

technische adviescommissie
voor de waterkeringen
april 1994

Handreiking Constructief ontwerpen

bijlagen 2-5

Onderzoek en berekening
naar het constructief ontwerp
van de dijkversterking

BIJLAGE 2
ONDERZOEK EN BEREKENINGEN
MAART 1994

BIJLAGE 2
ONDERZOEK EN BEREKENINGEN
MAART 1994

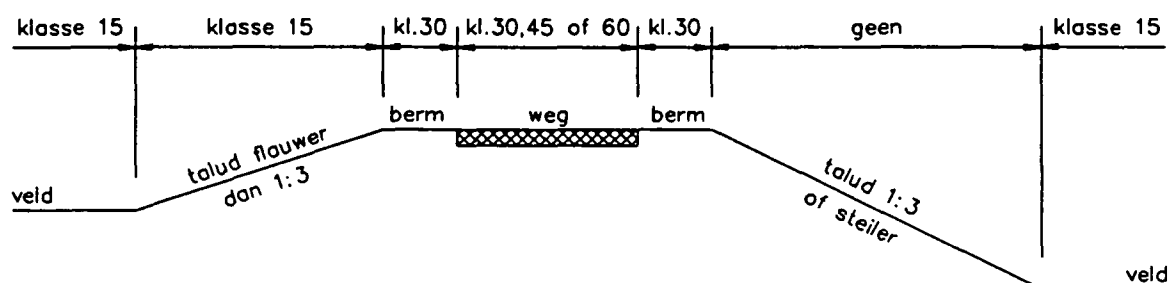
GRONDMECHANICA DELFT
AFDELING GRONDCONSTRUCTIES
auteurs:
dr. H. den Adel
prof.dr.ir. F.B.J. Barends
ir. M.B. de Groot
ir. J. Heemstra

INHOUD:	Blz.:
2.A VERKEERSBELASTINGEN	1
2.B HET GEBRUIK VAN PEILBUISWAARNEMINGEN	3
2.C GEBRUIK (NIET-STATIONAIRE) GRONDWATERSTROMINGS-MODELLEN	23
2C.1 Bepaling van de regionale stationaire grondwaterstroming	23
2C.2 Evaluatie peilbuiswaarneming bij een dijk met voorland	27
2C.3 Evaluatie peilbuiswaarneming bij een dijk op een meerlagen pakket	30
2C.4 Evaluatie peilbuiswaarnemingen voor een dijk in het bovenrivierengebied	32
2.D BEREKENING VAN DE STABILITEIT ONDER OPDRIJFCONDITIES	43
2.D.1 Drukstaafmethode algemeen	43
2.D.2 Toepassing methode Spencer bij drukstaafberekening	43
2.D.3 Elementenmethode	44
2.D.4 Stabiliteitsfactor	45
2.D.5 Stabiliteit in de opgedrukte lagen in een situatie met opdrijven	46
2.E AFSCHUIVEN BINNENTALUD DOOR OVERSLAG EN INFILTRATIE	48
2.E.1 Inleiding	48
2.E.2 Historie	48
2.E.3 De verschijnselen overslag, infiltratie en afschuiven	48
2.E.3.1 Bezwijken	49
2.E.3.2 Waarnemingen	49
2.E.4 Dimensionering	50
2.E.4.1 Leidraad en overslagdebiet	50
2.E.4.2 Schematisering: de opbouw van de dijken	50
2.E.4.3 Thema van deze bijlage	51
2.E.5 Analytische aanpak	51
2.E.5.1 Aannamen en beperkingen	53
2.E.5.2 Partiële veiligheidsfactoren	54
2.E.6 Numerieke methoden	54
2.E.6.1 Schematisatie	54
2.E.6.2 Bishop met grondwaterstroming	55
2.E.6.3 Simultaan oplossen met geïntegreerd eindige elementen model	56
2.E.7 Het ontwerpproces	56
2.E.8 Stappenschema in ontwerpproces	58
2.F EROSIE BINNENTALUD	59
2.F.1 Probleemstelling	59
2.F.2 Erosie	59
2.F.3 Overslag	59
2.F.3.1 Debiet	59
2.F.3.2 Duur	60

2.F.4	Parameters	60
2.F.4.1	Belasting	60
2.F.4.2	Sterkte	61
2.F.4.3	Klei	61
2.F.4.4	Grasmat	61
2.F.4.5	Steilheid	62
2.F.4.6	Vlakheid	63
2.F.5	Indeling	63
2.G	TOEPASSING VAN DE NIEUWE PIPINGTHEORIE	68
2.G.1	Het uittreeverhang	68
2.G.2	Formule Sellmeijer	69
2.G.3	Piping in niet-homogene grondmassieven	71
2.G.4	Bepaling van de doorlatendheid uit korrelverdeling	72
2.G.5	Representatieve waarden voor parameters in pipinganalyse	72
2.G.6	Controle doorlaatbaarheid met in situ metingen	75
2.G.7	Gebruik van peilbuiswaarnemingen	76
2.G.7.1	Welke parameters voor de piping-analyse?	77
2.G.7.2	Wanneer niet bruikbaar?	77
2.G.7.3	Technische voorwaarden	78
2.G.7.4	Gevoeligheidsanalyse	79
2.G.7.5	Aanbevelingen	79
2.H.	DIFFERENTIATIE VAN DE SCHADEFACTOR OP BASIS VAN DE LIGGING VAN DE GLIJCIRKELS	81
2.H.1	Uitgangspunten	81
2.H.2	Zonering	82
2.H.3	Schadefactoren	83
2.H.4	Opmerkingen over paragraaf 7.5.4.1 van Leidraad 2	83
2.I	REFERENTIES	84

2.A VERKEERSBELASTING

In Leidraad 1 wordt gerekend met een gelijkmatig verdeelde ontwerpbelasting van 15 kN/m^2 op één rijstrook ter breedte van 2,5 m. Ter vergelijking is de belasting volgens de Pijpleidingcode Zuid Holland 1990 in figuur 2.A.1 afgebeeld. De Pijpleidingcode gaat uit van de belastingsklassen volgens de VOSB 1963. Op grond daarvan dienen verkeersbelastingen voor een gelijkmatig verdeelde last, voor een belasting door een assenstelsel en voor een belasting door een combinatie van beide in rekening gebracht te worden.



Figuur 2.A.1. Belasting volgens Pijpleidingcode Zuid Holland 1990

Indien wordt aangenomen dat per 17 m' dijk één laststelsel aanwezig is valt af te leiden¹ dat een belasting van verkeersklasse 60 volgens de VOSB 1963 overeenkomt met met een gelijkmatig verdeelde ontwerpbelasting van 15 kN/m^2 op één rijstrook ter breedte van 2,5 m volgens Leidraad 1. Voor wegen waarop uitsluitend klasse 30 wordt toegelaten mag dan met een gelijkmatig verdeelde ontwerpbelasting² ter grootte van $7,5 \text{ kN/m}^2$ worden gerekend.

Behalve dijken waarop een verkeersweg aanwezig is, komen ook "groene" dijken voor. Rekening moet worden gehouden met gevallen waarin naast de groene dijk geen rijweg aanwezig is. In dat geval bestaat de mogelijkheid dat in geval van een dreigende calamiteit transport van zwaar materiaal en materieel over de dijk noodzakelijk kan zijn. Zelfs al bevindt zich op de dijk geen rijweg, dan is in een situatie met een dreigende calamiteit een belasting in de vorm van een rij zandauto's op de kruin van de dijk c.q. op een aan de binnenzijde van de dijk aanwezige berm niet onmogelijk. Een dergelijke belasting kan worden benaderd door een belasting van 400 kN per 12 m' over een breedte van 2,5 m, dat wil zeggen ca 13 kN/m^2 .

¹ Volgens de Leidraad bedraagt de belasting per 17 m: $17 \cdot 2,5 \cdot 15 \approx 640 \text{ kN}$.

Volgens de VOSB bedraagt de belasting 80% van $(17 \cdot 12 + 600) \approx 640 \text{ kN}$.

² wordt berekend uit $(80\% \text{ van } (17 \cdot 6 + 300)) / (17 \cdot 2,5)$.

In stabiliteitsberekeningen dient bij de berekening van het aandrijvend moment met deze belasting rekening te worden gehouden.

Of de korrelspanningen onder deze belasting, en daarmee de schuifweerstand, zal toenemen, hangt af van de ligging van de freatische lijn. Gezien de korte duur van de verkeersbelasting mag niet gerekend worden met aanpassing van de korrelspanningen in het met water verzadigde gedeelte van de dijk onder de freatische lijn.

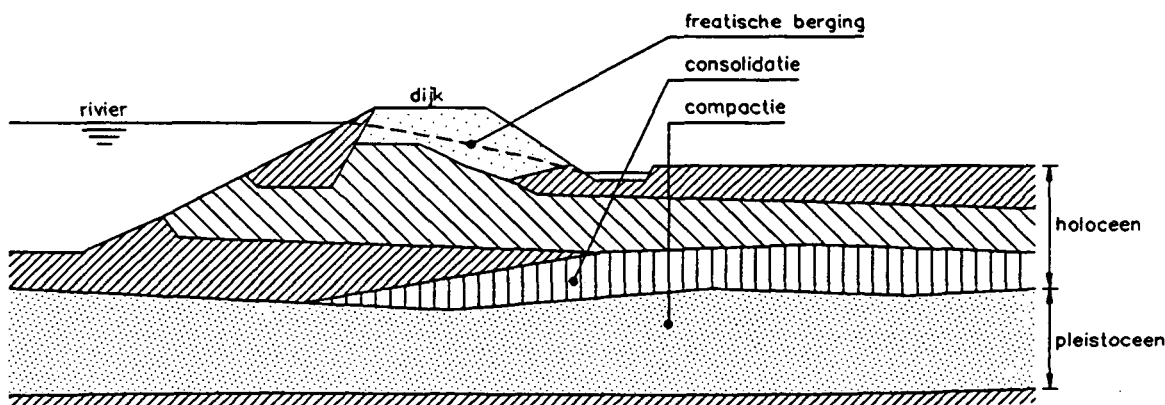
2.B HET GEBRUIK VAN PEILBUISWAARNEMINGEN

Inleiding

De bescherming van het Nederlandse laagland wordt gerealiseerd door een uitgebreid netwerk van dijken langs rivieren, kanalen en kusten.

