsfactor bij de klassieke modellen.

3 Berekeningsresultaten

Uit de PLAXIS berekeningen blijkt, dat het kistdamontwerp voldoet. De resultaten staan in tabel 2 gerangschikt.

Tabel 2 Berekeningsresultaten
deterministische methode

Berekening	MSF	Moment rivierwand [kNm/m]	Moment polderwand [kNm/m]	Ankerkracht [kN/m]	Verplaatsing op polderwand [m]
Kistdam 1	1,173	66,9	72,7	148,68	0,46
Kistdam 2	1,217	53,3	41,8	133,39	0,47
Kistdam 3	1,264	96,6	27,5	118,24	0,46
Kistdam 4	1,333	174,0	30,0	123,99	0,45
Kistdam 5	1,535	229,0	54,0	122,25	0,42

Aan de hand van de berekeningsresultaten kan het volgende worden opgemerkt:

Kistdam 1

Dit kistdamontwerp volgt uit toepassing van het Homberg model (rivierwand NAP –2,6m, polderwand NAP –8,2m). Aan de actieve zijde van de kistdam ontstaat een recht glijvlak aan de passieve zijde niet, wellicht is dit een aanwijzing voor het niet volledig tot ontwikkeling komen van de passieve druk. Beide damwanden vertonen aan de voet een horizontale verplaatsing richting polder.

Kistdam 2

Dit kistdamontwerp heeft een langere rivierwand (rivierwand NAP –5,4m, polderwand NAP –8,2m). Aan de actieve zijde van de kistdam ontstaat een recht glijvlak, aan de passieve zijde niet. De polderwand vertoont aan de voet een horizontale verplaatsing richting polder, de rivierwand vertoont aan de voet een verticale verplaatsing naar beneden.

Kistdam 3

Na verdere verlenging van de rivierwand (rivierwand NAP –8,2m, polderwand NAP –8,2m) nemen de momenten in de rivierwand toe. Er wordt niet voldaan aan horizontaal evenwicht, de polderwand verplaatst zowel aan de voet als aan de top richting polder.

Kistdam 4

Wanneer beide damwanden reiken tot NAP –10m, ondervindt de rivierwand geringe verticale verplaatsing en vindt er een horizontale verplaatsing plaats aan de voet van de polderwand.

Kistdam 5

Wanneer beide damwanden reiken tot NAP –12m, zijn beide wanden ingeklemd in het pleistocene zand. Er vindt geen horizontale verplaatsing plaats aan de voet van de damwanden.

Het doorzetten van de damwanden tot een grotere diepte dan nodig is voor stabiliteit en/of vervormingen is ongewenst. Eventueel kunnen de damwanden worden gestaffeld om een zettingsvrije kistdam te verkrijgen.

4 Conclusie

Voor het uitgewerkte voorbeeld gelden de volgende conclusies:

- Wanneer de kistdam met slap materiaal gevuld is, zullen de verplaatsingen aan de top van de polderwand groot zijn. Bij verlenging van beide damwanden neemt de veiligheid tegen horizontaal afschuiven toe.
- Wanneer na verlenging van de damwanden inklemming bereikt wordt, zal verdere verlenging een geringe invloed hebben op de verplaatsing aan de top.
- Verlengen van zowel de voor- als de rivierwand heeft in dit voorbeeld positieve

invloed op de MSF, de momenten in de damwanden worden eveneens groter. Het langer maken van de rivierwand heeft geen negatieve invloed op het bezwijken van de kistdam en op de verplaatsingen aan de top van de polderwand. Hoewel het inwendige evenwicht volgens Terzaghi bij damwanden met een inheidiepte van NAP –12m lager is dan bij damwanden met een inheidiepte van NAP –8,2m heeft dit geen nadelige invloed op de verplaatsingen aan de top van de polderwand.

Appendix F

Samenvatting theoretische achtergrond Methode Bakker

In dit deel is de theoretische achtergrond van de in dit rapport genoemde Methode Bakker kort samengevat. Voor een uitgebreide behandeling wordt verwezen naar [6]. Het hier als eerste behandelde deel beschrijft enkele aspecten van de gevolgde probabilistische aanpak. In het tweede deel worden de drie voor de berekeningsmethode benodigde spreadsheets beschreven. Voor de praktische toepassing van de methodiek wordt verwezen naar het voorbeeld in appendix H.

1 Probabilistische aanpak

1.1 Inleiding

De methode is een benaderende probabilistische “eerste orde tweede moment” betrouwbaarheidsanalyse voor geotechnische constructies, waarbij op onderdelen (met name spreadsheet UNDRAINE) gebruik gemaakt wordt van de principes van een “design point”-benadering [56]. De methodiek geldt voor een meerlagen ongedraineerde grondslag en is in principe ook voor andere geotechnische constructies algemeen toepasbaar. In deze appendix is de uitwerking toegespitst op kistdammen. Met de methodiek kunnen constructies ontworpen worden op een vooraf vastgesteld betrouwbaarheidsniveau. Dit betreft zowel het betrouwbaarheidsniveau van de constructie als de betrouwbaarheidsniveaus van de onderdelen. Globaal wordt als volgt te werk gegaan:

- kies betrouwbaarheidsniveau β_k voor de gehele kistdamconstructie; bepaal hieruit de faalkansruimte Pf_k voor de hele kistdam;
- deel deze faalkansruimte op in faalkansen voor grondbreuk, damwandbreuk links, damwandbreuk rechts en ankerbreuk; bepaal hieruit de betrouwbaarheidsniveau's β_g , $\beta_{d,l}$, $\beta_{d,r}$ en β_a voor deze deelmechanismen;
- ontwerp op iteratieve wijze volgens de Methode Bakker een kistdam- of diepwandconstructie met gegeven grondopbouw en belastingen zodanig dat aan het betrouwbaarheidsniveau voor grondbreuk β_g wordt voldaan.

De methodiek maakt gebruik van het eindige-elementenprogramma PLAXIS. Ten opzichte van een quasi designpoint analyse [zie 56] heeft de methodiek het voordeel dat een relatief gering aantal PLAXIS-berekeningen nodig zijn. Voor een efficiënte toepassing zijn drie spreadsheet-modellen ontwikkeld namelijk UNDRAINE, ARBEID en SOMARBEID.

1.2 Gecombineerde faalfuncties voor meerdere bezwijkmechanismen

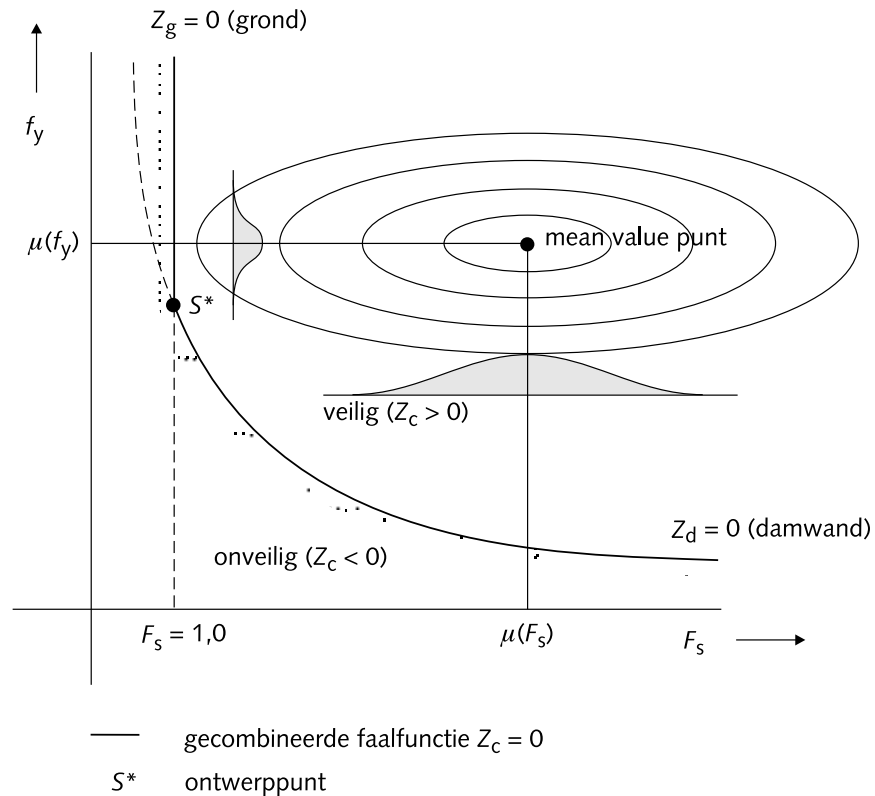
Een faalfunctie (Z) is een wiskundige weergave van een bezwijkmechanisme. De bezwijkmechanismen behorende bij een kistdamconstructie zijn: grondmechanisch bezwijken, damwandbreuk en ankerbreuk. Behalve voor afzonderlijke bezwijkmechanismen kunnen ook gecombineerde faalfuncties voor meerdere bezwijkmechanismen worden bepaald. Ter verduidelijking is in de navolgende figuur voor een uit één damwand bestaande constructie in de kansruimte de gecombineerde faalfunctie voor grondmechanisch bezwijken en damwandbreuk weergegeven.

De faalfuncties luiden in dit geval:

$$Z_g = F_s - 1$$

$$Z_d = f_y - f_{bel}$$

Hierin zijn Z_g en Z_d de faalfunctie voor grond respectievelijk damwand, F_s de grondsterkte uitgedrukt in de stabiliteitsfactor, f_y de damwandsterkte uitgedrukt in vloe- of breukgrens en f_{bel} de maximale spanning in de damwand als gevolg van belasting op de constructie.



Figuur 1 Gecombineerde faalfunctie

Het zal duidelijk zijn dat voor F_s kleiner dan 1,0 grondmechanisch bezwijken optreedt, ongeacht de sterkte van het damwandmateriaal. De faalfunctie voor damwandbreuk is iets gecompliceerder. Naarmate de constructie een kleinere stabiliteitsfactor F_s heeft wordt het buigend moment in de damwand groter (zie de lijn $Z_d = 0$).

De curve $Z_d = 0$ en de lijn $Z_g = 0$ snijden elkaar in het punt S^* . De overblijvende (dikgedrukte) delen van $Z_g = 0$ en $Z_d = 0$ vormen de gecombineerde faalfunctie Z_c voor damwandbreuk en grondmechanisch bezwijken voor $Z = 0$. In het vervolg wordt S^* aangehouden als het ontwerppunt voor zowel grond-, damwand- en ankerbreuk daar deze zich in de nabijheid bevindt van de meest waarschijnlijke combinatie van F_s en f_y waarbij een bezwijkmechanisme ontstaat.

In de kansruimte van figuur 1 kunnen 3 gebieden worden onderscheiden:

gebied 1: $Z_g > 0$ en $Z_d > 0$: veilig gebied 2: $Z_g < 0$: primair zuiver grondmechanisch bezwijken (eventueel secundair damwandbreuk) gebied 3: $Z_g > 0$ en $Z_d < 0$: primair damwandbreuk (partieel grondmechanisch bezwijken)

In een niveau 2 berekening is het niet mogelijk om de kansen van de gebieden en de faalkansen exact te berekenen. In de te behandelen niveau 2 methode wordt hiertoe de faalfunctie voor damwandbreuk gelineariseerd in S^* . De faalkansen worden op deze manier benaderd. In vergelijking met de exacte faalkansen treden hierbij fouten op. Met de benaderde faalkansen van de afzonderlijke onderdelen (hier aangegeven met Pf^*) is een onder- en bovengrens voor de exacte faalkans van een kistdam (Pf_k) te bepalen met behulp van de volgende ongelijkheden:

$$\text{Max} (Pf_{d;l}^*, Pf_{a;v}^*, Pf_{d;r}^*) < Pf_k < Pf_{d;l}^* + Pf_{a;v}^* + Pf_{d;r}^* + Pf_g^*$$

1.3 Uitgangspunten

De volgende uitgangspunten worden in het vervolg gehanteerd:

Algemeen

- Ongedraineerd grondgedrag
- Voor de bepaling van de krachtsverdeling en de relatie tussen de krachtsverdeling en stabiliteitsfactor in de buurt van grondmechanisch bezwijken wordt de methode van ϕ'/c' -reductie toegepast.
- De stabiliteitsfactor, veiligheidsfactor en het betrouwbaarheidsniveau β_g worden bepaald uit de in het bezwijkmechanisme gedissipeerde energie na ϕ'/c' -reductie.

De drie bezwijkmechanismen zijn ongecorreleerd.

Deterministische parameters

- Geometrie van de constructie
- Volumegewichten en uitwendige belastingen
- Freatische lijnen, waterspanningen en grondwaterregiem
- Elastische parameters (grond, damwanden en ankers)

Stochastische parameters

- Sterkte
- Wandwrijving
- Laagscheidingsniveaus
- Vloei- of breukgrens van damwand en ankers

Voor alle stochastische parameters is aangenomen dat deze normaal (Gaussisch) verdeeld zijn.

Door de aanname dat de bezwijkmechanismen ongecorreleerd zijn, kan een bovengrens voor de faalkans van de kistdam nader bepaald worden.

1.4 Relatie tussen stabiliteitsfactor en veiligheidsfactor voor grondmechanisch bezwijken

De definitie van de stabiliteitsfactor F_s die wordt toegepast bij glijcirkelberekeningen voldoet niet bij niet-cirkelvormige bezwijkmechanismen. Voor dat geval kan F_s worden gedefinieerd als de verhouding tussen de in het bezwijkmechanisme gedissipeerde arbeid bij de aanwezige ongedraineerde schuifsterkte (E) en de in het bezwijkmechanisme gedissipeerde arbeid bij de ongedraineerde schuifsterkte waarbij de constructie *grondmechanisch bezwijkt* (E_c).

$$F_s = \frac{E}{E_c}$$

In PLAXIS wordt niet gerekend met een stabiliteitsfactor maar met een veiligheidsfactor bij het gewenste betrouwbaarheidsniveau, MSF. De veiligheidsfactor is gedefinieerd als de verhouding tussen de aanwezige gedraineerde schuifsterkte (S_a) en een gereduceerde gedraineerde schuifsterkte (S_r), zie [11].

$$MSF = \frac{S_a}{S_r} = \frac{c_a + \sigma' \cdot \tan \phi'_a}{c_r + \sigma' \cdot \tan \phi'_r}$$

In [6] wordt aan de hand van het Mohr-Coulomb criterium een relatie tussen F_s en MSF opgesteld met behulp van de gedraineerde sterkteparameters c en ϕ en de

ongedraineerde schuifsterkte f_{undr} . Voor een homogene grondslag is ϕ'_a constant over de dwarsdoorsnede en geldt:

$$MSF = \frac{S_a}{S_r} = \frac{c_a + \sigma' \cdot \tan \phi'_a}{c_r + \sigma' \cdot \tan \phi'_r}$$

Hierin is MSF_c de veiligheidsfactor bij grondmechanisch bezwijken bij het gewenste betrouwbaarheidsniveau. Voor de uitwerking van de damwandvergelijking en de anker-vergelijking blijkt ook de afgeleide $\delta F_v / \delta F_s$ in het ontwerppunt voor grondmechanisch bezwijken nodig te zijn (zie [6]).