Voor het keren van hoge waterstanden, die optreden als gevolg van regenwater- en smeltwaterafvoer over rivieren en als gevolg van stormvloed in kustgebieden, moeten de dijken en dammen verstevigd en op hoogte gehouden worden.

Voor het keren van met hoogwater samenhangende stroming door de ondergrond is de geologische gelaagdheid, de doorlatendheid en het bergend vermogen bepalend. In Nederland wordt de geologie gekenmerkt door een relatief ondoorlatende en samendrukbare toplaag (Holoceen) en eronder een relatief doorlatend en onsamendrukbaar zandpakket (Pleistoceen): het Hollandse profiel (zie figuur 2B.1). Soms zijn ook diepere watervoerende lagen van invloed op het stromingsbeeld.



Figuur 2B.1

Het Hollandse profiel en bergingsmechanismen

Voor het beoordelen van de stabiliteit van de waterkering met betrekking tot onderstroming (diepe kwel) en de daarmee samenhangende grondmechanische stabiliteit van dijkconstructies, is inzicht in de grondwaterstroming essentieel. Men pleegt dit inzicht te verkrijgen door het observeren van grondwaterdrukken tijdens hoogwater met behulp van stijghoogtemetingen in peilbuizen, daartoe geplaatst tot in het Pleistoceen (zandpakket). In de geohydrologische literatuur is veel over stijghoogtemetingen geschreven. Veel minder is bekend over de bijwerking van grondmechanische eigenschappen van grond, met name het Holoceen, op peilbuiswaarnemingen.

Deze bijwerking vloeit voort uit het deformatiegedrag van grond (volumeveranderingen) in samenhang met de door de grondwaterstroming teweeg gebrachte waterdrukveranderingen: het consolidatie-proces.

Vanwege dit proces dient een ander mechanisme te worden beschouwd voor de interpretatie van peilbuiswaarnemingen dan louter de stromingsweerstand (wet van Darcy). Dit heeft gevolgen voor de uit waarnemingen gekalibreerde geohydrologische parameterwaarden, met name voor de zogeheten lekfactor [Barends e.a., 1987].

Het proces van voortplanting van waterspanningen onder een dijk naar het achterland vertoont gelijkenis met de verspreiding van warmte. Er is sprake van bergingscapaciteit, die de respons dempt en vertraagt. In principe zijn er bij grondwaterstroming drie typen berging te onderscheiden: freatische berging, consolidatie van klei en compactie van zand. In de huidige toepassing wordt soms alleen rekening gehouden met het laatste mechanisme. Dit is niet juist. Ieder van de genoemde mechanismen heeft een eigen tijdschaal en een eigen karakteristiek. Dit houdt in dat een specifiek mechanisme dominant is voor een specifieke variatie in de waterstand van de rivier. Hierbij speelt de geohydrologische samenhang een belangrijke rol. Bij fluctuaties die worden gekenmerkt door getijden, stormopzet en hoogwatergolf blijkt de consolidatie in de top laag soms van overheersende invloed.

Als de dijk deels uit zand bestaat, is bovendien de freatische berging belangrijk. Met deze wetenschap is een hanteerbaar model opgesteld om peilbuiswaarnemingen op goede wijze te interpreteren. Het model is gebaseerd op de methode van de transiënte lekfactor, die is ontwikkeld door Barends [1982].

Peilbuiswaarnemingen geven stijghoogte fluctuaties weer in het zandpakket onder waterkerende constructies en zij vormen een belangrijke bron van informatie voor het verkrijgen van inzicht in de grondwaterstroming in samenhang met veranderingen van de buitenwaterstand. De daarbij optredende waterspanningen zijn essentieel voor de berekening van de grondmechanische standzekerheid van de waterkering. In principe kan via extrapolatie van het verband tussen buitenwaterstand en gemeten stijghoogte in een peilbuis, gemeten bij normale omstandigheden, de stijghoogte in het hele zandpakket worden vastgesteld onder maatgevende omstandigheden.

Vanwege de tijdelijke duur van het hoogwater, het onderlopen van voorland gedurende hoogwater, of het optreden van een grenspotentiaal (potentiaal begrensd door gewicht van het bovenliggende grondlagenpakket), kan de werkelijke stijghoogte bij extreme omstandigheden in belangrijke mate afwijken van de geëxtrapoleerde waarde. In het vervolg wordt uiteengezet hoe hiermee rekening kan worden gehouden en welke hulpmiddelen hierbij beschikbaar zijn. Hierbij wordt onderscheid gemaakt in het benedenrivierengebied en het bovenrivierengebied. Tevens wordt ingegaan op bijzondere aspecten en effecten.

Peilbuiswaarnemingen in het benedenrivierengebied (getijde)

In de Leidraad Benedenrivieren is beschreven hoe peilbuismetingen kunnen worden geïnterpreteerd voor stationaire situaties en voor cyclische waterstandsfluctuaties (getijde-effecten, 13-uursmetingen). Hier volgt een korte samenvatting.

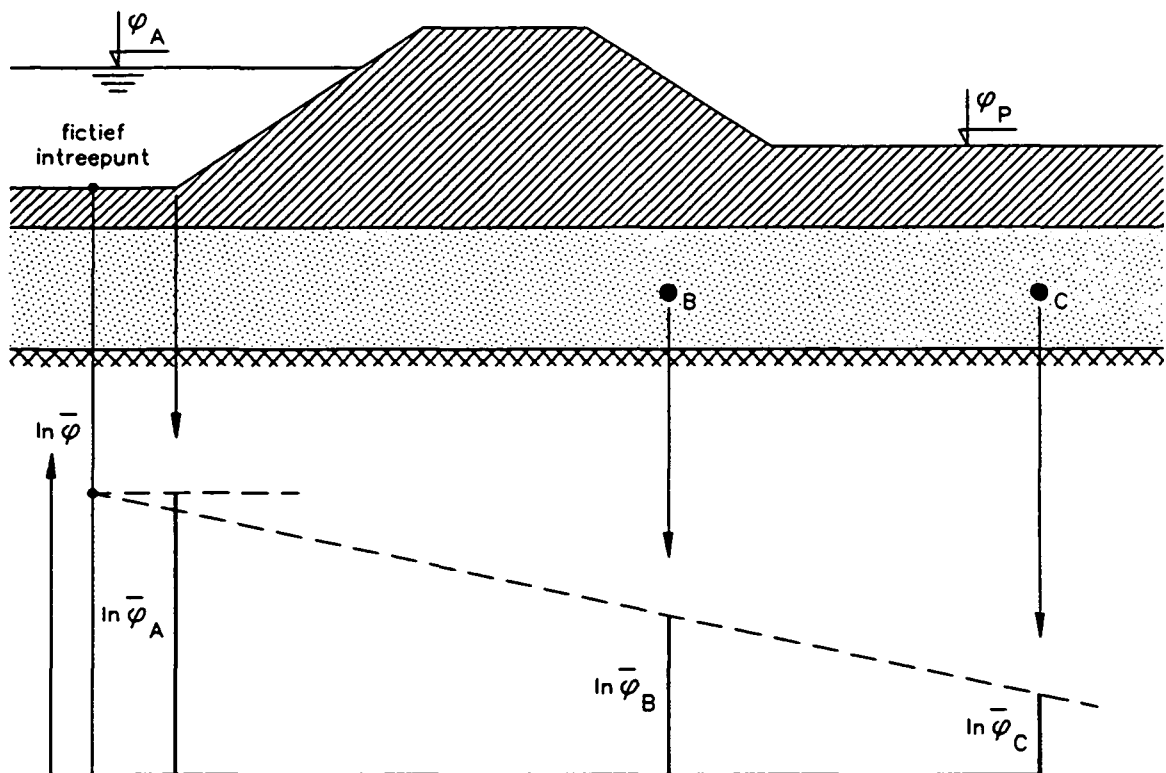
Voor de bepaling van de stationaire situatie (gemiddelde buitenwaterstand versus gemiddelde polderstand of gemiddelde potentiaal en buitenwaterstand over een periode die relatief lang is ten opzichte van de hydrodynamische periode van het Holoceen) kan gebruik gemaakt worden van de methode overeenkomstig de Leidraad Bovenrivieren. Metingen worden gewoonlijk uitgevoerd aan de hand van tenminste twee peilbuizen geplaatst in een raai loodrecht op de dijkas.

De karakteristieke parameter voor het Hollandse profiel (figuur 2B.1) is dan de zogeheten lekfactor λ , die wordt bepaald volgens:

$$\lambda = \sum (x_{ij}^2) / \sum (x_{ij} \ln \frac{\phi_{i,gemid}}{\phi_{j,gemid}})$$

waarin x_{ij} = afstand tussen peilbuis i en j in een raai
 $\phi_{i,gemid}$ = gemiddelde potentiaal in peilbuis i

De belasting, de buitenwaterstand, is een gegeven stijghoogte. De plaats, waar die in het watervoerend zandpakket moet worden aangenomen, hangt samen met de intreeweerstand (slibbodem in de rivier), die gewoonlijk niet bekend is. Door minimaal twee peilbuizen te gebruiken kan een fictief intreepunt worden vastgesteld, zoals in figuur 2B.2 is aangegeven.



Figuur 2B.2

Voorstellen van het fictief intreepunt
De lekfactor λ hangt samen met de geohydrologische materiaaleigenschappen. Voor het Hollandse profiel geldt:

$$\lambda = \sqrt{KDD'/K'}$$

waarin:

- K = doorlatendheid van het Pleistoceen
- D = dikte van het Pleistoceen
- K' = doorlatendheid van het Holoceen
- D' = dikte van het Holoceen

In principe kan λ ook worden bepaald uit boringen en laboratoriumproeven. Vanwege heterogeniteit, met name het Holoceen, is het bepalen van een gemiddelde (effectieve) doorlatendheid op basis van laboratoriumproeven niet altijd mogelijk. Met peilbuiswaarnemingen kan de lekfactor λ direct worden vastgesteld. Automatisch is daarin de heterogeniteit verdisconteerd.

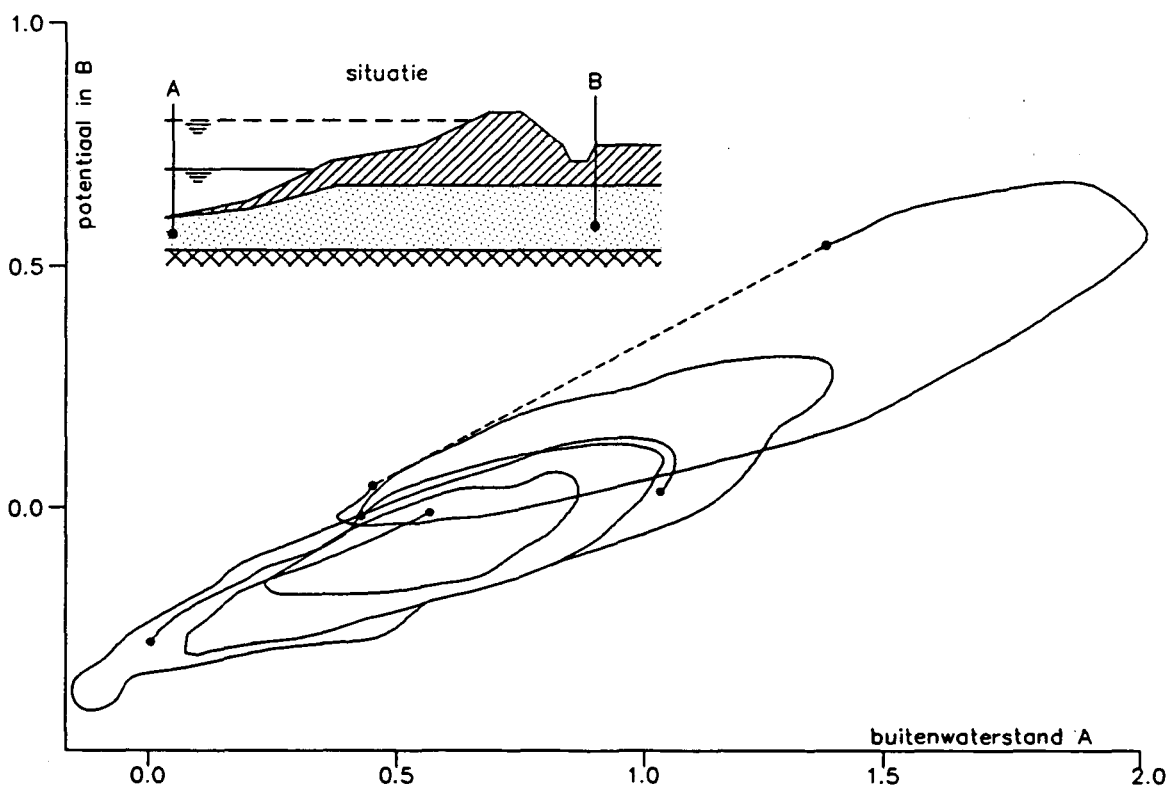
De maatgevende situatie kan vervolgens worden vastgesteld door uitgaande van de ontwerphoogwaterstand H met de berekende λ -waarde de corresponderende stijghoogte te berekenen:

$$\phi(x) = H \exp[-x/\lambda]$$

Waarbij x wordt gemeten vanaf het fictieve intreepunt. Vervolgens kan worden nagegaan of er sprake is van een grenspotentiaal in het achterland. Zo ja, dan kan hiermee rekening worden gehouden door gebruik te maken van een analytische methode (zie hoofdstuk 2.D) of van een numeriek grondwatermodel, waarvoor dan wel de specifieke geohydrologische materiaaleigenschappen nodig zijn. Die kunnen geijkt worden aan de hand van de peilbuismetingen.

Voor de bepaling van niet-stationaire situatie (getijde fluctuaties) bij getijde rivieren kan gebruik worden gemaakt van de methode van de zogeheten cyclische lekfactor λ_w , welke is beschreven in de Leidraad Benedenrivierengebied.

De methode is gebaseerd op peilbuiswaarnemingen gedurende een etmaal plus een uur (13-uurs meting). Een voorbeeld van dergelijke metingen is gegeven in figuur 2B.3, waarin een peilbuismeting is uitgezet tegen de getijde-variatie van de buitenwaterstand. Hoe van deze meting zinvol gebruik kan worden gemaakt, wordt vervolgens uiteengezet.



Figuur 2B.3

Getijde respons in een peilbuis gedurende een aantal etmalen.

De methode en de toepassing ervan voor verschillende situaties is uitgewerkt (Barends e.a., 1988). Voor het Hollandse profiel geldt:

$$\lambda_{\omega} = \sum (x_{ij}^2) / \sum (x_{ij} \ln \frac{\bar{\phi}_i}{\bar{\phi}_j})$$

waarin:

$$\begin{aligned} x_{ij} &= \text{afstand tussen peilbuis } i \text{ en } j \\ \bar{\phi}_i &= \text{amplitude potentiaal in peilbuis } i \end{aligned}$$

Door gebruik te maken van meerdere peilbuizen in een raai kan het fictieve intreepunt worden vastgesteld (zie figuur 2B.2); het intreepunt is nu echter afhankelijk van de frequentie ω (getijde). In figuur 2B.4 is aangegeven hoe het verband tussen twee peilbuismetingen er theoretisch uitziet. De stand en vorm van de theoretische ellips, die wordt verkregen door twee peilbuismetingen tegen elkaar uit te zetten, kunnen worden vastgelegd in de hoek θ en de ovaliteit $m = B/A$ (zie figuur 2B.4).

Een tijdsafhankelijke relatie tussen de twee peilbuiswaarnemingen kan worden weergegeven met de formule:

$$\phi_B = \bar{\phi}_A e^{-x/\lambda_{\omega}} \cos(\omega t - \psi) \quad ; \quad \psi = ax/\lambda_{\omega}$$

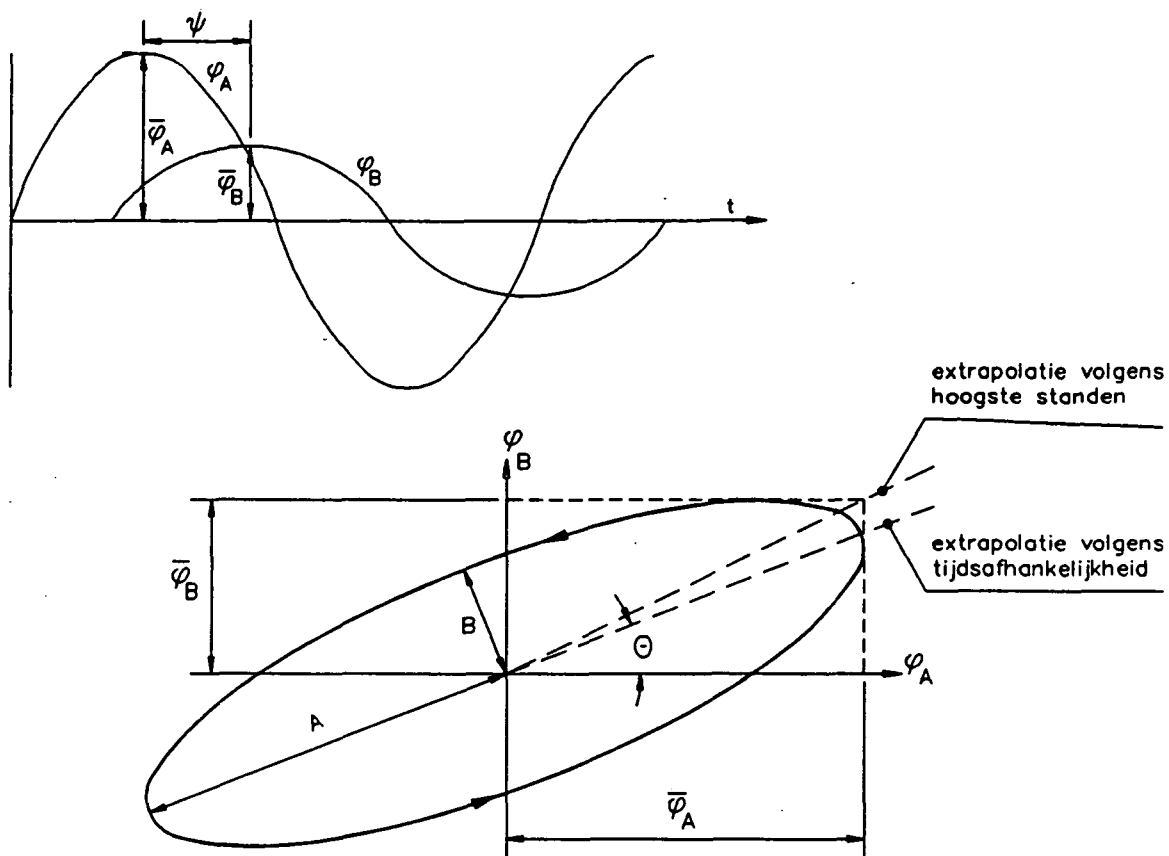
Hierin is $\exp[-x/\lambda_{\omega}]$ de amplitude damping en ψ de faseverschuiving. Er is een eenduidig verband tussen de ellips en de formule, namelijk:

$$\begin{aligned} \lambda_{\omega} &= x / \ln \sqrt{(1+m^2 \tan^2 \theta) / (m^2 + \tan^2 \theta)} \\ \theta &= \arctan[1 / (2(\frac{1}{m} - m) \sin(2\theta))] \end{aligned}$$