1.5 Energie kinematische elementen

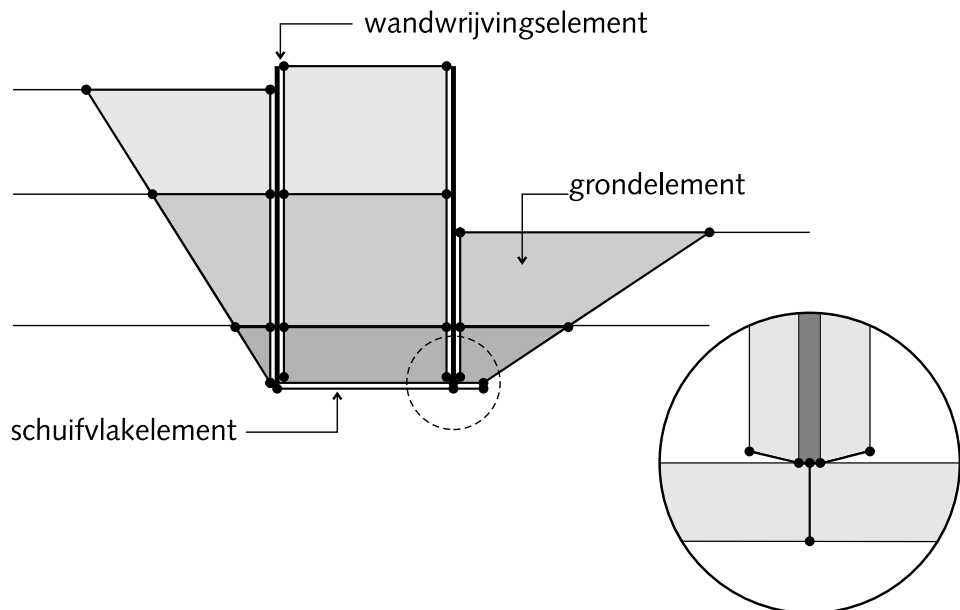
Bij een niet-homogene grondslag is het bezwijkmechanisme verdeeld over meerdere grondlagen. In iedere grondlaag kunnen één of meer deelmechanismen optreden.

De verschillende deelmechanismen zijn:

- plastische vervormingen in het grondcontinuüm;
- discrete afschuiving;
- wandwrijving.

Daarnaast zijn de laagscheidingen van invloed op de energie in het bezwijkmechanisme. Met name gaat het om de onzekerheid in de ligging van de laagscheidingen.

Deze deelmechanismen kunnen, afhankelijk van de vorm van het bezwijkmechanisme, worden opgedeeld in een samenstel van kinematische elementen van grondelementen, schuifvlakelementen en wandwrijvingselementen, zie figuur 2.



Figuur 2 Kinematische elementen

Voor deze kinematische elementen dient de energie in het bezwijkmechanisme te worden bepaald. De energie in een kinematisch element is de integraal over het kinematisch element van het product van schuifrekken en schuifsterkte (voor uitwerking zie [6]).

Voor de laagscheidingsniveaus geldt dat deze alleen een bijdrage levert aan de energie in het bezwijkmechanisme wanneer het werkelijke niveau afwijkt van het niveau waarvoor de indeling in kinematische elementen is bepaald.

Voor het opstellen van een probabilistische beschouwing van de energie in het bezwijk-

mechanisme moeten de verdelingsfuncties van de energie in de kinematische elementen (en in de laagscheidingen) bekend zijn.

1.6 Grond-, damwand- en ankervergelijking

De grondvergelijking kan worden afgeleid uit de faalfunctie voor grondmechanisch bezwijken Z_g .

Deze functie is een functie van de energie in het bezwijkmechanisme.

Deze energie is op zijn beurt een functie van de ongedraineerde schuifsterktes f_{undr} in de kinematische elementen. Deze laatste zijn een functie van de gedraineerde sterkteparameters c' en ϕ' in de kinematische elementen. De laatste functie is niet lineair.

Voor de bepaling van het gemiddelde μ (F_s), de standaardafwijking σ (F_s) en het betrouwbaarheidsniveau voor grondmechanisch bezwijken β_g wordt Z_g gelineariseerd in het ontwerppunt S^* (zie figuur 1).

Uit de faalfunctie volgt vervolgens de stabiliteitsfactor F_s die nodig is om aan het vereiste betrouwbaarheidsniveau β_g te voldoen. Omdat de vorm van het bezwijkmechanisme vooraf niet bekend is, en ook niet bekend is welke veiligheidsfactor MSF voor het betrouwbaarheidsniveau noodzakelijk is kan F_s alleen iteratief bepaald worden. Een eerste schatting voor F_s kan worden gedaan uitgaande van μ (f_{undr}) en σ (f_{undr}) berekend met de gemiddelde waarden van de sterkteparameters c'_a en ϕ'_a (dit zijn de rekenwaarden van de in situ aanwezige sterkteparameters).

De damwandvergelijking kan worden afgeleid uit de faalfunctie voor damwandbreuk Z_d .

Deze is een functie van het opneembare damwandmoment en het in de constructie optredende moment. Deze laatste is een functie van de aanwezig grondsterkte. De aanwezige grondsterkte kan uitgedrukt worden in F_s . De relatie tussen het optredende moment en F_s is niet-lineair. De relatie kan worden bepaald met ϕ'/c' -reductie met PLAXIS. Tijdens het reduceren van ϕ' en c' nemen de belastingen op de damwanden toe, en daardoor worden de buigende momenten in de damwanden steeds groter.

Voor de bepaling van het gemiddelde μ ($M_{Y,dam}$), de standaardafwijking σ ($M_{Y,dam}$) en het betrouwbaarheidsniveau voor grondmechanisch bezwijken β_d wordt Z_d gelineariseerd in het ontwerppunt S^* (zie figuur 1).

De ankervergelijking kan worden afgeleid uit de faalfunctie voor ankerbreuk Z_a . Deze faalfunctie is een functie van de opneembare ankerkracht en de in de constructie optredende ankerkracht. Deze laatste is een functie van de aanwezige grondsterkte. De uitwerking van de ankervergelijking is analoog aan die voor de damwandvergelijking.

2 Spreadsheet-modellen

Voor de toepassing van de voorgaande beschreven probabilistische aanpak zijn drie spreadsheet-modellen ontwikkeld namelijk UNDRAINE, ARBEID en SOMARBEID.

2.1 UNDRAINE

In UNDRAINE wordt een probabilistische niveau 2 analyse uitgevoerd voor de ongedraineerde schuifsterkte f_{undr} . Daarbij wordt gebruik gemaakt van een niveau 2 quasi designpoint analyse zoals beschreven in [56].

De volgende gegevens zijn benodigd:

- Verdelingsfuncties van c' (μ en σ) en ϕ' (μ en σ)
- Wandwrijvingscoëfficiënt R_w
- Veiligheidsfactor MSF
- Effectieve korrelspanningen (K_0 en σ_1)

Na de berekening verschijnen in het spreadsheetmodel UNDRAIN de volgende, voor het spreadsheetmodel ARBEID benodigde, grootheden:

- Verdelingsfunctie van $f_{\text{undr}}(\mu \text{ en } \sigma)$ volgens een linearisatie in het ontwerppunt en $f_{\text{undr};a}$

De berekening is een iteratief proces. De eerste iteratie is een zogenaamde mean value berekening. Dit resulteert in een eerste schatting van het ontwerppunt. In volgende iteraties wordt het ontwerppunt steeds verder verbeterd. Het is gebleken dat 4 iteraties hiervoor meer dan voldoende zijn.

2.2 ARBEID

In het spreadsheetmodel ARBEID wordt de energie in een kinematisch element geïntegreerd. Daarbij wordt gebruik gemaakt van isoparametrische elementenformulering zoals beschreven door Bathe [7]. De integratie van oppervlakte-integralen wordt uitgevoerd door middel van numerieke integratie met naar keuze 4 of 9 integratiepunten. De randintegralen worden met 2 integratiepunten uitgevoerd. Een nadere uitwerking van de elementenformulering wordt hier achterwege gelaten. Er kunnen vierknoops elementen van willekeurige vorm worden geïntegreerd. Dit impliceert dat de rekken en schuifsterkten lineair over het element worden geïnterpoleerd. De in het eerste deel beschreven integralen over het kinematisch element ter bepaling van de energie hierin kunnen allen met ARBEID worden bepaald. De integratie moet worden uitgevoerd voor $\mu(f_{\text{undr}})$, $\sigma(f_{\text{undr}})$ en $f_{\text{undr};a}$.

Kort gezegd berekent ARBEID de verdelingsfunctie $E(\mu, \sigma)$ voor een specifiek kinematisch element en/of laagscheidingen. Hiervoor dienen de volgende gegevens te worden ingevoerd:

- Geometrie van het kinematisch element (hoekpunten)
- Verdelingsfunctie $f_{\text{undr}}(\mu, \sigma)$
- Verplaatsings-incrementen
- Standaardafwijkingen van de laagscheidingsniveaus

Dit resulteert in de volgende, voor het spreadsheet SOMARBEID benodigde, grootheden:

- Verdelingsfunctie van de energie $E(\mu, \sigma)$
- Waarde voor de energie bij gemiddelde parameters (E_s^c)

2.3 SOMARBEID

In het spreadsheetmodel SOMARBEID worden de met het spreadsheetmodel ARBEID berekende energieën van de afzonderlijke kinematische elementen gesommeerd tot de totale energie in het bezwijkmechanisme. Uit deze sommatie volgen drie factoren voor de grondvergelijking namelijk E_a , $\mu(E)$, $\sigma(E)$. De evaluatie van de grondvergelijking resulteert in de benodigde stabiliteitsfactor F_s . Daarnaast vindt ook een bepaling plaats van de energie E_c waarbij de constructie bezwijkt. De energie E_c is nodig voor de iteratieve bepaling van de veiligheidsfactor F_v (als functie van F_s), daar in PLAXIS gerekend wordt met een veiligheidsfactor $F_v = \text{MSF}$. Voor het oplossen van de damwandvergelijking en de ankervergelijking geeft het spreadsheet de afgeleide $\delta F_v / \delta F_s$. Ten behoeve van de voornoemde berekening zijn de verdelingsfuncties van de energie $E(\mu, \sigma)$ voor alle kinematische elementen en laagscheidingen benodigd alsmede het betrouwbaarheidsniveau β_g voor grondmechanisch bezwijken.

Appendix G

Probabilistische ontwerpprocedure

1 Inleiding

Op basis van de in de Appendix F beschreven theorie en de beschreven spreadsheet-modellen is een reken- en ontwerpprocedure uitgewerkt. De procedure heeft tot doel geotechnische constructies te ontwerpen op een vooraf vastgelegd betrouwbaarheidsniveau voor bezwijken. De procedure geldt voor een niet-homogene ongedraineerde grondslag en is uitgewerkt voor kistdammen. De procedure kan ook worden toegepast voor diepwanden en andere geotechnische constructies.

In de procedure wordt ook gebruik gemaakt van het PLAXIS eindige elementen programma. Daarbij is uitgegaan van de in PLAXIS 5.1 aanwezige mogelijkheden. Daarnaast wordt gebruik gemaakt van de in Appendix F beschreven spreadsheet-modellen. Voordat de procedure kan worden toegepast moet worden bepaald of de constructie zich wel ongedraineerd zal gedragen. Voor gedraineerde constructies kan de procedure niet zonder voorbehoud worden toegepast.

2 Stappenplan

Stap 1 Vaststellen uitgangsgegevens

Bepaal de volgende gegevens:

- globale geometrie
- grondopbouw
- uitwendige belasting
- grondparameters, per grondlaag:
 - volumiek gewicht
 - elasticiteitsmodules
 - dwarscontractiecoëfficiënt
 - dilatantiehoek ψ (voor klei en veen geldt $\psi = 0$)
 - cohesie $\mu(c')$ ($= c_a$) en standaardafwijking $\sigma(c')$
 - hoek van inwendige wrijving $\mu(\phi')$ ($= \phi_a$) en standaardafwijking $\sigma(\phi')$
 - wandwrijvingscoëfficiënt $\mu(R_w)$ en standaardafwijking $\sigma(R_w)$
- laagscheidingen, per laagscheidingsniveau:
 - gemiddelde ligging $\mu(s)$ en standaardafwijking $\sigma(s)$
- damwand en ankerparameters, per toegepaste materiaalsoort:
 - elasticiteitsmodules E
 - gemiddelde breuksterkte of vloeigrens $\mu(f_y)$ en standaardafwijking $\sigma(f_y)$
- grondwaterregiem
- verloop van grondwaterregiem in de tijd
- bouwfaserings, inclusief te verwijderen en/of aan te brengen grond.

Stap 2 Betrouwbaarheidsniveaus en faalkansen bepalen

- Bepaal het gewenste betrouwbaarheidsniveau β_k van de kistdam.
- Bepaal uit β_k de faalkansruimte Pf_k .
- Deel de faalkansruimte Pf_k zo op in faalkansen Pf_g , $Pf_{d;l}$, $Pf_{d;r}$ en Pf_a voor respectievelijk grondmechanisch bezwijken, damwandbreuk links, damwandbreuk rechts en ankerbreuk dat voor ieder van de damwanden wordt voldaan aan de volgende ongelijkheden:

$$Pf_a \leq Pf_{d;i}$$

$$Pf_g \leq Pf_{d;i}$$

waarin i = links of rechts.

Bij voorkeur moet de faalkansruimte zo worden opgedeeld dat ook aan de volgende ongelijkheid wordt voldaan:

$$Pf_a \leq Pf_g \leq Pf_{d,i}$$

Bepaal uit $Pf_g, Pf_{d,i}, Pf_{d,r}, Pf_a$ de betrouwbaarheidsniveaus $\beta_g, \beta_{d,i}, \beta_{d,r}, \beta_a$.

Noot 2.1

De in stap 2 aangegeven procedure heeft tot gevolg dat de betrouwbaarheidsniveaus $\beta_g, \beta_{d,i}, \beta_{d,r}, \beta_a$ altijd groter zijn dan het betrouwbaarheidsniveau β_k van de kistdam.