Als de ellips erg smal is, geldt $m \ll 1$. In dat geval gaan bovenstaande relaties over in:

$$\lambda_{\omega} = x / \ln(\frac{1}{\tan \theta}) \quad ; \quad \psi = 0^\circ$$

Aangezien $\tan \theta$ gelijk is aan $\bar{\phi}_B/\bar{\phi}_A$, komt deze formule overeen met de eerdere uitdrukkingen van λ_{ω} . Door gebruik te maken van de vorm en stand van de theoretische ellips, zijn betere schattingen voor λ_{ω} en ψ te geven. De werkelijke vorm wijkt meestal nogal af van een ellips (niet-lineaire effecten), zie figuur 2B.3. De afwijking is des te groter, naarmate het signaal minder overeenkomt met een sinusvorm.



Figuur 2B.4 Theoretisch verband cyclische peilbuiswaarnemingen

Gebleken is dat er steeds verder van de rivier meer amplitudedamping en vertraging (faseverschuiving) optreedt. De amplitudedamping is bruikbaar, de faseverschuiving niet, omdat daarin meestal een voorijlingseffect zit. In figuur 2B.4 is tevens aangegeven, dat er door rekening te houden met de belastingduur in de extrapolatie uitgekiender kan worden ontworpen.

Soms is er sprake van luchtinsluitingen (vollopen van het voorland). Het effect ervan kan worden aangegeven. De ellips verschuift en de schuine stand wijzigt (meer amplitudedamping en afname van de absolute waarden van de stijghoogten in het achterland). De verschuiving hangt samen met de verhouding tussen de samendrukbaarheid van het water-luchtmengsel ($n\beta$) en de samendrukbaarheid van de grond (α). De amplitudedamping hangt samen met de som van beide: $n\beta + \alpha$. Tegelijkertijd zal de faseverschuiving toenemen, hetgeen leidt tot een dikkere ellips.

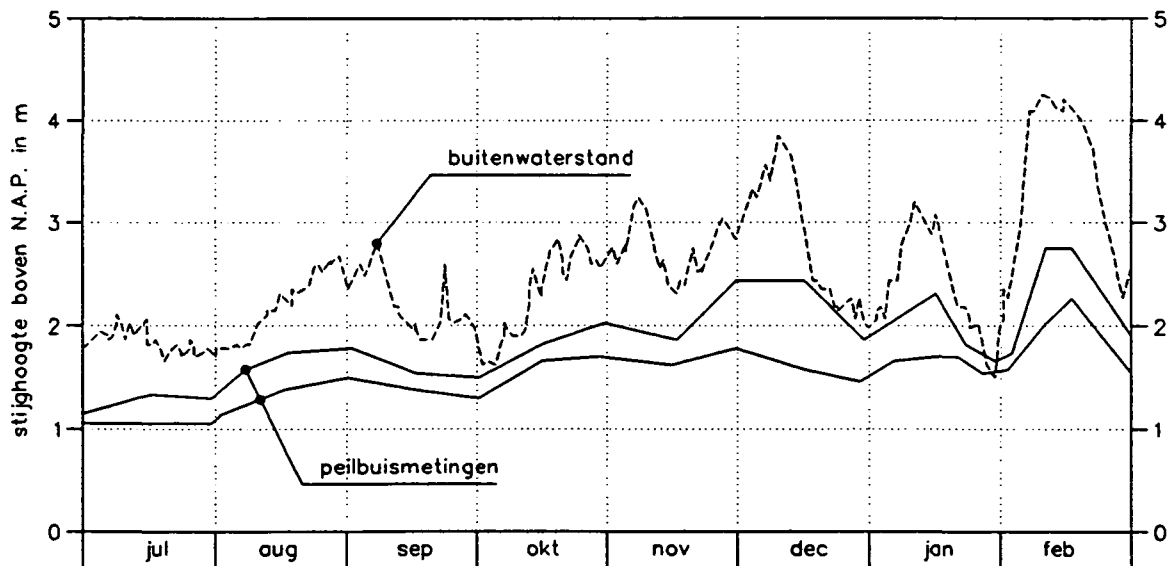
Als een stormopzet of een hoogwatergolf een cyclisch gedrag vertoont, bijvoorbeeld een halve sinus, kan ook van de methode van de cyclische lekfactor gebruik worden gemaakt. Ook superpositie van verschillende cyclische componenten (ieder met een specifieke frequentie) is mogelijk, maar er dient dan een

schaalregel in de tijd te worden toegepast. Die schaalregel is gebaseerd op het feit dat $\lambda_w^4 \sqrt{\omega}$ dat een materiaalconstante is, onafhankelijk van de tijd (frequentie). De maatgevende situatie kan vervolgens worden vastgesteld door uitgaande van de ontwerpwaterstand en de duur ervan met de berekende λ_w -waarde de corresponderende stijghoogte te berekenen. Voor het Hollandse profiel geldt voor de absolute waarde bij een specifieke frequentie (de faseverschuiving is niet aangegeven):

$$\phi(x, t) = \phi(x, 0) + H_0 \exp(-x/\lambda_w) \cos(\omega t)$$

Hierin is $\phi(x, 0)$ de gemiddelde (semi)stationaire potentiaal in de ontwerpsituatie (startwaarde) en H_0 de amplitude van de fluctuaties van de ontwerp buitenwaterstand. De stationaire potentiaal kan met de eerder beschreven methode worden vastgesteld.

Door het seizoeneffect zal de gemiddelde stijghoogte in het watervoerend pakket 's winters hoger zijn dan in de zomer. Meestal zijn ook maatgevende hoogwaterstanden in de winter te verwachten. Dus peilbuiswaarnemingen kunnen het best 's winters worden uitgevoerd (zie figuur 2B.5).



Figuur 2B.5

Effect van de seizoenen op de gemiddelde stijghoogte

Voor zeedijken wordt in "Basisprincipe van de kustwaterbouw 2 Getijde en getijstroom" wordt de achtergrond van getijdebewegingen beschreven. Aan de hand van "Getijdetafels voor Nederland" kan een tijdstip worden gekozen, waarop het getij maximaal is.

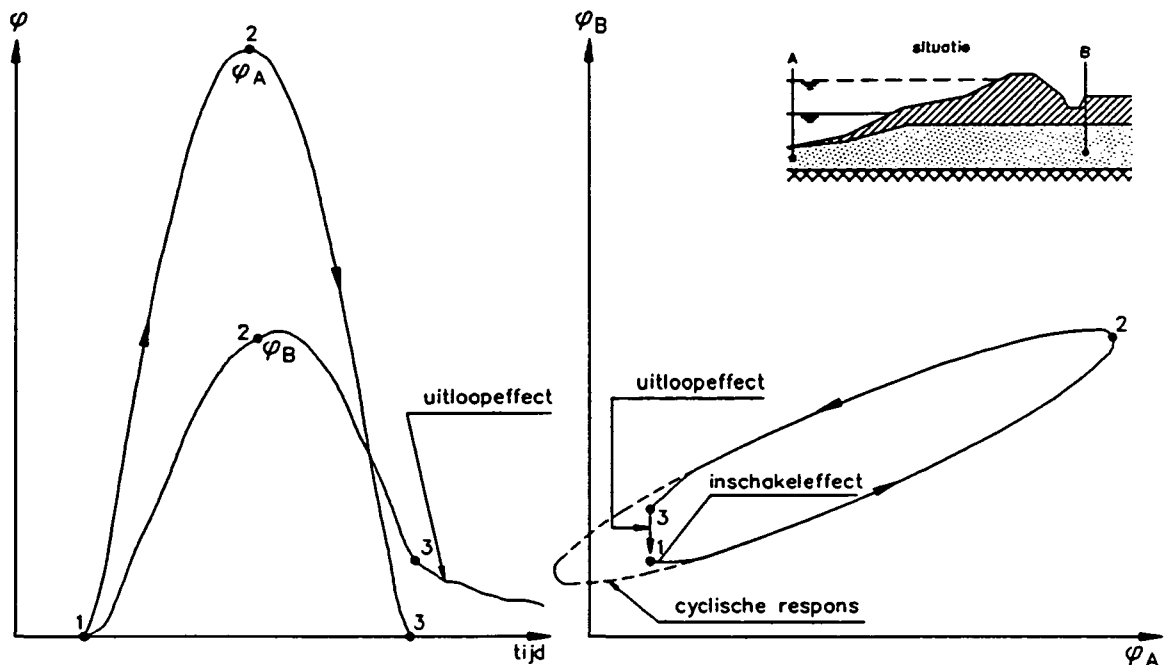
In principe is de methode van de cyclische lekfactor geschikt voor het benedenrivierengebied en het overgangsgebied, waar getijde-effecten nog goed meetbaar zijn. Het bovenstaande maakt aannemelijk, dat het niet nodig is een permanent meetstelsel van peilbuizen te hanteren. Eenmalig nauwkeurig vaststellen van de karakteristieke modelparameter (lekfactor) volstaat. Hierbij moet echter worden bedacht, dat de bergingscapaciteit kan veranderen afhankelijk van de absolute waarde van het hoogwater door geometrische effecten (voorland, grenspotentiaal) of fysische effecten (luchtinsluiting, niet-lineaire compressibiliteit en doorlatendheid) en tenslotte ook door de complexiteit van de werkelijkheid (3-dimensionaal, heterogeniteit). In die gevallen is inzicht en ervaring nodig om te onderbouwen, dat de gekozen aanpak een veilige is.

Peilbuiswaarnemingen in het bovenrivierengebied

In de Leidraad Bovenrivieren is beschreven hoe peilbuiswaarnemingen kunnen worden gebruikt om door extrapolatie van momentane situaties en hoogwaterstanden een beeld te verkrijgen van eventuele afwijkingen van lineaire extrapolatie naar extreme hoogwaterstanden. Dergelijke effecten hangen samen met de complexiteit van de situatie (zie vorige paragraaf). Omdat echter geen rekening wordt gehouden met de tijdsduur van de hoogwaterstanden in de verschillende metingen in deze extrapolatie beperkt toepasbaar, vooral in die gevallen waarin het niet-stationaire karakter overheerst.

Het is in principe mogelijk rekening te houden met tijdsduur en in sommige gevallen ook met het niet-proportionele karakter. Hoe dat in zijn werk gaat wordt hieronder uiteengezet.

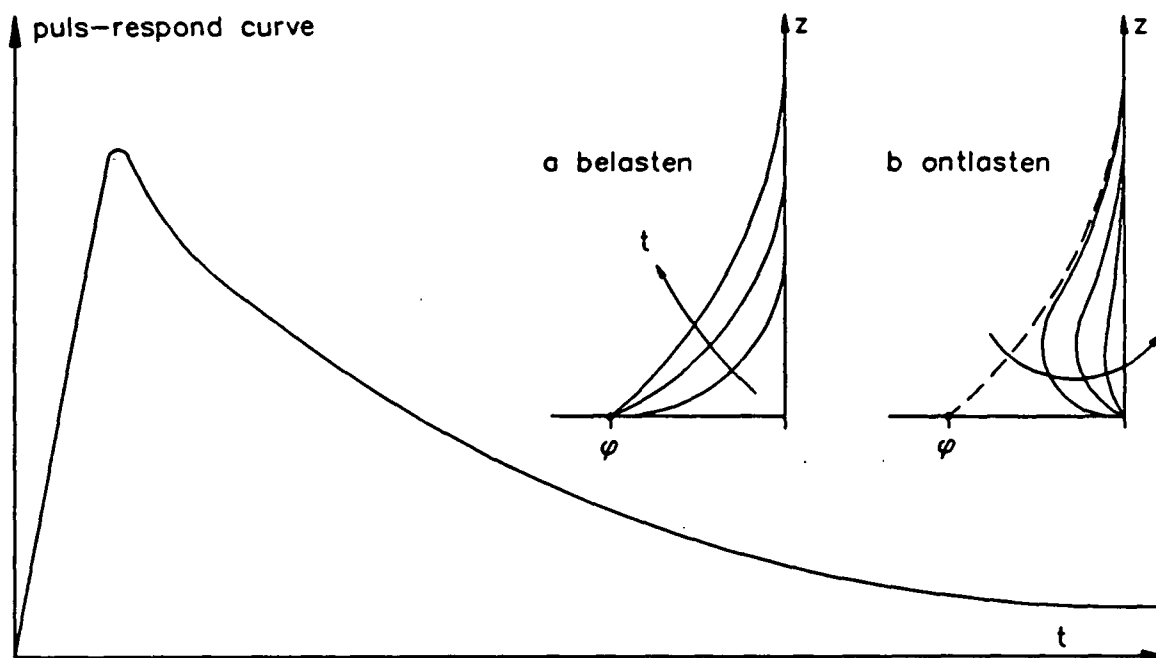
Als een peilbuismeting wordt uitgevoerd gedurende een hoogwatergolf bijvoorbeeld in het bovenrivierengebied, waar het geologisch profiel overeenkomst vertoont met het Hollands profiel: een zandpakket afgedekt door een semi-doorlatende toplaag, dan ziet de curve die het verband aangeeft tussen de meting en de buitenwaterstand er theoretisch uit als een ellips met enige afwijkingen in de oorsprong (zie figuur 2B.6).



Figuur 2B.6 Schematische hoogwater respons

Bij de start van de hoogwatergolf (punt 1) wordt het stijg-hoogteverloop in de peilbuis bepaald door het inloop effect. Dit is meestal van korte duur, afhankelijk van de afstand tussen de peilbuis en de rivier (intree-punt). Vervolgens verloopt het beeld, zoals dat te verwachten is, gedempt met relatief weinig vertraging. Na de hoogwatergolf (vanaf punt 3) vertoont het potentiaalbeeld een sterke vertraging, het zogeheten uitloopeffect (Barends, 1986). Bij continue cyclische waterstandsfluctuaties is dit effect niet zichtbaar. In figuur 2B.6 is tevens geschetst hoe het beeld is als de buitenwaterstand cyclisch verloopt, overeenkomstig figuur 2B.4.

Het uitloopeffect laat zien dat na het hoogwater (vanaf punt 3) er nog langere tijd wateroverspanningen aanwezig zijn. De situatie na hoogwater kan daarom wel ongunstig zijn voor de stabiliteit. De theoretische verklaring van het uitloop effect wordt gevonden in de karakteristieke vorm van de puls-respons curve voor de betreffende situatie (figuur 2B.7).

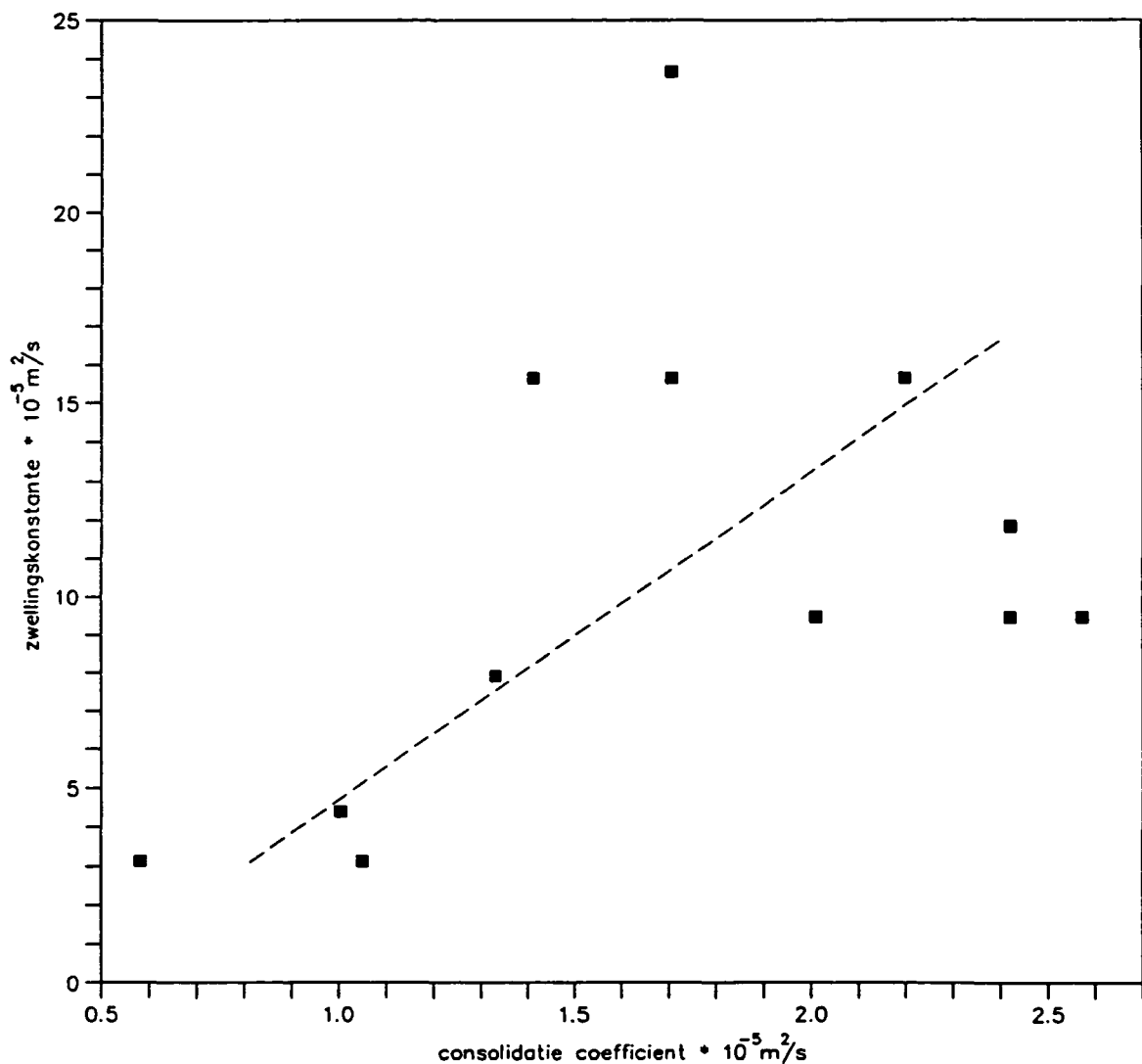


Figuur 2B.7 De achtergrond van het uitloop effect

De puls-respons curve loopt in het begin steil tot een scherp maximum en neemt vervolgens zeer geleidelijk af. De reactie op het belasten is snel en de reactie op ontlasten traag. De fysische verklaring van dit effect wordt in hoofdzaak bepaald door het consolidatiegedrag van de top laag (zweelgedrag). Als de stijghoogte in het zandpakket toeneemt, zal dit aan de interne rand met de top laag (onderzijde Holoceen) aanleiding geven tot consolidatie, waarbij de waterdruk geleidelijk in de top laag dringt (zie figuur 2B.7).