Noot 2.2

In termen van betrouwbaarheidsniveaus resulteren de eerste twee ongelijkheden in:

$$\beta_{d,i} \leq \beta_a$$

$$\beta_{d,i} \leq \beta_g$$

De derde ongelijkheid resulteert in:

$$\beta_{d,i} \leq \beta_g \leq \beta_a$$

Eerste ongelijkheid

Het aan het anker toekennen van een grotere betrouwbaarheid dan aan de damwanden heeft tot gevolg dat de betrouwbaarheid van de damwanden kleiner kan worden. Omdat ankers goedkoop zijn en de damwanden duur resulteert dit in een meer economisch ontwerp.

Tweede ongelijkheid

Het aan de grond toekennen van een grotere betrouwbaarheid dan aan de damwanden heeft tot gevolg dat de damwanden verder moeten worden doorgezet en/of de breedte van de kistdam moet toenemen om de vereiste stabiliteitsfactor te bereiken.

Net als bij gewone verankerde damwanden heeft dit een inklemmingsmoment tot gevolg, hetgeen resulteert in een meer economisch ontwerp.

Derde ongelijkheid

Het aan de grond toekennen van een nog grotere betrouwbaarheid dan aan het anker kan wel, maar heeft waarschijnlijk weinig nut. Dat de gunstiger krachtsverdeling zou bijdragen aan een meer economisch ontwerp gaat niet op, omdat ankers toch goedkoop zijn.

Anderszins is het maar de vraag of de nog gunstiger krachtverdeling wel opweegt tegen de grotere inheidiepte en/of breedte van de kistdam die nodig zijn om aan het betrouwbaarheidsniveau voor grondmechanisch bezwijken te voldoen.

Noot 2.3

Bij een ander soort constructie als een kistdam kan voor het opdelen van de faalkansruimte dezelfde procedure worden toegepast. Het verschil is dat in dat geval de totale faalkansruimte anders moet worden verdeeld over de verschillende bezwijkmechanismen.

Stap 3 Veiligheidsfactor schatten

- Schat de veiligheidsfactor $\Sigma - MSF_c (=F_{v,c})$ die de constructie moet hebben om aan het betrouwbaarheidsniveau β_g voor grondmechanisch bezwijken te voldoen.

Noot 3.1

Geadviseerd wordt om, afhankelijk van het betrouwbaarheidsniveau voor grondbreuk, als eerste schatting een $\Sigma - MSF_c$ tussen de 1,25 en 1,50 aan te houden.

Als richtlijn: door GeoDelft is een verificatieberekening uitgevoerd voor een twee-lagen kistdam; voor een betrouwbaarheidsniveau van de hele kistdam

$\beta_g = 3,88$ volgde een benodigde $\Sigma - MSF = 1,38$.

- Bepaal met enkele PLAXIS berekeningen met ϕ'/c' -reductie een zodanige geometrie van de kistdam dat de constructie ongeveer bij de hiervoor bepaalde $\Sigma - MSF$ bezwijkt.

In deze berekeningen moeten de initiële gedraineerde spanningen worden aangebracht met voor alle grondlagen de c'_c en ϕ'_c die behoren bij de vooraf geschatte eindwaarde van $\Sigma - MSF_c$. Aan het begin van het ongedraineerd belasten moeten weer gemiddelde waarden c'_a en ϕ'_a worden ingevoerd. De waarden van c'_c en ϕ'_c volgen uit:

$$c'_c = \frac{c'_a}{\Sigma - MSF_c}$$

$$\phi'_c = \arctan \left(\frac{\tan \phi'_a}{\Sigma - MSF_c} \right)$$

Noot 3.2

Bij PLAXIS berekeningen met ϕ'/c' -reductie is het soms lastig om een eenduidige waarde voor $\Sigma - MSF_c$ te bepalen. Aanbevolen wordt om de berekening door te zetten tot een stabiel bezwijkmechanisme is ontstaan en de global error van PLAXIS klein is (orde 10^{-4} à 10^{-6}). Voor $\Sigma - MSF_c$ kan dan het gemiddelde van het laatste deel van de curve $\Sigma - MSF_c$ worden aangehouden.

Noot 3.3

De berekeningen verlopen het snelst als hoge stijfheden voor ankers en damwanden worden ingevoerd. Aanbevolen wordt om de stijfheden een factor 10 te groot nemen.

Stap 4 Bezwijkmechanisme en kinematische elementen bepalen

- Bepaal voor de in stap 3 (of de laatste in 8) uitgevoerde PLAXIS berekening de “incremental displacements” na ϕ'/c' -reductie. Deze incremental displacements worden in het vervolg aangeduid als “het bezwijkmechanisme”. De grootte van de incremental displacements worden in het vervolg aangeduid als “de verplaatsingen”.
- Bepaal uitgaande van het bezwijkmechanisme een systeem van kinematische elementen waarmee het bezwijkmechanisme zo goed mogelijk kan worden beschreven. Voor de kinematische elementen kan worden gekozen uit:
 - Grondelementen
 - Schuifvlakelementen
 - Wandwrijvingselementen

Noot 4.1

Het systeem van kinematische elementen moet zo worden bepaald dat de laagscheidingen altijd op de randen van de elementen liggen. De indeling wordt verder bepaald door de ligging van de buitenranden van het bezwijkmechanisme en de plaats van de damwanden.

Noot 4.2

Bij de indeling in kinematische elementen moet er voor worden gezorgd dat de verplaatsingen binnen de elementen zoveel mogelijk lineair verlopen. Dit betekent dat bij sterk niet-lineair verlopende vervormingsgradiënten binnen één grondlaag meerdere elementen noodzakelijk kunnen zijn.

Noot 4.3

Bijvoorbeeld links en rechts van de teen van een damwand kunnen schuifvlakken voorkomen. Dit zijn relatief smalle plastische zones met relatief grote afschuifvervormingen.

In de schuifvlakken kunnen behalve afschuivingen ook verplaatsingen loodrecht op het afschuifvlak optreden. De schuifvlakken kunnen worden beschouwd als grondelementen met een dikte van bijvoorbeeld 0,10 m.

- Bepaal voor alle kinematische elementen per kinematisch element een zo goed mogelijk linearisatie van de verplaatsingen binnen het kinematisch element en op basis hiervan verplaatsingen van de hoekpunten.

Noot 4.4

De linearisatie van de verplaatsingen binnen de kinematische elementen kan tot gevolg hebben dat de verplaatsingen van de hoekpunten niet meer gelijk zijn aan de in de PLAXIS berekende verplaatsingen. Ook kan dit betekenen dat verplaatsingen van gemeenschappelijke hoekpunten van kinematische elementen niet meer gelijk zijn, zodat het systeem van kinematische elementen strikt genomen niet meer zuiver kinematisch is.

Stap 5 Verdelingsfuncties van f_{undr}

- Bepaal per kinematisch element globaal de verhouding $f_{\text{undr};\text{max}}/f_{\text{undr};\text{min}}$.
- Voor $f_{\text{undr};\text{max}}/f_{\text{undr};\text{min}} > \approx 1,5$:
 - Bepaal aan de bovenzijde én aan de onderzijde van het kinematisch element in een representatief punt korrelspanningen σ'_{xx} , σ'_{yy} en σ'_{xy} voor de gemiddeld langdurig aanwezige spanningstoestand
- Voor $f_{\text{undr};\text{max}}/f_{\text{undr};\text{min}} < \approx 1,5$:
 - Bepaal in het midden van het kinematisch element in een representatief punt korrelspanningen σ'_{xx} , σ'_{yy} en σ'_{xy} voor de gemiddeld langdurig aanwezige spanningstoestand.
- Voor de wandwrijvings-elementen:
 - Bepaal voor de twee uiteinden korrelspanningen σ'_{xx} , σ'_{yy} en σ'_{xy} voor de gemiddeld langdurig aanwezige spanningstoestand.
- Bepaal voor alle bovengenoemde spanningspunten de hoofd(korrel)spanningen σ'_1 en σ'_3 en de verhouding $K_0 = \sigma'_1/\sigma'_3$.
- Bepaal voor de in stap 3 (of de laatste in stap 8) bepaalde $\Sigma - MSF$ voor alle spanningspunten met het spreadsheetmodel UNDRAINE verdelingsfuncties $\mu(f_{\text{undr}})$, $\sigma(f_{\text{undr}})$ en een waarde $f_{\text{undr};a}$.
- Bepaal de factor $F(f_{\text{undr}})$. Dit is het over de constructie gewogen gemiddelde van de verhouding $f_{\text{undr};a}/\mu(f_{\text{undr}})$.

Noot 5.1

Voor de korrelspanningen is het gewenst dat deze representatief zijn voor de omgeving van het punt waarin ze worden bepaald. Dit betekent dat de korrelspanningen niet moeten worden bepaald in een punt waarin ze toevallig sterk afwijken van de spanningen in de omgeving van dit punt.

Noot 5.2

Voor de grond- en schuifvlakelementen moet in UNDRAINE voor de wandwrijvingscoëfficiënt R de waarde 1,0 worden ingevuld. Voor de wandwrijvings-elementen moet voor R de wandwrijvingscoëfficiënt R_w worden ingevuld.

Noot 5.3

In principe moeten zowel voor $f_{\text{undr};a}$ als voor $\mu(f_{\text{undr}})$ berekeningen met de spreadsheet ARBEID worden uitgevoerd. Uit de door Grondmechanica Delft uitgevoerde verificatie berekeningen is echter gebleken dat de verhouding $f_{\text{undr};a}/\mu(f_{\text{undr}})$ slechts weinig varieert over de constructie. Om werk te besparen kan een factor $F(f_{\text{undr}})$ worden ingevoerd,

waarmee de verhouding $f_{\text{undr};a} / \mu(f_{\text{undr}})$ constant wordt gesteld. In dat geval behoeven alleen nog voor $\mu(f_{\text{undr}})$ berekeningen met de spreadsheet ARBEID uitgevoerd te worden. Het zal meestal niet nodig zijn om bij de bepaling van $F(f_{\text{undr}})$ erg nauwkeurig te werk gaan.

Stap 6 Energie kinematische elementen

Stap 6a

- Bepaal met de spreadsheet ARBEID voor alle grond- en schuifvlakelementen voor de in stap 4 bepaalde verplaatsingen van de hoekpunten en de in stap 5 bepaalde verdelingsfuncties van f_{undr} :
 - Energie $\mu(E_G^e)$ voor de waarden van $\mu(f_{\text{undr}})$.
 - Energie $E_{G;a}^e$ voor de waarden van $f_{\text{undr};a}$, of bereken volgens $E_{G;a}^e = F(f_{\text{undr}}) \cdot \mu(E_G^e)$.
 - Standaardafwijking energie $\sigma(E_G^e)$ voor de waarden $\sigma(f_{\text{undr}})$.
 - Standaardafwijking $\sigma(E_{S;A1}^e)$ als gevolg van onzekerheid van laagscheidingen voor de waarden $\mu(f_{\text{undr}})$ en $\sigma(S)$ in het element.
 - Standaardafwijking $\sigma(E_{S;A2}^e)$ als gevolg als gevolg van onzekerheid van laagscheidingen voor de waarden $\mu(f_{\text{undr}})$ en $\sigma(S)$ in het aangrenzende element.
 - Bereken per laagscheiding $\sigma(E_S^e)$ als het gemiddelde van $\sigma(E_{S;A1}^e)$ en $(E_{S;A2}^e)$.

Noot 6.1

Voor de bepaling van de invloed van de onzekerheid van de laagscheidingsniveaus op de energie moeten behalve de f_{undr} -waarden in het element ook de f_{undr} -waarde van het aangrenzende element worden opgegeven.

Noot 6.2

Het komt voor dat ter plaatse van een laagscheiding slechts een kleine sprong in f_{undr} optreedt. Uit de door GeoDelft uitgevoerde verificatieberekening is gebleken dat $\sigma(E_S^e)$ in dat geval klein is ten opzichte van $\sigma(E_G^e)$. In dat geval is het verantwoord om $\sigma(E_S^e)$ te verwaarlozen.

Stap 6b

Bepaal met de spreadsheet ARBEID voor alle wandwrijvingsselementen voor de in de stap 4 bepaalde verplaatsingen van de hoekpunten en de in stap 5 bepaalde verdelingsfuncties van f_{undr} :

- Energie $\mu(E_W^e)$ voor de waarden $\mu(f_{\text{undr};w})$.
- Energie $E_{W;a}^e$ voor de waarden $f_{\text{undr};a}$, of bereken $E_{W;a}^e$ volgens $E_{W;a}^e = F(f_{\text{undr}}) \cdot \mu(E_W^e)$.
- Standaardafwijking energie $\sigma(E_{W;f_{\text{undr};w}}^e)$ als gevolg van de onzekerheid van $f_{\text{undr};w}$ voor de waarden $\sigma(f_{\text{undr};w})$.
- Standaardafwijking energie $\sigma(E_{W;R_w}^e)$ als gevolg van de onzekerheid van volgens:

$$\sigma(E_{W;R_w}^e) = \frac{\sigma(R_w)}{\mu(R_w)} \cdot \mu(E_W^e)$$

Noot 6.3

De wandwrijvingselementen kunnen in ARBEID worden gemodelleerd als een lang en smal (dikte bijvoorbeeld 0,01 m) grondelement. Daarbij is het aan te bevelen om de x-as evenwijdig met het wandwrijvingselement te kiezen. In dat geval behoeven alleen de verplaatsingen in langsrichting te worden opgegeven.

Stap 7 Grondvergelijking en nieuwe veiligheidsfactor

In de spreadsheet SOMARBEID word de grondvergelijking opgesteld. Dit resulteert in de stabiliteitsfactor $F_{S,a}^S$. Vervolgens wordt een verbeterde waarde voor $\Sigma - MSF_c$ berekend.

- Vul voor iedere grondlaag de wandwrijvingshoek ϕ'_a in in de spreadsheet SOMARBEID.
- Vul per grondlaag voor alle grond- en schuifvlakelementen de waarden $E_{G;a}^e$ en $\mu(E_G^e)$ in $\sigma(E_G^e)$ in SOMAREID.
- Vul per grondlaag voor alle grond- en schuifvlakelementen de waarden $E_{W;a}^e$, $\mu(E_W^e)$, $\sigma(E_{W;Cu_w}^e)$, $\sigma(E_{W;R_w}^e)$ en $\mu(R_w)$ in in SOMARBEID.
- Bepaal voor iedere onafhankelijke laagscheiding de som van de waarden $\sigma(E_s^e)$, en vul de uitkomst in in SOMARBEID.
- Vul het in stap 2 bepaalde β niveau voor grondbreuk β_g in in SOMARBEID.
- Noteer uit SOMARBEID de veiligheidsfactor $\Sigma - MSF_c$.

Noot 7.1

Als er voor gekozen is om $E_{G;a}^e$ te berekenen volgens $E_{G;a}^e = F(Cu) \cdot \mu(E_G^e)$ en $E_{W;a}^e$ volgens $E_{W;a}^e = F(Cu) \cdot \mu(E_W^e)$, dan is het ter besparing van werk aan te bevelen om dit direct in SOMARBEID te doen. Dit kan door het invullen van deze formules in de cellen voor $E_{G;a}^e$ en $E_{W;a}^e$.

Stap 8 Verbeterde geometrie

Bepaal iteratief met ϕ'/c' -reductie een zodanige geometrie dat de constructie ongeveer bij de in stap 7 berekende $\Sigma - MSF_c$ grondmechanisch bezwijkt.

Noot 8.1

Als het in stap 2 bepaalde betrouwbaarheidsniveau voor grondmechanisch bezwijken zo is gekozen dat $\beta_{d,l}$ en/of $\beta_{d,r}$ gelijk zijn aan β_g moet “ongeveer bij de in stap 7 berekende $\Sigma - MSF_c$ ” worden gelezen als:

“bij de in stap 7 berekende $\Sigma - MSF_c$ of een iets hogere $\Sigma - MSF_c$ ”.

Noot 8.2

In de berekeningen moeten de initiële gedraineerde spanningen altijd worden aangebracht met de c'_c en ϕ'_c die behoren bij de in de stap 7 bepaalde $\Sigma - MSF_c$. Aan het begin van het ongedraineerd belasten moeten weer gemiddelde waarden c'_a en ϕ_a worden ingevoerd.

Noot 8.3

Deze berekeningen verlopen het snelst als relatief hoge stijfheden voor damwanden en ankers worden ingevoerd.

Stap 9 Definitieve geometrie

Er zijn twee mogelijkheden om een definitieve geometrie te bepalen.

Strategie 1:

- Herhaal de stappen 4 t/m 8 tot $\Sigma - MSF_c$ constant blijft.

Strategie 2:

- Herhaal de stappen 4 t/m 8 enkele keren, afhankelijk van de gewenste nauwkeurigheid van β_g .
- Bepaal met trial en error met de laatste in stap 7 bepaalde spreadsheet SOMARBEID het betrouwbaarheidsniveau waarvoor SOMARBEID dezelfde $\Sigma - MSF_c$ geeft als de $\Sigma - MSF_c$ van de laatste in stap 8 gemaakte PLAXIS berekening. Houd dit nieuwe betrouwbaarheidsniveau verder aan als β_g .
- Bepaal met de in stap 2 beschreven procedure nieuwe faalkansen en betrouwbaarheidsniveaus voor ankers en damwanden, zodanig dat de totale faalkans van de constructie weer gelijk is aan Pf_k .

Noot 9.1

Aan het einde van deze procedure moet altijd aan de in stap 2 aangegeven ongelijkheden worden voldaan. Zo niet dan moet in stap 8 worden herhaald met een andere $\Sigma - MSF_c$ zodanig dat wel aan de ongelijkheden wordt voldaan.

Stap 10 Lineariseren damwandmomenten en ankerkracht

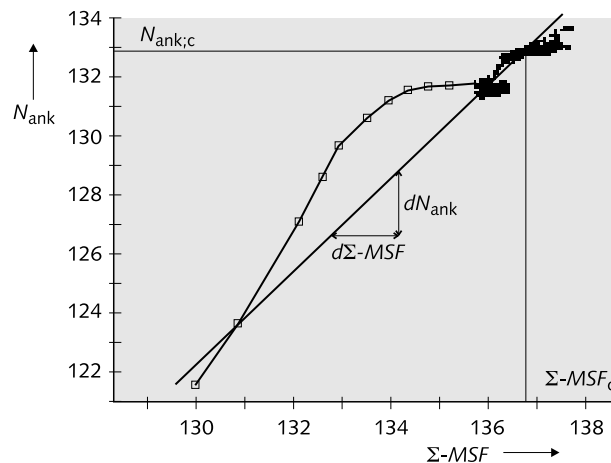
- Bepaal uit de laatste in stap 8 uitgevoerde PLAXIS berekening de damwandmomenten en de ankerkracht als functie van $\Sigma - MSF_c$ over ongeveer de laatste 15 à 20 % van de ϕ'/c' -reductie, zie figuur 1.
- Bepaal de tijdens het reduceren maximaal optredende damwandmomenten en ankerkracht. Dit zijn voor respectievelijk de linkerdamwand, rechterdamwand en het anker: $M_{dam;l;c}$, $M_{dam;r;c}$ en $N_{ank;c}$.
- Lineariseer de damwandmomenten en de ankerkracht door respectievelijk de punten $(\Sigma - MSF_c, M_{dam;l;c})$, $(\Sigma - MSF_c, M_{dam;r;c})$ en $(\Sigma - MSF_c, N_{ank;c})$.

Noot 10.1

De linearisaties moeten zo worden uitgevoerd dat de helling van de lijn zo goed mogelijk overeenkomt met de helling van de laatste 15 à 20 % van de $\Sigma - MSF$ curve. Deze werkwijze moet worden toegepast omdat het vaak voorkomt dat de relaties tussen $\Sigma - MSF$ en de damwandmomenten en ankerkracht aan het einde van een ϕ'/c' -reductieberekening niet meer eenduidig zijn. Dit heeft een numerieke oorzaak.

- Bepaal de afgeleiden $dM_{dam;l} / d\Sigma - MSF$, $dM_{dam;r} / d\Sigma - MSF$ en $dN_{ank} / d\Sigma - MSF$.

In figuur 1 is een voorbeeld van linearisatie weergegeven.



Figuur 1 Linearisatie damwandmoment

Stap 11 Damwandvergelijking en ankervergelijking

- Bepaal uit de laatste spreadsheet SOMARBEID de afgeleide $d\Sigma - MSF / dF_s$ en bereken de volgende afgeleiden:

$$\frac{\partial M_{dam}}{\partial F_s} = \frac{\partial M_{dam}}{\partial \Sigma - MSF} \cdot \frac{\partial \Sigma - MSF}{\partial F_s}$$

$$\frac{\partial N_{ank}}{\partial F_s} = \frac{\partial N_{ank}}{\partial \Sigma - MSF} \cdot \frac{\partial \Sigma - MSF}{\partial F_s}$$

- Bepaal uit de laatste spreadsheet SOMARBEID de waarden $\mu(E)$ en $\sigma(E)$ bereken de standaardafwijking van de stabiliteitsfactor $\sigma(F_s)$ uit:

$$\sigma(F_s) = \frac{\sigma(E)}{E_c} = \frac{\sigma(E)}{\mu(E) - \beta_g \sigma(E)}$$

Stap 11a: Dimensionering damwanden

- Bereken F_{dam} uit:

$$F_{dam} = 1 + \frac{\partial M_{dam}}{\partial F_s} \cdot \beta_g \cdot \frac{\partial(F_s)}{M_{dam,c}}$$

- Bereken voor de damwanden de waarden A, B, C en de materiaalfactor $\gamma_{f,dam}$ uit:

$$A = 1 - \beta_d^2 \cdot \frac{\sigma^2(f_{y,dam})}{\mu^2(f_{y,dam})}$$

$$B = -2 \cdot F_{dam}$$

$$C = F_{dam}^2 - (1 - F_{dam})^2 \cdot \frac{\beta_d^2}{\beta_g^2}$$

$$\gamma_{f,dam} = \frac{-B + \sqrt{B^2 - 4AC}}{2A}$$

- Bereken met de damwandvergelijking het weerstandsmoment van de damwanden uit:

$$W_{dam} = \frac{M_{dam,c}}{\mu(f_{y,dam})} \cdot \gamma_{f,dam}$$

Stap 11b: Dimensionering anker

- Bereken F_{ank} uit:

$$F_{ank} = 1 + \frac{\partial N_{ank}}{\partial F_s} \cdot \beta_g \cdot \frac{\sigma(F_s)}{N_{ank,c}}$$

- Bereken voor het anker waarden A, B en C en een materiaalfactor γ uit:

$$A = 1 - \beta_a^2 \frac{\sigma^2(F_{y,ank})}{\mu^2(f_{y,ank})}$$

$$B = -2 \cdot F_{ank}$$

$$C = F_{ank}^2 - (1 - F_{ank})^2 \cdot \frac{\beta_a^2}{\beta_g^2}$$

$$\gamma_{f_{y,ank}} = \frac{-B + \sqrt{B^2 - 4AC}}{2A}$$

- Bereken met de ankervergelijking de doorsnede van het anker uit:

$$A_{ank} = \frac{N_{ank,c}}{\mu(f_{y,ank})} \cdot \gamma_{f_{y,ank}}$$

Stap 12 Definitieve dimensionering damwanden en anker

- Voer uitgaande van de hiervoor berekende dimensionering van ankers en damwanden een nieuwe PLAXIS berekening met ϕ'/c' -reductie uit en dimensioneer de damwanden en ankers opnieuw overeenkomstig stap 11.
- Als de nieuwe dimensionering veel afwijkt van de oude dimensionering herhaal dit dan nog één of twee keer.

Appendix H

Voorbeeld probabilistische berekening van een kistdam

Het onderstaande voorbeeld betreffende de probabilistische berekening van een kistdam is ontleend aan [54]. Dit betreft de verificatie van de probabilistische methode. Bij deze verificatie is in grote lijnen de volgende werkwijze gevolgd:

1. Ontwerp van een kistdam met klassieke en deterministische methoden.
2. Bepaling van de faalkans van het in 1. bepaalde ontwerp met de probabilistische Methode Bakker.
3. Verificatie van de in 2. bepaalde faalkans volgens een niveau 2 quasi designpoint methode.

In deze bijlage wordt allereerst een beschrijving van de constructie en de berekenings-uitgangspunten gegeven. Op basis van deze uitgangspunten is de constructie door-gerekend met de probabilistische Methode Bakker. Omdat het hier gaat om een reeds gedimensioneerde constructie waarvan achteraf het betrouwbaarheidsniveau moest worden bepaald is deze berekening geen iteratief proces. Dit in tegenstelling tot een berekening waarbij op een vooraf bepaald gewenst betrouwbaarheidsniveau een constructie moet worden ontworpen.

In het voorbeeld wordt de opdeling in kinematische elementen gegeven en de energieën worden gesommeerd, hetwelk uiteindelijk resulteert in het aanwezige betrouwbaarheids-niveau.

1 Probleemomschrijving

1.1 Geometriebeschrijving

Voor een kistdamconstructie in een grondslag bestaande uit twee lagen, dient de faalkans te worden bepaald in de uiteindelijke toestand. De initiële en uiteindelijke geometrie zijn weergegeven in figuur 1.1 en figuur 1.2 In de uiteindelijke toestand is de freatische lijn aan de linkerzijde gestegen en is het binnentalud aan de rechterzijde niet meer aanwezig. In tabel 1 zijn de globale afmetingen van de kistdam weergegeven.

Tabel 1 Kistdamafmetingen voor twee-lagen systeem

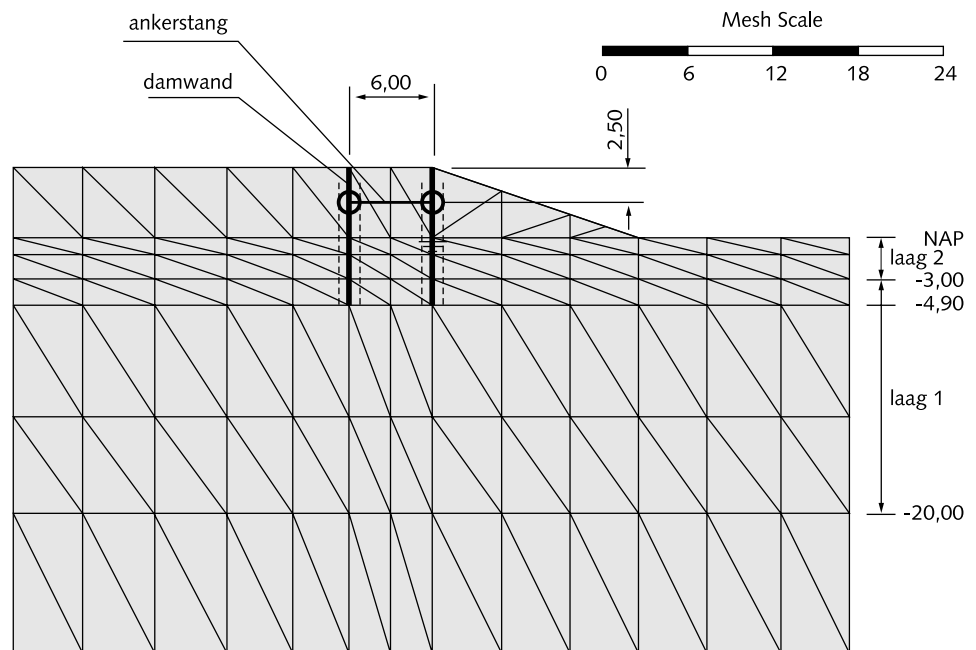
Breedte kistdam	6 m
Niveau anker	NAP +2,5m
Lengte damwanden	9,9m

1.2 Grondopbouw

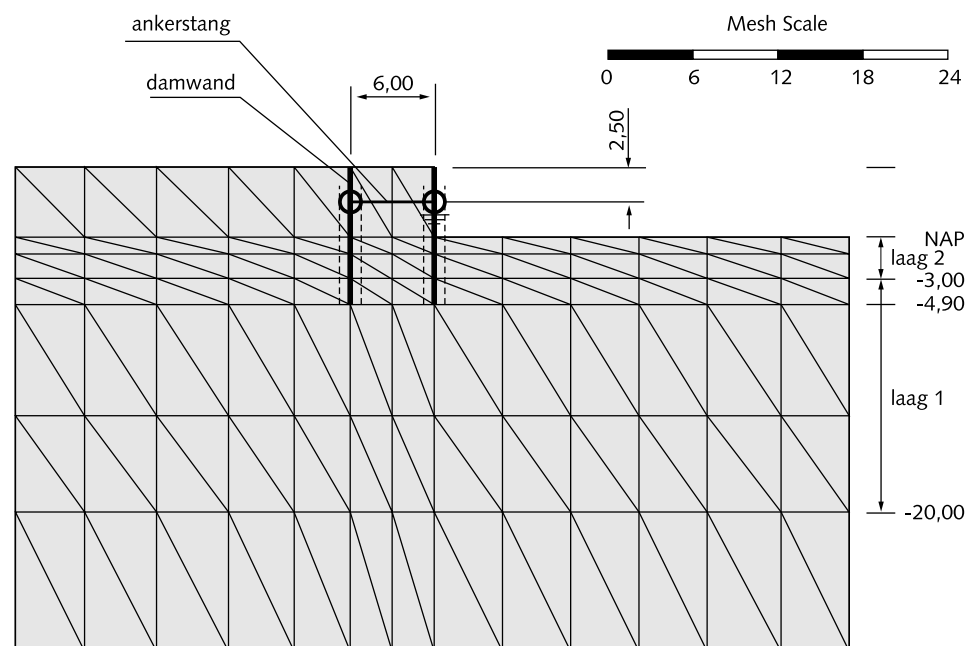
De grondopbouw bestaat uit twee slappe lagen, waarbij de kistdamconstructie reikt tot in de tweede slappe laag. De laagopbouw van de grond is als volgt:

Tabel 2 Laagopbouw twee-lagen systeem

	Diepte [m t.o.v. NAP]
Laag 2	maaiveld tot -3,0
Laag 1	- 3,0 tot -20,0



Figuur 1.1 Initiële geometrie kistdamconstructie



Figuur 1.2 Uiteindelijke geometrie kistdamconstructie

Deze laagopbouw is eveneens zichtbaar in de figuren 1.1 en 1.2.