Hierdoor ontstaan wateroverspanningen en afname van de effectieve spanningen. De top laag zwelt. Dit proces duurt voort als de hoge stijghoogte in het zandpakket aanhoudt. Neemt de rivierwaterstand af tot de oorspronkelijke stand, dan reageert de stijghoogte in het zandpakket alert, aangezien er relatief weinig bergingscapaciteit in het zandpakket aanwezig is. Echter de langzaam opgebouwde wateroverspanningen in de top laag volgen de ontspanning traag, temeer daar tenslotte de drijvende kracht om de wateroverspanningen te dissiperen de overspanning zelf is; die drijvende kracht wordt zeer geleidelijk minder (zie figuur 2B.7). Dit is te merken in de stijghoogte in het zandpakket in de vorm van het uitloopeffect. De wateroverspanningen in de top laag zijn relatief groter, maar die worden niet door de peilbuis als zodanig aangegeven. De stabiliteit van de dijk wordt in belangrijke mate bepaald door de sterkte van de top laag, en daarom is het uitloop effect belangrijk. Men hoort wel, dat soms bezwijken van een dijk of een dam optreedt als de externe waterstand voorbij is. Het bovenstaande, het uitloop effect, is dan zeer waarschijnlijk de oorzaak. Het effect is des te groter naarmate het consolidatieproces trager verloopt en het hoogwater langer duurt.

Bij toenemende waterdruk is er in samendrukbare grond sprake van zwellingsconstante (mits de totaalspanning gelijk blijft). De karakteristieke parameter hierbij is de zwellingsconstante, die vergelijkbaar is met de consolidatiecoëfficiënt. Het meten van de zwellingsconstante kan niet zonder meer met de gebruikelijke samendrukkingsproef in het laboratorium. Op initiatief van Florian is in 1992 bij Grondmechanica Delft een aparte meetopstelling gebouwd om de zwellingsconstante onder diverse omstandigheden te bepalen. Op een beperkt aantal kleimonsters is vervolgens een serie proeven uitgevoerd. Hieruit is vast komen te staan, dat de zwellingsconstante circa zes keer groter is dan de consolidatiecoëfficiënt. De spreiding is echter groot (zie figuur 2B.8).



Figuur 2B.8

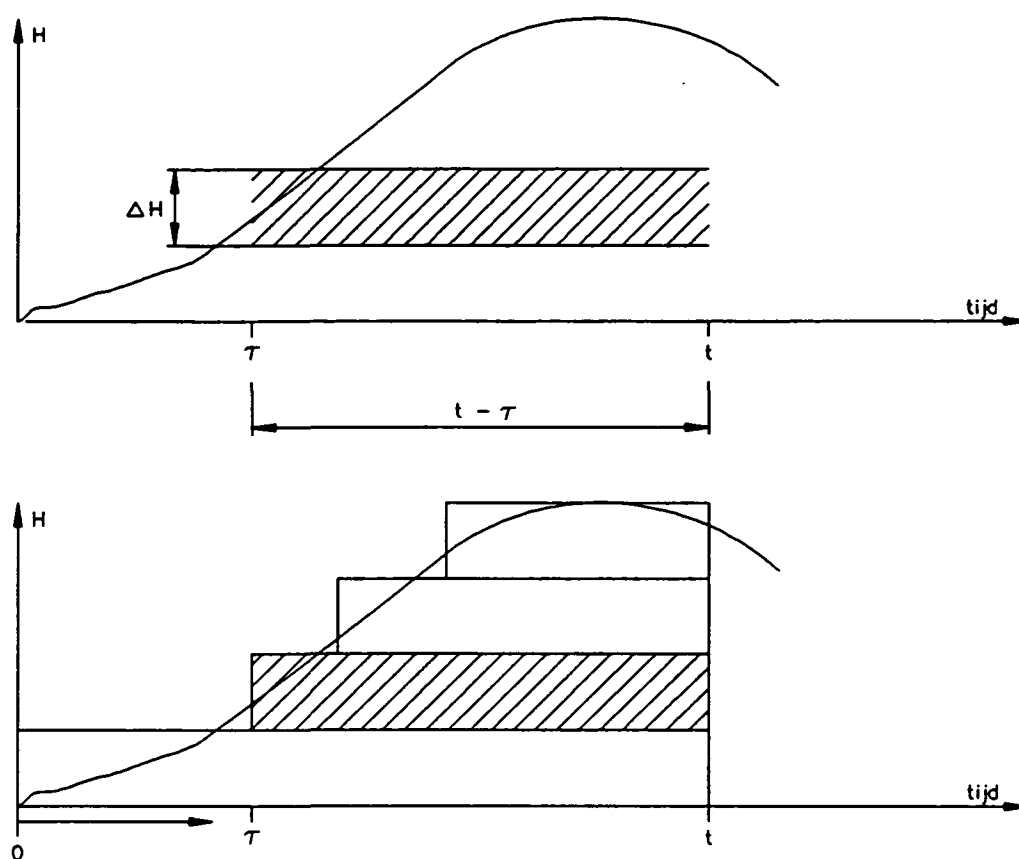
Relatie tussen zwellingsconstante en consolidatiecoëfficiënt voor enkele kleimonsters

Aangezien de hydrodynamische periode (tijdschaal van het zwellingsproces) lineair samenhangt met de waarde van de zwellingsconstante en derhalve ook met de grootte en duur van de wateroverspanningen tijdens de uitloop, is voor de interpretatie van de tijdsafhankelijke respons een goed inzicht in de waarde van de zwellingsconstante belangrijk. Voor veel grondtypen is hierover nog onvoldoende kennis beschikbaar.

De zwellingsconstante, die wordt bepaald aan de hand van laboratoriumproeven, geeft vooral informatie over het lokale gedrag en niet over het regionale gedrag. Als er sprake is van heterogeniteit (zandinsluitingen en dergelijke) is een veldwaarde maatgevend, die sterk kan afwijken van een lokale waarde. In een studie over transport in klei met zandlenzen wordt aangetoond, dat de consolidatiecoëfficiënt wel een factor 100 en meer kan afwijken, afhankelijk van de mate van heterogeniteit. Het is mogelijk om via peilbuiswaarnemingen direct de maatgevende veldwaarde vast te stellen, waarbij de invloed van de aanwezige heterogeniteit automatisch is verdisconteerd. De methode berust op kalibratie van peilbuiswaarnemingen gedurende de hele hoogwaterperiode en enige tijd erna. Het model dat wordt gehanteerd is gebaseerd op de theorie van de transiënte lekfactor (Barends, 1982). Door kalibratie over het hele traject zijn de geohydrologische (veld)parameterwaarden te bepalen: de transmissiviteit van het watervoerend zandpakket (KD-waarde), de hydraulische weerstand van de top-laag (D'/K') en de zwellingsconstante (c') van de top-laag. In sommige gevallen kan ook de berging van het zandpakket worden bepaald ($S = c'/KD$, $c =$ consolidatiecoëfficiënt van het zandpakket), maar in de meeste gevallen is deze parameter niet essentieel.

Het model is te ingewikkeld voor handberekening. Er is door Grondmechanica Delft een gebruikersvriendelijk PC-programma ontwikkeld, WATEX, in opdracht van Rijkswaterstaat, Dienst Weg- en Waterbouwkunde. Met dit programma kan voor een aantal specifieke situaties op eenvoudige wijze een berekend stijghoogteverloop in overeenstemming worden gebracht met een gemeten verloop door iteratief de meest geschikte geohydrologische parameterwaarden in te voeren. Is eenmaal de geohydrologie bepaald, dan kan vervolgens met het programma de tijdsafhankelijke stijghoogte onder maatgevende hoogwaterstanden worden berekend. In het programma kan tevens rekening worden gehouden met eventuele aanwezigheid van voorland en achterland, waar de geohydrologische structuur anders kan zijn. Ook is het mogelijk om meerdere watervoerende lagen te beschouwen.

De ontwikkelde methode is gebaseerd op de stap-respons curve. Een willekeurige hoogwatergolf kan worden opgedeeld in stappen, kleine waterstandsveranderingen. Voor zo'n kleine waterstandsverandering ΔH wordt aangenomen, dat dit op moment t plaatsvindt en vervolgens constant blijft (zie figuur 2B.9). Het effect van zo'n stap kan analytisch worden vastgesteld.



Figuur 2B.9 Analytische aanpak van een willekeurige hoogwatergolf

De oplossing ziet er in het algemeen als volgt uit (zie figuur 2B.9).

Potentiaalverandering in het zandpakket op positie x , voor tijd $t > \tau$:

$$\Delta\phi[x, t] = \Delta H \cdot F[\xi] \quad ; \quad \xi = x / \lambda_c$$

Potentiaalverandering in de toplaag op positie x , voor tijd $t > \tau$:

$$\Delta\phi[x, z, t] = \Delta\phi[x, t] G_1[\zeta, \eta] \quad ; \quad \zeta = z / D'_1 \quad ; \quad \eta = D'_1 / \sqrt{2c'_1 t}$$

Hierin is D'_1 de dikte van een kleilaag en c'_1 de consolidatiecoëfficiënt ervan. De functies F en G zijn afhankelijk van de parameters zoals aangegeven.

Voor de transiënte lekfactor geldt de volgende uitdrukking:

$$\lambda_t = 1 / \sqrt{\left\{ \frac{1}{2ct} + \sum (f [D_i / \sqrt{2c_i t}] / \text{met } \lambda_i^2) \right\}}$$

met:

$$\lambda_i = \sqrt{KDD^*/K^*}$$

De index i heeft betrekking op verschillende situaties:

i = 1 toplaag is zeer dik

$$f[\xi] = \xi \quad ; \quad G[\zeta, \eta] = \exp[-\zeta\eta]$$

i = 2 bovenkant toplaag heeft constante potentiaal (polder-peil)

$$f[\xi] = \xi \coth[\xi] \quad ; \quad G[\zeta, \eta] = \frac{\sinh[(1-\zeta)\eta]}{\sinh[\eta]}$$

i = 3 bovenkant toplaag afgesloten (ondoorlatend)

$$f[\xi] = \xi \tanh[\xi/2] \quad ; \quad G[\zeta, \eta] = \frac{\cosh[(1-\zeta)\eta]}{\cosh[\eta]}$$

De functie F is identiek aan de oplossing bij stationaire stroming. Combinaties van situatie i = 1, i = 2, i = 3 zijn ook mogelijk door ze in de uitdrukking voor λ_t te sommeren. Op deze manier is een meer lagensysteem te berekenen.

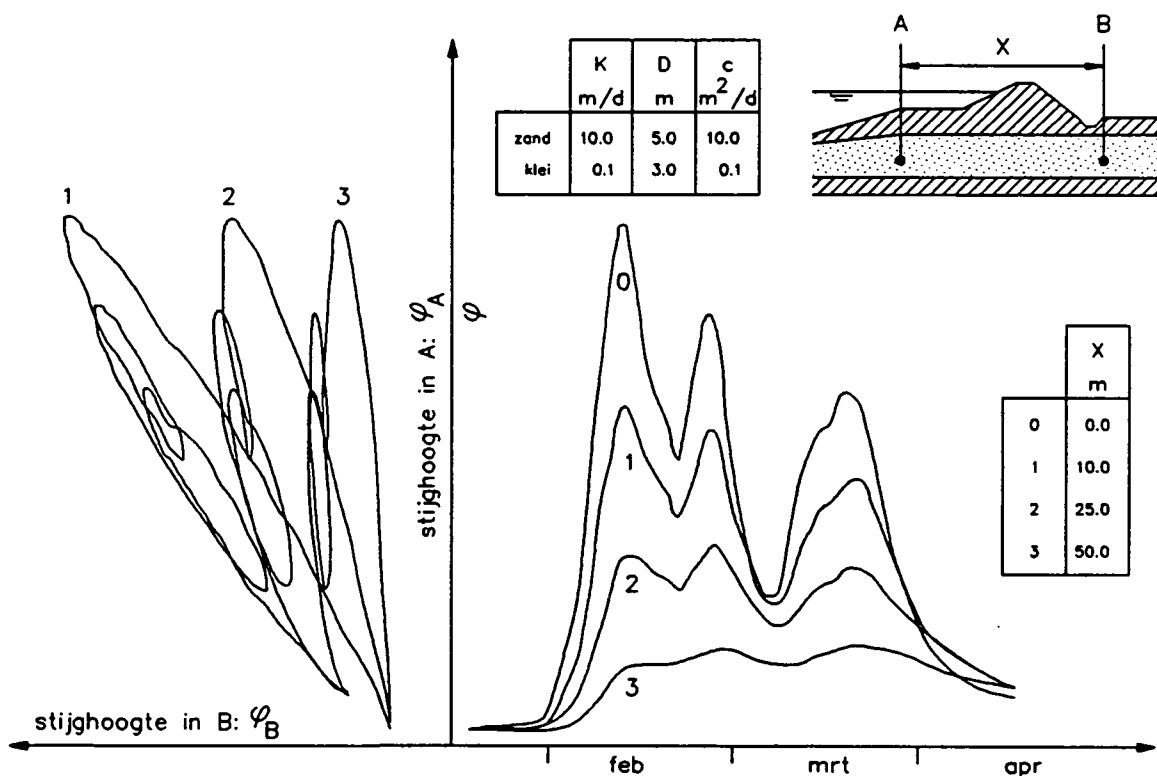
Vervolgens wordt de gehele hoogwatergolf beschouwd door alle stappen ΔH op te tellen, waarbij rekening wordt gehouden met het tijdstip van die stap. Dit optellen heet convolutie en ziet er als volgt uit:

$$\phi(x, t) = \sum \Delta \phi = \sum \Delta H_i F_{t-t_i} = \int_0^t \frac{dH}{dt} F(x/\lambda_{t-t_i}) dt$$

Het bovenstaande ziet er ingewikkeld uit, maar in wezen is het probleem teruggebracht tot optellen van analytische functies, hetgeen bij uitstek geschikt is voor een computerprogramma; in dit geval WATEX. De curve van het verband tussen peilbuismeting en rivierstand in figuur 2B.6 is met WATEX berekend (rekentijd minder dan een minuut op een PC 286).

Met de methode van de transiënte lekfactor kan voor een willekeurig hoogwater (dus voor hoogwatergolven in het bovenrivierengebied, voor hoogwater en getijde in het benedenrivierengebied en voor stormvloed in het kustgebied) de stijghoogte respons in de tijd in de ondergrond onder waterkeringen worden vastgesteld.

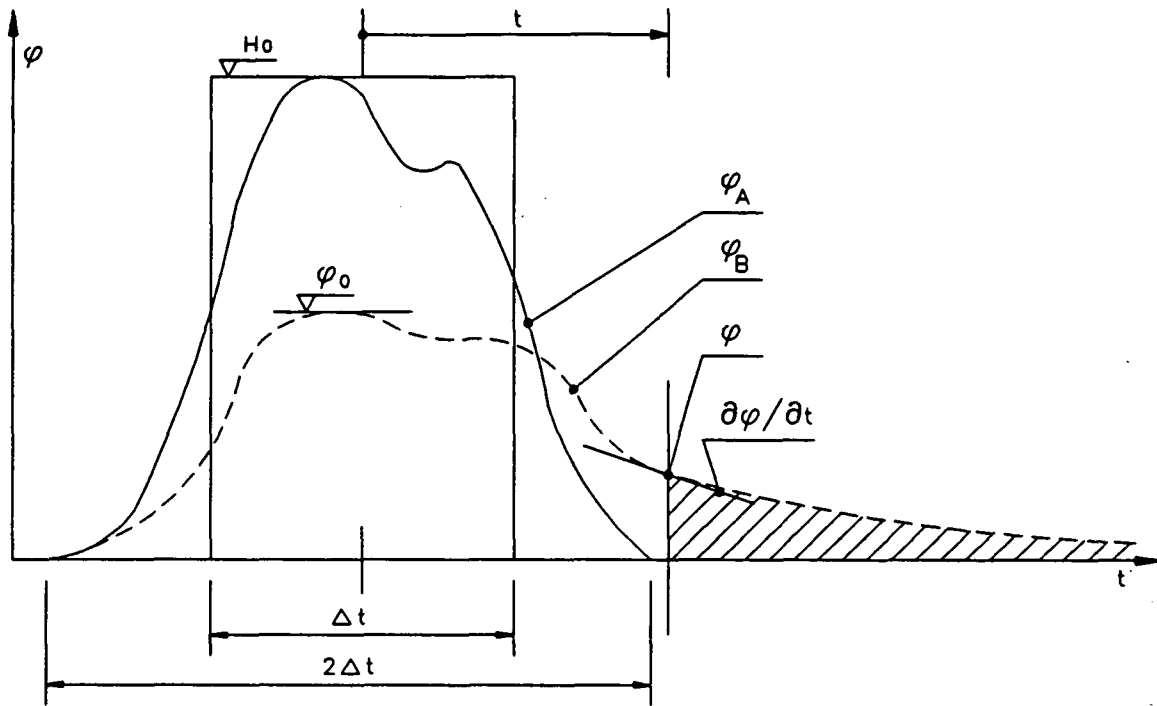
Door ijking van peilbuiswaarnemingen over het hele tijdstraject zijn iteratief de regionale karakteristieke geohydrologische parameters vrij nauwkeurig vast te stellen, uiteraard afhankelijk van de toepasbaarheid van de geologische schematisatie. Als vanzelf komen nu inloop- en uitloopeffect, demping en vertraging tot uiting. Bovendien is het mogelijk ook de waterdrukontwikkeling in de semi-doorlatende lagen in de tijd te berekenen. In figuur 2B.10 is een voorbeeld gegeven van zo'n berekening voor een hypothetische situatie belast door de hoogwatergolf van 1947-1948. De verschillende hoogwatertoppen veroorzaken ieder hysteresis-lussen (ellips-achtige vormen) in de relatie buitenwaterland en peilbuis. In principe is ieder ellips bruikbaar om λ_w te bepalen. Voor de interpretatie van de absolute stijghoogte respons dient echter dan de juiste (semi)stationaire gemiddelde waarde voor die ellips te worden vastgesteld. Ook is in dit geval de uitloop duidelijk herkenbaar.