Laag 2 is te beschouwen als een slappe klei/veenlaag; laag 1 als een matig stijve kleilaag. Dergelijke lagen komen voor in het holocene pakket in West-Nederland. Onder deze laag bevindt zich een vaste zandlaag, die te vergelijken is met een pleistocene zandlaag.

1.3 Rekenparameters

In onderstaande tabellen zijn de benodigde rekenparameters weergegeven.

Tabel 3 Grondparameters
twee-lagen systeem

parameter	Laag 1		Laag 2	
	Gemiddelde	Standaardafwijking	Gemiddelde	Standaardafwijking
	μ	σ	μ	σ
c' [kPa]	5	0,75	10	1,5
ϕ' [°]	25	2,5	20	2,0
G [kPa]	500	-	1500	-
v_{drain} [-]	0,40	-	0,37	-
v_{undrain} [-]	0,35	-	0,35	-
γ [kN/m ³]	16,5	-	14,5	-
γ_{sat} [kN/m ³]	16,5	-	14,5	-
γ_{water} [kN/m ³]	9,81	-	9,81	-

c' [kPa] = cohesie
 ϕ' [°] = hoek van inwendige wrijving
 G [kPa] = glijdingsmodulus
 v_{drain} [-] = dwarscontractiecoëfficiënt gedraineerd materiaal
 v_{undrain} [-] = dwarscontractiecoëfficiënt ongedraineerd materiaal
 γ [kN/m³] = volumiek gewicht droog materiaal
 γ_{sat} [kN/m³] = volumiek gewicht nat materiaal
 γ_{water} [kN/m³] = volumiek gewicht water

De grondlaag die zich onder laag 1 en 2 bevindt, is te beschouwen als een vaste zandlaag. De parameters die voor deze laag gebruikt zijn, zijn de volgende:

Tabel 4 Grondparameters vaste
zandlaag

Parameter	Laag 1
c' [kPa]	1
ϕ' [°]	32,5
G [kPa]	15.000
v_{drain} [-]	0,33
g [kN/m ³]	17
γ_{sat} [kN/m ³]	20
γ_{water} [kN/m ³]	9,81

In de initiële toestand bevindt het freatisch vlak zich op NAP. In de uiteindelijke toestand is het freatisch vlak aan de linker zijde en in de kistdam gestegen tot NAP +5m, aan de rechterzijde van de kistdam blijft de hoogte van het freatisch vlak NAP. De water-spanningen verlopen hydrostatisch met de diepte.

1.4 Hoogteligging laagscheiding

In het ontwerp met de niveau 2 probabilistische methode wordt rekening gehouden met de onzekerheid van de hoogteligging van de laagscheiding. Er is uitgegaan van het volgende:

- de hoogteligging van een laagscheiding tussen twee grondlagen is normaal verdeeld;
- men heeft de beschikking over één sondering per 100 m;
- betrouwbaarheidsinterval van 90%.

Met behulp van geostatistiek wordt met behulp van bovenstaande uitgegaan van een standaardafwijking voor de hoogteligging σ_h van 0,4. Dit betekent dat de 90% boven- en ondergrenzen $\pm 0,50\text{m}$ in hoogte variëren ten opzichte van de gemiddelde ligging.

1.5 Damwand- en ankergegevens

In de ontwerpberoeeningen voor de niveau 2 probabilistische methode wordt uitgegaan van de damwand- en ankergegevens in onderstaande tabellen. Voor de damwanden is uitgegaan van een PU12.

Tabel 5 Damwandgegevens

Onderdeel	Buigstijfheid EI [kNm ² /m]	Vloeispanning staal σ_a [kN/m ²]	Standaardafwijking Vloeispanning staal σ_a [kN/m ²]
Rivierwand	4,5-10 ⁴	450.000	30.000
Polderwand	4,5-10 ⁴	450.000	30.000

Tabel 6 Ankergegevens

Hoogteligging	EA [kN/m ¹]	Bezwijksterkte σ_b [kN/m ²]	Standaardafwijking bezwijksterkte σ_b [kN/m ²]
NAP +2,5m	10 ⁵ -1,0	450.000	30.000

1.6 Wandwrijving

De wrijving tussen de damwanden en de grond wordt in rekening gebracht met behulp van interface-elementen. De wrijvingscoëfficiënt R_1 bedraagt 0,67 en heeft een standaardafwijking van 0,0.

Tabel 7 Wrijvingseigenschappen
interfaces langs damwanden

$$\tan\phi'_{\text{interface}} = 0,67 * \tan\phi'_{\text{grond}}$$

$$c'_{\text{interface}} = 0,67 * c'_{\text{grond}}$$

De fictieve dikten van de interfaces zijn gerelateerd aan de elementgrootte van het grondcontinuüm rond de damwanden. De interfaces hebben een fictieve dikte van 0,36m.

1.7 Belasting

Het dijkprofiel wordt op de volgende wijze belast:

1. optredend hoog water
2. eroderen van het binnentalud

ad.1 De geometrie reageert ongedraineerd op de waterstandsverhoging.
ad.2 Er wordt uitgegaan van volledig eroderen van het binnentalud. Binnendijs zal de bovenste 1,25m grond onder het talud hierop gedraineerd reageren. De overige grondlagen reageren ongedraineerd op deze belasting. Het gedraineerde gedrag van de bovenste grondlaag binnendijs dient, om rekening te houden met een periode van ca. een week, waarin het binnentalud (nog) niet hersteld is en waarin derhalve aanpassing aan de nieuwe spanningstoestand mogelijk is. Dit geeft een verlaging van de sterkte en is derhalve maatgevend.

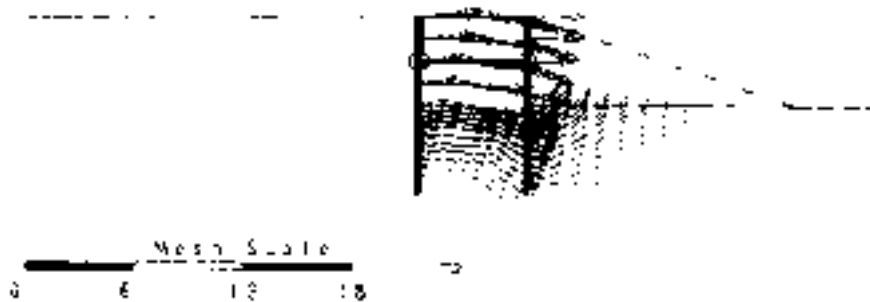
1.8 Resultaat PLAXIS-berekening

Uit een deterministische berekening met PLAXIS volgt een waarde voor MSF en de incrementele verplaatsingen in het bezwijkmechanisme. Gevonden wordt MSF = 1,3702. Tevens is uit de resultaten het verloop van het moment en de ankerkracht als functie van MSF te bepalen.

2 Opdelen bezwijkmechanisme in kinematische elementen

2.1 Inleiding

Het veld van de incrementele verplaatsingen na ϕ'/c' reductie wordt opgedeeld in verschillende elementen, waarvan de gedissipeerde energie kan worden bepaald. In figuur 2.1 is het veld van de incrementele verplaatsingen gegeven. Deze verplaatsingen definiëren het bezwijkmechanisme.



Figuur 2.1 Veld van incrementele verplaatsingen in de laatste stap van de ϕ'/c' -reductie

Er blijkt sprake te zijn van verlies van inwendige stabiliteit (zie CUR 1994).

Op basis van het mechanisme worden de elementen gekozen. Hierbij worden de volgende soorten elementen toegepast:

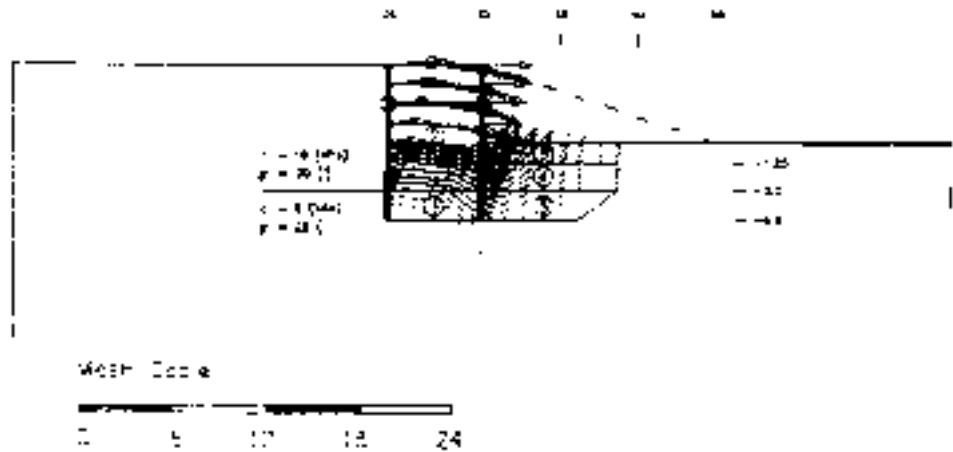
- grondelementen voor het grondcontinuüm waar sprake is van een geleidelijk en lineair verloop van de incrementele verplaatsingen;
- wandwrijvingselementen voor de interactie tussen constructie en grond;
- schuifvoegelementen voor het grondcontinuüm waar sprake is van een zeer sterke gradiënt in de incrementele verplaatsingen.

Bij de keuze van de elementen moet er op worden gelet dat laagscheidingen altijd moeten samenvallen met elementranden.

De keuze van de elementen wordt dus bepaald door:

- het bezwijkmechanisme;
- de locatie van de constructie;
- de laagscheidingen.

In figuur 2.2 is de indeling in kinematische elementen gegeven voor het bezwijkmechanisme van fig. 2.1.



Figuur 2.2 Indeling in kinematische elementen

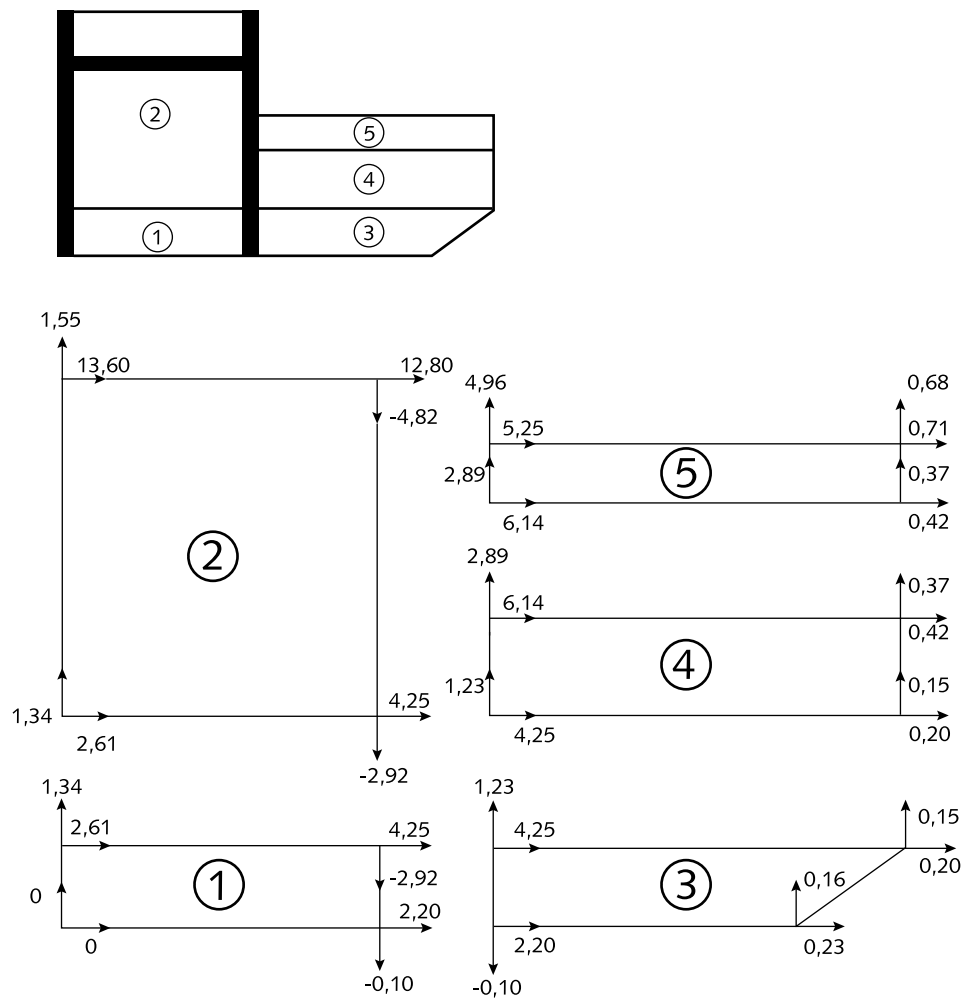
2.2 Grondelementen

Het bezwijkmechanisme wordt opgedeeld in 5 grondelementen. Grondelementen 2, 4 en 5 bevinden zich in de bovenste grondlaag; grondelementen 1 en 3 bevinden zich in de onderste laag. De scheiding tussen de grondelementen 4 en 5 wordt gevormd door de overgang gedraineerd/ongedraineerd gedrag.

In figuur 2.3 zijn de grondelementen vergroot weergegeven. De pijlen in de figuur geven de richting van de verplaatsing aan; de cijfers de grootte van de incrementele verplaatsingen in meters. De incrementele verplaatsingen zijn direct uit de PLAXIS uitvoer gehaald, zijnde de incrementele verplaatsingen van knopen ter plaatse van de hoekpunten van de grondelementen.

Noot

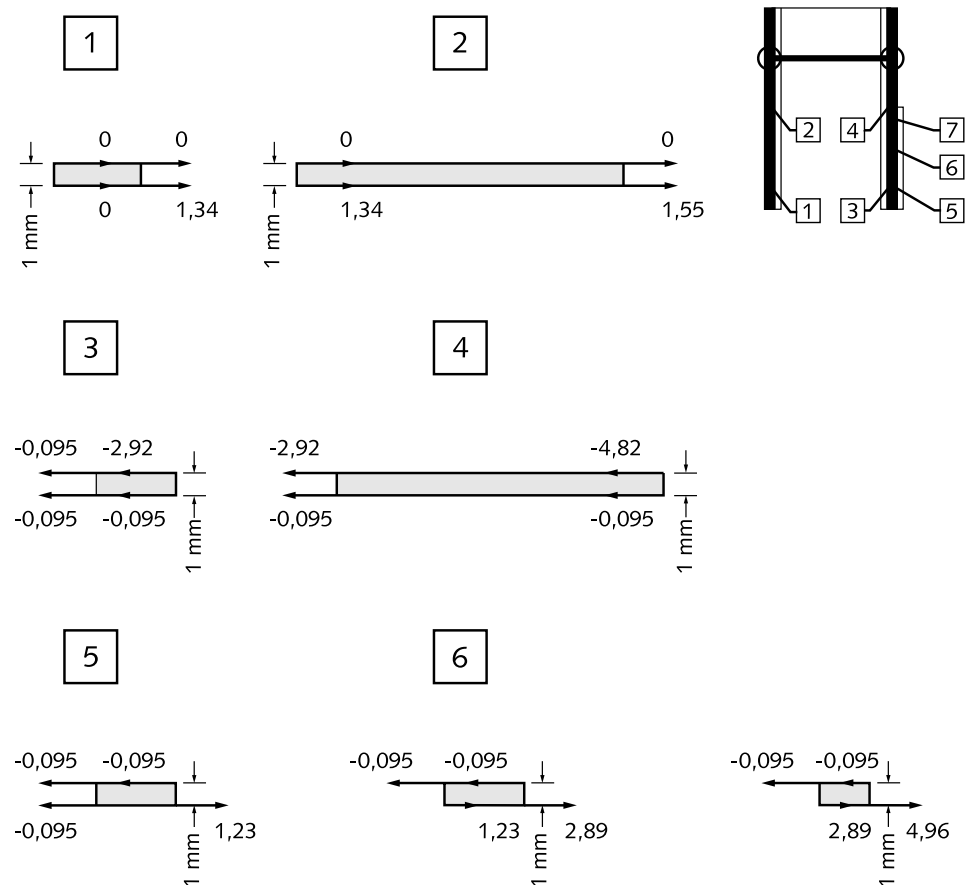
Als de vervormingen binnen de grondelementen niet lineair verlopen moeten deze vervormingen zo goed mogelijk worden gelineariseerd. In dat geval komen de verplaatsingen in de hoekpunten van de kinematische elementen niet meer exact overeen met de verplaatsingen in de PLAXIS uitvoer.



Figuur 2.3 Grondelementen met incrementele verplaatsingen

2.3 Wandwrijvingselementen

Het bezwijkmechanisme wordt opgedeeld in 7 wandwrijvingselementen. Wandwrijvingselementen 2, 4, 6 en 7 bevinden zich in de bovenste grondlaag; wandwrijvingselementen 1, 3 en 5 bevinden zich in de onderste laag. De scheiding tussen de wandwrijvings-elementen 6 en 7 wordt gevormd door de overgang gedraineerd/ongedraineerd gedrag. De dikte van de wandwrijvingselementen is per definitie gelijk aan 1mm.



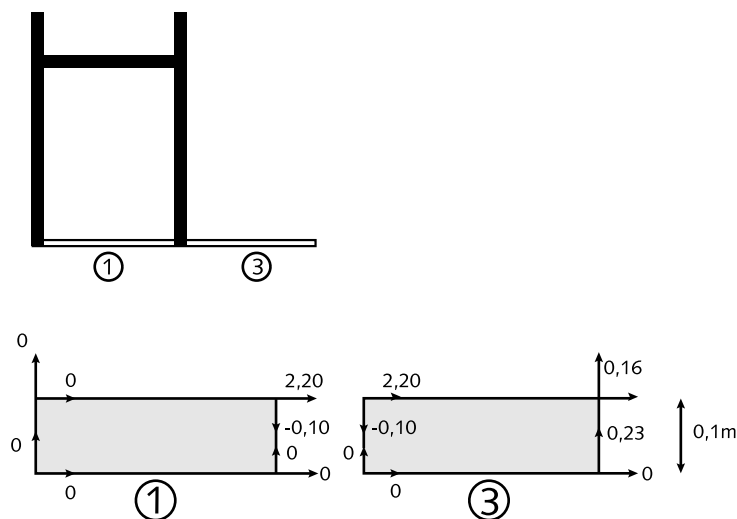
Figuur 2.4 Wandwrijvingselementen met incrementele verplaatsingen

In figuur 2.4 zijn de wandwrijvingselementen vergroot weergegeven, waarbij de elementen 90° zijn gedraaid met de klok mee. Deze werkwijze heeft tot voordeel dat in de spreadsheets alleen de incrementele verplaatsingen in langsrichting hoeven te worden opgegeven. De pijlen in de figuur geven de richting van de incrementele verplaatsingen aan; de cijfers de grootte van de incrementele verplaatsing in meters. De incrementele verplaatsingen zijn direct uit de PLAXIS uitvoer gehaald, zijnde de incrementele verplaatsing van de interface-elementen.

2.4 Schuifvoegelementen

Het bezwijkmechanisme wordt opgedeeld in 2 schuifvoegelementen. Beide schuifvoegelementen zijn gelegen in de onderste grondlaag. De dikte van de schuifvoegelementen is gelijk aan 0,1m.

In figuur 2.5 zijn de schuifvoegelementen vergroot weergegeven. De pijlen in de figuur geven de richting van de incrementele verplaatsingen aan; de cijfers de grootte van de incrementele verplaatsingen in meters. De incrementele verplaatsingen zijn direct uit de PLAXIS uitvoer gehaald, zijnde de incrementele verplaatsingen van de knopen ter plaatse van de hoekpunten van de schuifvoegelementen.



Figuur 2.5 Schuifvoegelementen met incrementele verplaatsingen

3 Toepassing spreadsheet-modellen

3.1 Inleiding

Opmerking

In dit hoofdstuk wordt, in tegenstelling tot de rest van het rapport, de notatie C_u gebruikt in plaats van f_{undr} vanwege de afgedrukte voorbeelden van de spreadsheetmodellen.

In dit hoofdstuk wordt de praktische toepassing van de spreadsheets UNDRAINE, ARBEID en SOMARARBEID besproken.

In UNDRAINE wordt een probabilistische niveau 2 analyse uitgevoerd voor de ongedraineerde schuifsterkte C_u . Het resultaat is de verdelingsfunctie van C_u en de schuifsterkte C_{u_a} voor de gemiddelde sterkteparameters c_a en ϕ_a . De verdelingsfuncties van C_u en de schuifsterkte C_{u_a} zijn invoer voor het spreadsheetmodel ARBEID.

In ARBEID wordt de plastische energie in een kinematisch element geïntegreerd. Deze integratie moet worden uitgevoerd voor $\mu(C_u)$, $\sigma(C_u)$ en C_{u_a} . Dit resulteert in een verdelingsfunctie van de energie $\mu(E^e)$, $\sigma(E^e)$, en een waarde E_a^e voor de energie bij gemiddelde parameters. De verdelingsfunctie $\mu(E^e)$, $\sigma(E^e)$, en de waarden E_a^e zijn invoer voor het spreadsheetmodel SOMARARBEID.

In SOMARARBEID worden voor alle kinematische elementen en laagscheidingen waarden $\mu(E^e)$, $\sigma(E^e)$, en E_a^e ingevuld, en de gewenste waarde voor het betrouwbaarheidsniveau β_g voor grondmechanisch bezwijken. Uitgaande van deze gegevens wordt een verdelingsfunctie voor de totale energie in het bezwijkmechanisme bepaald, en een waarde voor de totale energie bij gemiddelde parameters ϕ_a en c_a . Met deze gegevens wordt de grondvergelijking opgesteld. Dit resulteert in de benodigde stabiliteitsfactor F_{s_a} . Tot slot wordt in SOMARARBEID op iteratieve wijze de veiligheidsfactor F_v bepaald, welke nodig is om aan het betrouwbaarheidsniveau β_g te voldoen.

3.2 Spreadsheetmodel UNDRAINE

Voor toepassing van de spreadsheet UNDRAINE zijn de volgende gegevens benodigd:

$C(a)$	=	gemiddelde cohesie c_a
$\Phi(a)$	=	gemiddelde hoek van inwendige wrijving φ_a
$\text{Sig}(c)$	=	standaardafwijking cohesie $\sigma(c)$
$\text{Sig}(\phi)$	=	standaardafwijking hoek van inwendige wrijving $\sigma\phi$
K_0	=	verhouding tussen de kleinste en grootste hoofd(korrel)spanning voor de langdurig aanwezige belastingsituatie
$\text{Sig}(l)$	=	grootste hoofd(korrel)spanning σ'
R_{wand}	=	wandwrijvingscoëfficiënt R_w
MSF_{gew}	=	veiligheidsfactor F_v

Uit de spreadsheet volgen:

$\mu(\text{Cu})$	=	gemiddelde van Cu volgens een linearisatie in het ontwerp punt
$\text{Sig}(\text{Cu})$	=	standaardafwijking van Cu volgens een linearisatie in het ontwerp punt

Deze gegevens dienen als invoer voor de spreadsheet ARBEID.

De spreadsheet geeft tevens de waarde van de ongedraineerde schuifsterkte Cu_a . Met deze waarde kan de verhouding $F(\text{Cu}) = \text{Cu}_a / \mu(\text{Cu})$ worden uitgerekend. Het blijkt dat deze verhouding slechts weinig varieert over de constructie. Het verdient aanbeveling van dit gegeven gebruik te maken en de gemiddelde waarde van $F(\text{Cu})$ voor alle elementen te bepalen. Deze gemiddelde waarde wordt vervolgens gebruikt in de spreadsheet SOMARBEID.

In figuur 3.1 is de spreadsheet weergegeven voor grondelement 1.

Versie 18 oktober 2004			Genereren van invoer voor de N2 berekening:			In deze iteratieprocedure wordt voor Cu(c) in c20 het β-niveau bepaald						
Invoergegevens:			2Pi/360	==>	0,017	Mean v.	1e iter.	2e iter.	3e iter.	4e iter.		
c(a)	5,000		c(a) *R	==>	5,000	c*	==>	5,000	4,427	4,452	4,452	4,452
phi(a)	25,000		phi(a) *R	==>	25,000	phi*	==>	25,000	17,873	18,091	18,091	18,091
sig(c)	0,750		sig(c) *R	==>	0,750	z(c*,fi*)	==>	7,747	-0,259	0,000	0,000	0,000
sig(phi)	2,500		sig(phi)*R	==>	2,500	$\mu(z^*)$	==>	7,747	7,983	7,970	7,970	7,970
K ₀	0,455		c (MSF)	==>	3,650	sig(z*)	==>	2,625	2,792	2,788	2,788	2,788
Sig(1)	91,320		phi(MSF)	==>	18,797	$\beta_{\text{gereal.}}$	==>	2,952	2,859	2,859	2,859	2,859
R_wand	1,000		Cu(c)	==>	24,862	alpha(c)	==>	0,259	0,256	0,256	0,256	0,256
MSF_gew.	1,370					alpha(fi)	==>	0,966	0,967	0,967	0,967	0,967
							==>					
						c* ¹	==>	4,427	4,452	4,452	4,452	4,452
						phi* ¹	==>	17,873	18,091	18,091	18,091	18,091
						Cu* ¹	==>	24,602	24,861	24,862	24,862	24,862

Figuur 3.1 Spreadsheet UNDRAINE voor grondelement 1

Voor de grond- en schuifvoegelementen worden de waarden voor de gemiddelde cohesie en wrijvingshoek ingevoerd, met bijbehorende standaardafwijking. Voor de wandwrijvingelementen worden de waarden van de aangrenzende grondlaag ingevoerd, vermenigvuldigd met de wandwrijvingscoëfficiënt R_p , waarbij de wandwrijvingshoek $\delta = \arctan [R_i \tan(\phi)']$.

De waarde van de verhouding tussen de grootste en kleinste hoofdspansing K_0 en de waarde van de grootste hoofdspansing ($\text{Sig}(l)$) dienen te worden bepaald voor een

gemiddeld langdurig aanwezige spanningstoestand. Dit is de toestand na het aanbrengen van het eigen gewicht, vlak voor het verhogen van de waterstand en het ontgraven van het binnentalud.

In de PLAXIS uitvoer worden de waarden gegeven van:

S_{xx} = horizontale effectieve spanning

S_{yy} = verticale effectieve spanning

S_{xy} = schuifspanning in een verticaal vlak loodrecht op S_{xx}

De waarden S_{p1} en K_0 volgen uit:

$$S_{p1} = \frac{1}{2} \left[S_{xx} + S_{yy} + \sqrt{(S_{yy} - S_{xx})^2 + 4S_{xy}^2} \right]$$

en:

$$K_0 = \frac{\left[S_{xx} + S_{yy} - \sqrt{(S_{yy} - S_{xx})^2 + 4S_{xy}^2} \right]}{\left[S_{xx} + S_{yy} + \sqrt{(S_{yy} - S_{xx})^2 + 4S_{xy}^2} \right]}$$

Indien de ongedraineerde sterkte C_u (in het overige deel van het rapport f_{undr} genoemd) sterk verloopt over het grondelement is het beter om per grondelement de niveau 2 analyse van C_u op twee lokaties in het grondelement uit te voeren. Als criterium wordt aangehouden dat dit moet gebeuren als de verhouding tussen de ongedraineerde sterkte in twee representatieve punten boven en onder in het grondelement groter is dan 1,5. Als de verhouding kleiner is dan 1,5 wordt de analyse uitgevoerd voor een representatief punt midden in het grondelement.

3.3 Spreadsheetmodel arbeid

Opmerking

In dit hoofdstuk wordt, in tegenstelling tot de rest van het rapport, de notatie C_u gebruikt in plaats van f_{undr} vanwege de afgedrukte voorbeelden van de spreadsheet-modellen.

Voor toepassing van de spreadsheet ARBEID zijn de volgende gegevens benodigd:

Voor de vier hoekpunten

x_i, y_i	$i = 1..4$ = coördinaten van de hoekpunten
Cu_i	$i = 1..4$ = schuifsterkten $\mu(Cu)$ uit UNDRAINE
$\sigma(Cu_i)$	$i = 1..4$ = standaardafwijkingen ongedraineerde schuifsterkte $Sig(Cu)$ uit UNDRAINE
u_i, v_i	$i = 1..4$ = horizontale resp. verticale verplaatsings-incrementen van hoekpunten

Voor hoekpunten op een laagscheiding

Cu_{1-2}, Cu_{2-1}	= Cu-waarden van de aansluitende elementen. Cu_{1-2} betekent:
Cu_{2-3}, Cu_{3-2}	Cu-waarde van knoop 1 net buiten elementrand 1-2
Cu_{3-4}, Cu_{4-3}	
Cu_{4-1}, Cu_{1-4}	
Sig_{1-2}, Sig_{2-3}	= standaardafwijkingen van de laagscheidingsniveau's
Sig_{3-4}, Sig_{4-1}	

Uit de spreadsheet volgen:

- A = gedissipeerde arbeid E^e
 Sig_A = standaardafwijking gedissipeerde arbeid $\sigma(E^e)$
 Sig_A rand i,j = standaardafwijking gedissipeerde arbeid $\sigma(E_s^e)$ als gevolg van onzekerheid in de ligging van rand $i-j$

Deze gegevens dienen als invoer voor de spreadsheet SOMARBEID.

In figuur 4.1 is de spreadsheet weergegeven voor grondelement 1.

Bij de berekening van de gedissipeerde energie in een kinematisch element met de spreadsheet ARBEID dienen de volgende zaken in acht te worden genomen:

Algemeen

- De nummering van de knooppunten van de elementen geschiedt tegen de wijzers van de klok in.
- Indien de verhouding van de ongedraineerde sterkte boven en onder in het element kleiner is dan 1,5 worden voor alle hoekpunten dezelfde waarden voor $\mu(\text{Cu})$ en $\text{Sig}(\text{Cu})$ ingevuld. Deze waarde is de waarde voor een representatief punt in het element (zie spreadsheet UNDRAINE). Indien de verhouding groter is dan 1,5 worden voor de bovenste twee hoekpunten de waarden voor $\mu(\text{Cu})$ ingevuld die zijn bepaald voor een representatief punt boven in het element: voor de onderste twee hoekpunten worden de waarden voor $\mu(\text{Cu})$ en $\text{Sig}(\text{Cu})$ ingevuld die zijn bepaald voor een representatief punt onder in het element.

Versie 18 oktober 2004						Kinematisch element 1		
x1	=	24,00	y1	=	-4,90	Sig 1-2=	0,00	Ve<>Vo wordt hier automatisch verdisconteert.
x2	=	30,00	y2	=	-4,90	Sig 2-3=	0,00	
x3	=	30,00	y3	=	-3,00	Sig 3-4=	0,40	
x4	=	24,00	y4	=	-3,00	Sig 4-1=	0,00	
Cu1	=	32,83	Sig_Cu1=	2,79	Cu'1-2 =	32,83	Cu'2-1 =	32,83
Cu2	=	32,83	Sig_Cu2=	2,79	Cu'2-3 =	32,83	Cu'3-2 =	32,83
Cu3	=	32,83	Sig_Cu3=	2,79	Cu'3-4 =	32,17	Cu'4-3 =	32,17
Cu4	=	32,83	Sig_Cu4=	2,79	Cu'4-1 =	32,83	Cu'1-4 =	32,83
u1	=	0,00	v1	=	0,00	n_inter=	9	<== vul 9 in
u2	=	2,20	v2	=	-0,10			
u3	=	4,25	v3	=	-2,92			
u4	=	2,61	v4	=	1,34	#WAARDE!		
Arbeid: A	==>			470,47	Sig_A veld	==>		39,95
Gewichts factor g:	==>			14,33	Sig_A rand 1-2	==>		0,00
Cu_gemiddeld Cug:	==>			32,83	Sig_A rand 2-3	==>		0,00
Beginvolume Vo:	==>			11,40	Sig_A rand 3-4	==>		1,56
Eindvolume Ve:	==>			14,24	Sig_A rand 4-1	==>		0,00

Figuur 4.1 Spreadsheet ARBEID voor grondelement 1

Wandwrijvingselementen

- De wandwrijvingselementen hebben een dikte van 1 mm.
- Indien de wandwrijvingselementen 90° met de klok mee zijn gedraaid kunnen de verticale verplaatsingen van grond en constructie als u_1 tot en met u_4 worden ingevoerd.

Schuifvoegelementen

- De schuifvoegelementen hebben een dikte van 0,1 m. Andere dikten zijn ook mogelijk afhankelijk van het bezwijkmechanisme.

3.4 Spreadsheetmodel somarbeid

In de spreadsheet SOMARBEID kunnen voor maximaal 10 laagscheidingen en 10 grondlagen gegevens worden ingevoerd. Binnen iedere grondlaag kunnen voor maximaal 10 grond- of schuifvlakelementen en 10 wandwrijvingelementen gegevens worden ingevoerd. Voor toepassing van de spreadsheet SOMARBEID zijn de volgende gegevens benodigd:

Per grondlaag

$\Phi(i)$ = gemiddelde hoek van inwendige wrijving ϕ_a voor laag 1

Voor de hele constructie

β_g = betrouwbaarheidsniveau voor grondmechanisch bezwijken

Per grondlaag, voor ieder grond- of schuifvoegelement

$EA_{,a}$ $i = 1..10$ = energie $E_{G;a,ij}^e$

$\mu(EA)$ $i = 1..10$ = energie $\mu(E_{G;a,ij}^e)$

$\text{sig}(EA)$ $i = 1..10$ = standaardafwijking $\sigma(E_{G;a,ij}^e)$

Het verdient aanbeveling de waarde van $EA_{,a}$ te bepalen uit $EA_{,a} = F(Cu)\mu(EA)$. $F(Cu)$ volgt uit de spreadsheets UNDRAINE, $\mu(EA)$ en $\text{sig}(EA)$ zijn de grootheden A respectievelijk Sig_A veld uit de spreadsheets ARBEID.

Per grondlaag, voor ieder wandwrijvingelement

$EW_{,a}$ $k = 1..10$ = energie $E_{W;a,kj}^e$

$\mu(EW)$ $k = 1..10$ = energie $\mu(E_{W;a,kj}^e)$

$s(EW;Cu)$ $k = 1..10$ = standaardafwijking $\sigma(E_{W;Cu,kj}^e)$

$s(EW;R)$ $k = 1..10$ = standaardafwijking $\sigma(E_{W;R,kj}^e)$

R_Wand $k = 1..10$ = wandwrijvingscoëfficiënt R_w

Het verdient aanbeveling de waarde van $EW_{,a}$ te bepalen uit $EW_{,a} = F(Cu) \mu(EW)$. $F(Cu)$ volgt uit de spreadsheets UNDRAINE, $\mu(EW)$ en $s(EW;Cu)$ zijn de grootheden A respectievelijk Sig_A veld uit de spreadsheets ARBEID. De standaardafwijking van de wandwrijvingscoëfficiënt $s(EW,R)$ wordt in deze berekening gelijk aan 0 verondersteld.

Per laagscheiding

$\text{Sig}(ES;k)$ = standaardafwijking $\sigma(E_{s,k}^e)$ voor laag k

De waarden van $\text{sig}(ES;k)$ zijn de grootheden Sig_A rand $i-j$ uit de spreadsheets ARBEID.

In figuur 5.1 is de spreadsheet weergegeven.

Versie 18 oktober 2004

phi(1) :

25,000

phi(2) :

20,000

phi(3) :

0,000

phi(4) :

0,000

phi(5) :

0,000

phi(6) :

0,000

phi(7) :

0,000

phi(8) :

0,000

phi(9) :

0,000

phi(10) :

0,000

Beta grond:

3,880

sig(Fs) ==>

0,087

Som(j=1..m)EAa;j

==>

3939,0499

Som(j=1..m)EWa;j

==>

839,7703

Som(j=1..m)μ(EA;j)

==>

3959,6400

Som(j=1..m)μ(EW;j)

==>

844,1600

Som(j=1..m)(sig(EA;j)+sig(EWCu;j))

==>

97200,1444

Som(j=1..m)(sig_(EWR;j))

==>

0,0000

Som(k=1..n)(sig_(ES;k))=laagsch.

==>

30,4704

Som(j=1..m)EA;c;j

==>

2972,2400

Som(j=1..m)EW;c;j

==>

621,7052

Ea

==>

4778,820

μE

==>

4803,800

sig(E)

==>

311,818

Fsa_benodigd

==>

1,3297

formule (6.5)

Fsa_berekend

==>

1,3297

MSF_oud

==>

1,3702

MSF_benodigd

==>

1,3702

#WAARDE!

fout^E10

==>

0,0000

#WAARDE!

dMSF/dFs

==>

-1,4747

Som(hulp1)

==>

1458,379

Som(hulp2)

==>

320,178

laag 1:

EA,a

μ(EA)

sig(EA)

elem. 1

468,0236

470,4700

39,9500

elem. 2

435,2548

437,5300

36,5600

elem. 3

229,8585

231,0600

19,7500

elem. 4

191,6781

192,6800

16,1900

elem. 5

0,0000

0,0000

0,0000

elem. 6

0,0000

0,0000

0,0000

elem. 7

0,0000

0,0000

0,0000

elem. 8

0,0000

0,0000

0,0000

elem. 9

0,0000

0,0000

0,0000

elem. 10

0,0000

0,0000

0,0000

Som 1..ij

1324,8150

1331,7400

112,4500

Som(EA,c)

==>

1009,9395

Som(EW,c)

==>

79,5360

(sig(EA1)+sig(EW1Cu))

==>

14762,2500

sig_(EWR1)

==>

0,0000

hulp 1

==>

482,0887

hulp 2

==>

40,2695

EW,a

μ(EW)

s(EW;Cu)

s(EW;R)

R_wand

wwelem. 1

26,5512

26,6900

2,2600

0,0000

0,6700

wwelem. 2

55,3905

55,6800

4,7000

0,0000

0,6700

wwelem. 3

24,7506

24,8800

2,0900

0,0000

0,6700

wwelem. 4

0,0000

0,0000

0,0000

0,0000

1,0000

wwelem. 5

0,0000

0,0000

0,0000

0,0000

1,0000

wwelem. 6

0,0000

0,0000

0,0000

0,0000

1,0000

wwelem. 7

0,0000

0,0000

0,0000

0,0000

1,0000

wwelem. 8

0,0000

0,0000

0,0000

0,0000

1,0000

wwelem. 9

0,0000

0,0000

0,0000

0,0000

1,0000

wwelem. 10

0,0000

0,0000

0,0000

0,0000

1,0000

Som 1..kj

106,6923

107,2500

9,0500

EW,c

s_(EW;R)

hulp

19,7931

0,0000

10,0214

41,2920

0,0000

20,9064

18,4508

0,0000

9,3418

0,0000

0,0000

0,0000

0,0000

0,0000

0,0000

0,0000

0,0000

0,0000

0,0000

0,0000

0,0000

0,0000

0,0000

0,0000

0,0000

0,0000

0,0000

0,0000

0,0000

0,0000

79,5360

40,2695

laag 2:

EA,a

μ(EA)

sig(EA)

elem. 1

1840,8177

1850,4400

153,1100

elem. 2

492,3265

494,9000

40,2400

elem. 3

281,0907

282,5600

27,6400

elem. 4

0,0000

0,0000

0,0000

elem. 5

0,0000

0,0000

0,0000

elem. 6

0,0000

0,0000

0,0000

elem. 7

0,0000

0,0000

0,0000

elem. 8

0,0000

0,0000

0,0000

elem. 9

0,0000

0,0000

0,0000

elem. 10

0,0000

0,0000

0,0000

Som 1..ij

2614,2349

2627,9000

220,9900

Som(EA,c)

==>

1962,3005

Som(EW,c)

==>

542,1693

(sig(EA1)+sig(EW1Cu))

==>

82437,8944

sig_(EWR1)

==>

0,0000

hulp 1

==>

976,2903

hulp 2

==>

279,9089

EW,a

μ(EW)

s(EW;Cu)

s(EW;R)

R_wand

wwelem. 1

174,1298

175,0400

15,5400

0,0000

0,6700

wwelem. 2

421,9444

424,1500

38,8300

0,0000

0,6700

wwelem. 3

73,7445

74,1300

6,0100

0,0000

0,6700

wwelem. 4

63,2593

63,5900

5,7500

0,0000

0,6700

wwelem. 5

0,0000

0,0000

0,0000

0,0000

1,0000

wwelem. 6

0,0000

0,0000

0,0000

0,0000

1,0000

wwelem. 7

0,0000

0,0000

0,0000

0,0000

1,0000

wwelem. 8

0,0000

0,0000

0,0000

0,0000

1,0000

wwelem. 9

0,0000

0,0000

0,0000

0,0000

1,0000

wwelem. 10

0,0000

0,0000

0,0000

0,0000

1,0000

Som 1..kj

733,0780

736,9100

66,1300

EW,c

s_(EW;R)

hulp

128,7828

0,0000

66,4874

312,0613

0,0000

161,1097

54,5399

0,0000

28,1576

46,7853

0,0000

24,1541

0,0000

0,0000

0,0000

0,0000

0,0000

0,0000

0,0000

0,0000

0,0000

0,0000

0,0000

0,0000

0,0000

0,0000

0,0000

0,0000

0,0000

0,0000

542,1693

279,9089

laagscheiding nr:

sig(ES;k)

sig(ES;k)^2

1

5,5200

30,4704

2

0,0000

0,0000

3

0,0000

0,0000

4

0,0000

0,0000

5

0,0000

0,0000

6

0,0000

0,0000

7

0,0000

0,0000

8

0,0000

0,0000

9

0,0000

0,0000

10

0,0000

0,0000

Som(k=1..n)(sig_(ES;k))

30,4704

figuur 5.1 Spreadsheet SOMARBEID

Na de berekening verschijnen in SOMARBEID de volgende grootheden:

Fsa_benodigd = stabiliteitsfactor F_{Sa}
 MSF_benodigd = veiligheidsfactor F_{Vc}
 Fout $\wedge$ E10 = foutcriterium voor de iteratieve bepaling van F_{Vc}
 dMSF/dFs = afgeleide in het ontwerppunt voor grondbreuk.

Aan het einde van de berekening moet fout $\wedge$ E10 gelijk aan 0 zijn. Als dit niet het geval is moet het spreadsheetmodel nog een keer rekenen.

Resultaat spreadsheet SOMARBEID

Uit de berekening met het spreadsheetmodel SOMARBEID volgt het betrouwbaarheidsniveau voor geotechnisch bezwijken β_g en de stabiliteitsfactor F_s overeenkomstig de definitie van F_s in de probabilistische methode.

Gevonden wordt: $\beta_g = 3,88$ en F_s is 1,33.

Dimensionering ankers en damwanden

Voor het dimensioneren van de ankers en damwanden zijn behalve de resultaten van de spreadsheets SOMARBEID ook het verloop van de damwandmomenten en ankerkrachten als functie van MSF tijdens ϕ'/c' reductie vereist. Dit betreft met name de afgeleiden van deze functies in het punt waar de kistdam geotechnisch bezwijkt. In tabel 3.1 zijn deze afgeleiden weergegeven:

Tabel 3.1 Maatgevende afgeleiden van damwandmoment en ankerkracht naar veiligheidsfactor

Onderdeel	Afgeleide
<i>rivierwand</i>	$dM/dF_v = 227 \text{ kNm/m}$
<i>polderwand</i>	$dM/dF_v = 601 \text{ kNm/m}$
<i>anker</i>	$dF_a/dF_v = 171 \text{ kN/m}$

Het dimensioneren van de ankers en damwanden vindt plaats uitgaande van nadere uitwerkingen van de damwand vergelijking en de anker vergelijking. De daarvoor benodigde formules staan vermeld in appendix G. In de tabellen 3.4, 3.5 en 3.6 zijn voor respectievelijk de polderwand de rivierwand en het anker de relevante parameters voor het oplossen van de damwandvergelijking en de ankervergelijking, alsmede op de onderste regel van de tabel het dimensioneringsresultaat, weergegeven. In dit geval is er van uitgegaan dat het betrouwbaarheids-niveau voor damwandbreuk en ankerbreuk (vrijwel) gelijk moet zijn aan dat voor geotechnisch bezwijken.

In tabel 3.2 zijn de relevante parameters gegeven voor het oplossen van de damwandvergelijking voor de rivierwand.

Tabel 3.2 Gegevens berekening rivierwand

Parameter	Waarde
β_{grond}	3,88
β_{dam}	3,88
σ_{F_s}	0,085
μ_{fe}	450.000 kN/m^2
σ_{fe}	30.000 kN/m^2
$M_{d;c}$	73 kNm/m
DM/dF_v	227 kNm/m
DF_v/dF_s	-1,4747
γ_{fe}	1,023
W_d	$1,66 \cdot 10^{-4} \text{ m}^3/\text{m}$

In tabel 3.3 zijn de relevante parameters gegeven voor het oplossen van de damwandvergelijking voor de polderwand.

Tabel 3.3 Gegevens berekening polderwand

Parameter	Waarde
β_{grond}	3,88
β_{dam}	3,87
σ_{Fs}	0,085
μ_{fe}	450.000 kN/m ²
σ_{fe}	30.000 kN/m ²
$M_{d;c}$	120 kNm/m
DMd/dFv	601 kNm/m
DFv/dFs	-1,4747
γ_{fe}	1,008
W_d	$2,69 \cdot 10^{-4} \text{ m}^3/\text{m}$

In tabel 3.4 zijn de relevante parameters gegeven voor het oplossen van de ankervergelijking.

Tabel 3.4 Gegevens berekening anker

Parameter	Waarde
β_{grond}	3,88
β_{dam}	3,88
σ_{Fs}	0,085
μ_{fe}	450.000 kN/m ²
σ_{fe}	30.000 kN/m ²
$N_{a;c}$	135 kN/m
DNa/dFv	171 kN/m
DFv/dFs	-1,4747
γ_{fe}	1,058
A_a	$3,17 \cdot 10^{-4} \text{ m}^3/\text{m}$

Conclusies

In het bovenstaande voorbeeld is voor een kistdam met een vooraf bepaalde geometrie in een niet-homogene ongedraineerde grondslag het betrouwbaarheidsniveau voor geotechnische bezwijken bepaald met de Methode Bakker.

Uitgaande van het betrouwbaarheidsniveau voor geotechnisch bezwijken heeft vervolgens een dimensionering van de damwanden en het anker plaatsgevonden, zodanig dat de betrouwbaarheidsniveaus voor damwandbreuk en ankerbreuk (vrijwel) gelijk zijn aan die voor geotechnische bezwijken. In tabel 3.5 zijn de gerealiseerde betrouwbaarheidsniveaus weergegeven.

Tabel 3.5 Aanwezige betrouwbaarheidsniveaus volgens Methode Bakker

Onderdeel	β
Geotechnisch bezwijken	3,88
Rivierwand	3,88
Polderwand	3,87
Anker	3,88

Uitgaande van de betrouwbaarheidsniveaus voor damwandbreuk, ankerbreuk en geotechnisch bezwijken kan het overall betrouwbaarheidsniveau van de kistdam worden bepaald. Gevonden wordt dat de kistdam een overall betrouwbaarheidsniveau van 3,53 heeft.

In het geval van een praktijksituatie moet het overall betrouwbaarheidsniveau worden getoetst aan het voor de betreffende lokatie vereiste betrouwbaarheidsniveau.

In dat geval moet het aanwezige betrouwbaarheidsniveau volgens de Methode Bakker

worden gecorrigeerd voor de stochastiek van de waterstanden (zie o.a. bijlage A). Het dan gevonden betrouwbaarheidsniveau moet worden vergeleken met het vereiste betrouwbaarheidsniveau volgens de Wet op de Waterkering. Hieruit volgt of de kistdam al dan niet voldoet. In het laatste geval kan worden besloten om de constructie aan te passen waarna de berekeningsgang volgens de Methode Bakker opnieuw moet worden doorlopen.

Appendix I

Symbolenlijst

Symbol	Omschrijving	Dimensie
a	ankerafstand	[m]
a	faalkansfactor op falen van de constructie door onderloopsheid e.d.	[-]
b	faalkansfactor op falen van de constructie door instabiliteit	[-]
B	de breedte van de kistdam	[m]
c	faalkansfactor op falen van de constructie door andere oorzaken o.a. imponderabilia	[-]
c	excentriciteit t.o.v. mediaan	[-]
c_i'	effectieve cohesie van grondlaag i	[kPa]
c'	effectieve cohesie (van de samengestelde laag)	[kPa]
d_a	bruto betondoorsnede	[m]
d_i	laagdikte van laag i	[m]
d_n	effectieve betondoorsnede	[m]
E	elasticiteitsmodulus (van de samengestelde grondlaag)	[kPa]
E_i	elasticiteitsmodulus van grondlaag i	[kPa]
f_{undr} of Cu	ongedraineerde schuifsterkte	[kPa]
$f_{undr;i;d}$	rekenwaarde van de ongedraineerde schuifsterkte van laag i	[kPa]
f_β	correctiefactor op materiaalfactoren volgens NEN 6700-serie	[-]
$F_{a;d}$	rekenwaarde voor de actieve kracht	[kN/m]
F_a	actieve kracht van talud op achterland	[kN/m]
F_c	kracht uitgeoefend door kistdam	[kN/m]
$F_{c;max}$	kracht die maximaal door de kistdam op het achterland wordt uitgeoefend	[kN/m]
F_{h1}	weerstandbiedende kracht langs draagkrachtige laag, onder talud	[kN/m]
F_{h2}	weerstandbiedende kracht langs draagkrachtige laag, onder achterland	[kN/m]
F_p	passieve weerstandbiedende kracht in achterland	[kN/m]
$F_{p;d}$	rekenwaarde voor de passieve kracht	[kN/m]
F of F_s	stabiliteitsfactor	[-]
F_v	veiligheidsfactor MSF tijdens ϕ'/c' -reductie	[-]
$F_{v,c}$	veiligheidsfactor MSF _c bij geotechnisch bezwijken	[-]
G	glijdingsmodulus	[kPa]
h_i	hoogte van grondlaag i	[m]
H	waterstand	[m NAP]
K_0	horizontale spanningsindex	[-]
L	strekkingslengte	[m]
$L_{boog;i}$	lengte van het cirkeldeel in grondlaag i	[m]
$M_{a;d}$	rekenwaarde van het aandrijvend moment	[kNm/m]
M_g	rekenwaarde van het moment in de gording	[kNm]
$M_{0;d}$	rekenwaarde van het moment t.o.v. het middenvlak van de kistdam	[kNm/m]
$M_{t;mob;d}$	gemobiliseerde ontwerpwaarde van het tegenwerkend moment	[kNm/m]
$M_{t;d}$	rekenwaarde van het tegenwerkend moment	[kNm/m]
MSF	multiplier of safety factor (reductiefactor t.b.v. PLAXIS-berekening)	[-]
MHW	Maatgevend Hoog Water, ontwerpwaterstand behorende bij de, in de Wet op de Waterkering vastgestelde ontwerpfrequentie (norm)	[m NAP]
n	aantal grondlagen waaruit de samengestelde grondlaag bestaat	[-]
n_{opdr}	opdrukveiligheid	[-]

NORM	jaarlijkse overschrijdingskans van de waterstand waarop een constructie is berekend.....	[1/jaar]
N	levensduur of planperiode	[j]
P	opwaartse gronddruk	[kPa]
P	faalkans	[-]
P_f	totale jaarlijkse faalkans van de constructie (uitgedrukt in jaarlijkse overschrijdingskans)	[1/jaar]
$P_{f,levensduur}$	faalkans gedurende de levensduur	[-]
$P_{f,jaar}$	faalkans per jaar	[-]
P_1	faalkans constructie door grondbreuk/afschuiven	[-]
P_2	faalkans constructie door diep/damwand/plankbreuk/vloei.....	[-]
P_3	faalkans constructie door ankerbreuk (bij kistdam).....	[-]
q	neerwaartse belasting	[kPa]
q	equivalente verdeelde ankerbelasting	[kN/m]
Q_d	rekenwaarde van schuifkracht in de kern.....	[kN/m]
R_i	wrijvingsreductiefactor	[-]
T_d	rekenwaarde voor de schuifkracht onder langs de kistdam	[kN/m]
V_R	variatiecoëfficiënt	[-]
V_E	de variatiecoëfficiënt van de berekende plastische energie	[-]
w	verplaatsing.....	[m]
$W_{1;d}$	rekenwaarde voor de waterkracht.....	[kN/m]
α_R	invloedsfactor sterkte	[-]
β	betrouwbaarheidsindex	[-]
β_g	de betrouwbaarheidsindex bij MHW voor grondmechanisch bezwijken	[-]
β_{nodig}	benodigde betrouwbaarheidsindex.....	[-]
$\beta_{nodig MHW}$	vereiste waarde van de betrouwbaarheidsindex bij MHW	[-]
β_H	betrouwbaarheidsindex rekening houdend met de kansverdeling van de waterstand	[-]
γ	volumiek gewicht in natuurlijke toestand.....	[kN/m ³]
γ_d	volumiek gewicht in droge toestand.....	[kN/m ³]
γ_{sat}	volumiek gewicht in verzadigde toestand	[kN/m ³]
γ_i	volumiek gewicht van grondlaag i	[kN/m ³]
γ_d	gevoeligheidsfactor.....	[-]
γ_n	schadefactor	[-]
γ_m	materiaalfactor	[-]
γ_R	materiaalfactor	[-]
$\gamma_{R;\beta}$	materiaalfactor bij vereiste β	[-]
$\gamma_{R;3,6}$	materiaalfactor volgens NEN 6700-serie bij $\beta = 3,6$	[-]
$\mu(E)$	verwachtingswaarde plastische energie.....	[Nm]
ξ	faalkansfactor (falen van de constructie)	[-]
λ_a	actieve gronddrukcoëfficiënt.....	[-]
λ_p	passieve gronddrukcoëfficiënt.....	[-]
v	dwarscontractiecoëfficiënt	[-]
ϕ'	effectieve hoek van inwendige wrijving van de samengestelde laag	[°]
ϕ'_i	effectieve hoek van inwendige wrijving van grondlaag i	[°]
Φ	kansverdelingsfunctie voor de standaard normale verdeling.....	[-]
$\sigma(E)$	standaardafwijking plastische energie	[Nm]
σ	grondspanning.....	[kPa]
$\sigma_{contact}$	grondspanning t.p.v. scheiding pakket slappe lagen en draagkrachtige laag	[kPa]
$\sigma_{w;contact}$	waterspanning t.p.v. scheiding pakket slappe lagen en draagkrachtige laag.....	[kPa]
τ	schuifspanning.....	[kPa]
ψ	dilatantiehoek.....	[°]

De Technische Adviescommissie voor de Waterkeringen (TAW) is een

onafhankelijke adviescommissie, die gevraagd en ongevraagd de Minister van Verkeer en Waterstaat adviseert over alle technisch-wetenschappelijke aspecten van constructie en onderhoud van waterkeringen, met het oog op de veiligheidsfunctie van door deze waterkeringen beschermde gebieden. De TAW richt zich zowel op primaire als secundaire waterkeringen en boezemkaden.

Ook andere overheden kunnen de Minister verzoeken de TAW te laten adviseren over complexe en specifieke waterkeringsproblemen.

Hiermee levert de TAW een bijdrage aan het realiseren van maatschappelijk vastgestelde veiligheidsnormen. In de leidraden, technische rapporten en adviezen, die door de TAW worden aangereikt, wordt nadrukkelijk rekening gehouden met andere functies van de waterkering, waaronder milieu, recreatie, verkeer, landschap en cultuurhistorie.

De **Dienst Weg- en Waterbouwkunde (DWW)** van Rijkswaterstaat (RWS) voert de werkzaamheden van de TAW uit. Hierbij treedt zij op als opdrachtgever, bereidt zij de TAW-producten voor en levert zij de TAW-coördinator. Ook is de DWW, via de helpdesk Waterkeren, beschikbaar voor alle betrokkenen bij de waterschapszorg: waterschappen, provincies en Rijk.

Met vragen omtrent het werk van de TAW kan men zich wenden tot de DWW.

Postbus 5044
2600 GA Delft

telefoon:

015 - 25 18 436
015 - 25 18 450 (helpdesk Waterkeren)

fax:

015 - 25 18 568

Internet:

<http://www.tawinfo.nl>

e-mail:

tawsecr@dww.rws.minvenw.nl

DWW-2004-074

ISBN 90-369-5569-6