Figuur 2B.10

Stijghoogte respons; hoogwatergolf 1947-1948

In principe is de uitloop een andere karakteristiek die door materiaalgedrag wordt bepaald, met name het zwellingsgedrag van de top laag. Het is mogelijk uit dit verband informatie over materiaalparameters te distilleren. Daartoe wordt de hoogwatergolf opgevat als een rechthoekige puls met intensiteit $H_0 \Delta t$ (zie figuur 2B.11).



Figuur 2B.11 Hoogwater als pulsbelasting

De methode wordt hier in het kort uiteengezet. Op afstand x geldt voor amplitude van de stijghoogte ϕ_0 :

$$H_0/\phi_0 = \exp(x/\lambda_\omega) \quad ; \quad \lambda_\omega = \sqrt{KD/(\bar{c}'/\bar{\omega}/K')} \quad ; \quad \omega = \Delta t/4$$

waaruit volgt:

$$\sqrt{(KD/2\bar{c}'/K')} = \frac{x}{\sqrt[4]{2\Delta t} \ln(H_0/\phi_0)}$$

Voor een gekozen tijdstip t na het hoogwater geldt voor de transiënte lekfactor:

$$\lambda_t = \sqrt{KD\sqrt{2C'}t/K'} = \frac{x \sqrt{t/2\Delta t}}{\ln(H_0/\phi_0)}$$

De totale hoeveelheid water die vanaf tijdstip t door de locatie x terug stroomt is gelijk aan de geborgen hoeveelheid, die in de uitloop kan worden gemeten. Hiervoor kan worden afgeleid:

$$A = \int_t^{\infty} \phi dt = \phi^2 / (\delta\phi/\delta t)$$

waarin ϕ en $\delta\phi/\delta t$ zijn gemeten op tijdstip t uit de respons.

Gebruikmakend van de theoretische formule voor een stapbelasting volgt tevens voor A :

$$A = H_0 \Delta t (\exp(-x/\lambda) - \exp(-x/\lambda_t))$$

Hieruit volgt:

$$\lambda = - \frac{x}{\ln\left(\frac{A}{H_0 \Delta t} + \exp(-x/\lambda_t)\right)}$$

Volgens definitie geldt:

$$\lambda = \sqrt{KDD'/K'}$$

Na enige manipulaties hiermee in de formule voor λ_t volgt voor de hydrodynamische periode (zwellingsperiode !).

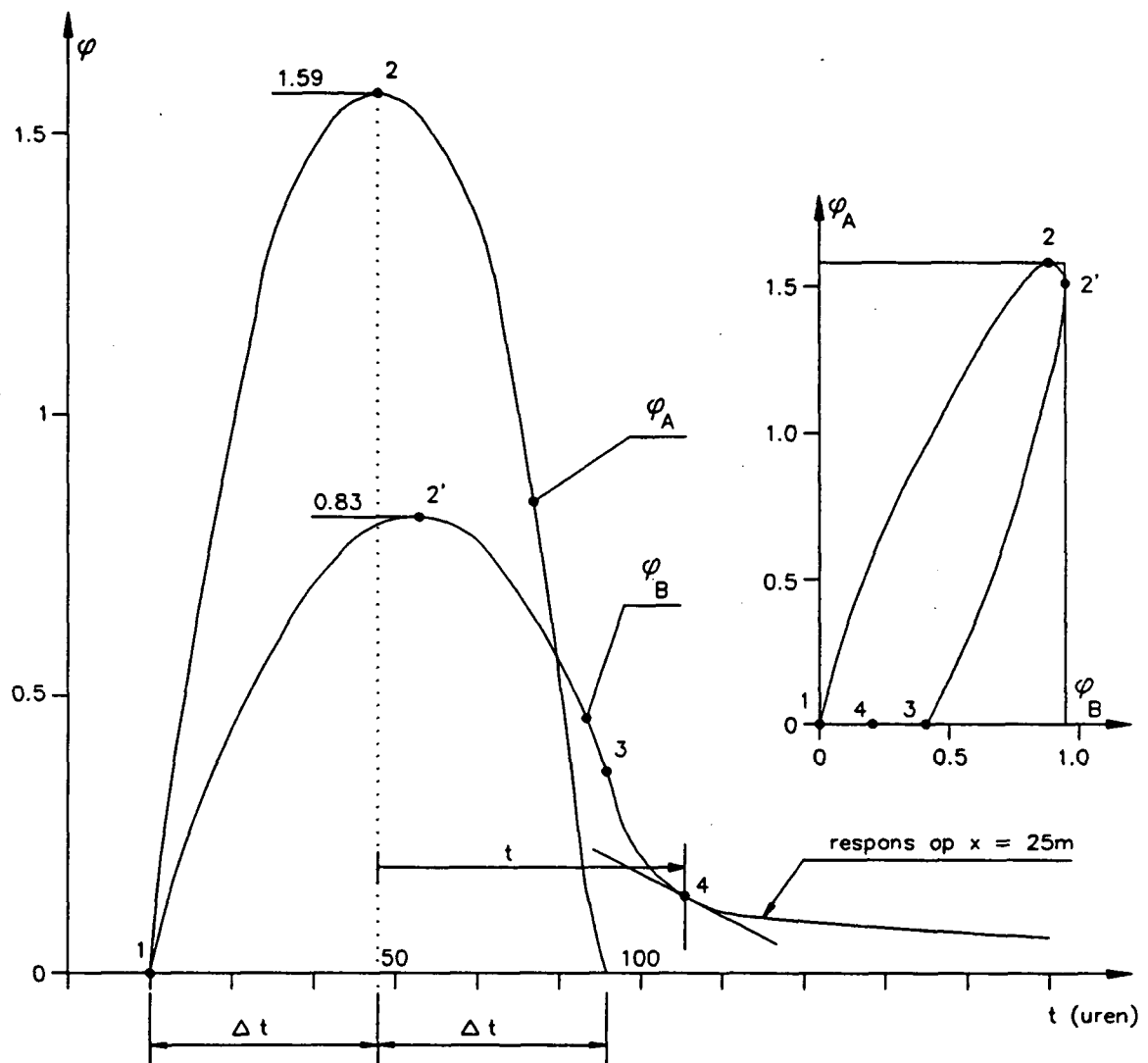
$$T = \frac{D'^2}{C'} = 2t(\lambda/\lambda_t)^4$$

Met een keuze ten aanzien van K , D en D' , waarvoor meestal goede schattingen zijn te geven kan vervolgens K' en C' worden berekend:

$$K' = KDD'/\lambda^2 \quad \text{en} \quad C' = D'^2/T$$

Deze procedure is voor meerdere waarden van t en x te herhalen.

In figuur 2B.12 is een schematische respons met het uitloopeffect weergegeven.



Figuur 2B.12

Voorbeeld uitwerking uitloopeffect

De voorgestelde analyse verloopt als volgt. Uit de buitenwaterstand volgt:

amplitude: $H_0 = 1,59$ m; tijdsuur $\Delta t = 42$ uur; frequentie $\omega = 0,06$ uur⁻¹.

Uit de peilbuiswaarneming (pseudoproef) op afstand $x = 25$ m volgt:

amplitude: $\phi_0 = 0,83$ m.

Voor de transiënte lekfactor λ_t volgt derhalve voor tijdstip $t = 59$ uur

$$\lambda_t = \frac{25,0 \sqrt[4]{55/84}}{\ln(1,59/0,83)} = 35,2 \text{ m}$$

Opmeting aan de uitlooprespons levert op tijdstip 59 uur $\phi = 0,15$ m en $\delta\phi/\delta t = 0,0042$ m/uur

Hieruit volgt:

$$A = \phi^2 / (\delta\phi/\delta t) = 0,15^2 / 0,0042 = 5,36 \text{ mhr}$$

$$\begin{aligned} \lambda &= -x / \ln\left(\frac{A}{H_0 \Delta t} + \exp(-x/\lambda_t)\right) \\ &= -25,0 / \ln\left(\frac{5,36}{1,59 \cdot 42} + \exp(-25,0/35,2)\right) \\ &= 44,7 \text{ m} \end{aligned}$$

De hydrodynamische periode (zwel!) voor de afdeklaag wordt:

$$T = 2t (\lambda/\lambda_t)^4 = 2 * 59 (43,9 / 35,2)^4 = 306 \text{ uur } (\approx 13 \text{ dag})$$

Als uit andere informatie volgt: $KD = 1,8$ m²/uur en $D' = 1,0$ m, dan vindt men voor de doorlatendheid K' en de zwelconstante c' van de toplaag:

$$K' = KD/\lambda^2 = 1,8/(44,7)^2 = 0,00090 \text{ m/uur } (= 2,5 \cdot 10^{-7} \text{ m/s})$$

$$c' = D'^2/T = (1,0)^2/306 = 0,0033 \text{ m}^2/\text{uur } (= 0,92 \cdot 10^{-6} \text{ m}^2/\text{s})$$

Eventueel is de ellips te gebruiken voor de bepaling van de grootte A (zie figuur 2B.12), waarbij het van belang is de tijdsduur voor het traject 3-4-1 te meten.

De bovenstaande methode is een praktische manier om de orde van grootte van de regionale parameterwaarden vast te stellen, inclusief het effect van lokale inhomogeniteit in de grondlagenopbouw. Het is echter niet altijd mogelijk om het uitloopeffect goed te kwantificeren, omdat de buitenwaterstand zelf meestal een uitloop toont, die samenhangt met het bergend vermogen van het stroomgebied van de rivier.

2C GEBRUIK (NIET)-STATIONAIRE GRONDWATERSTROMINGSMODELLEN

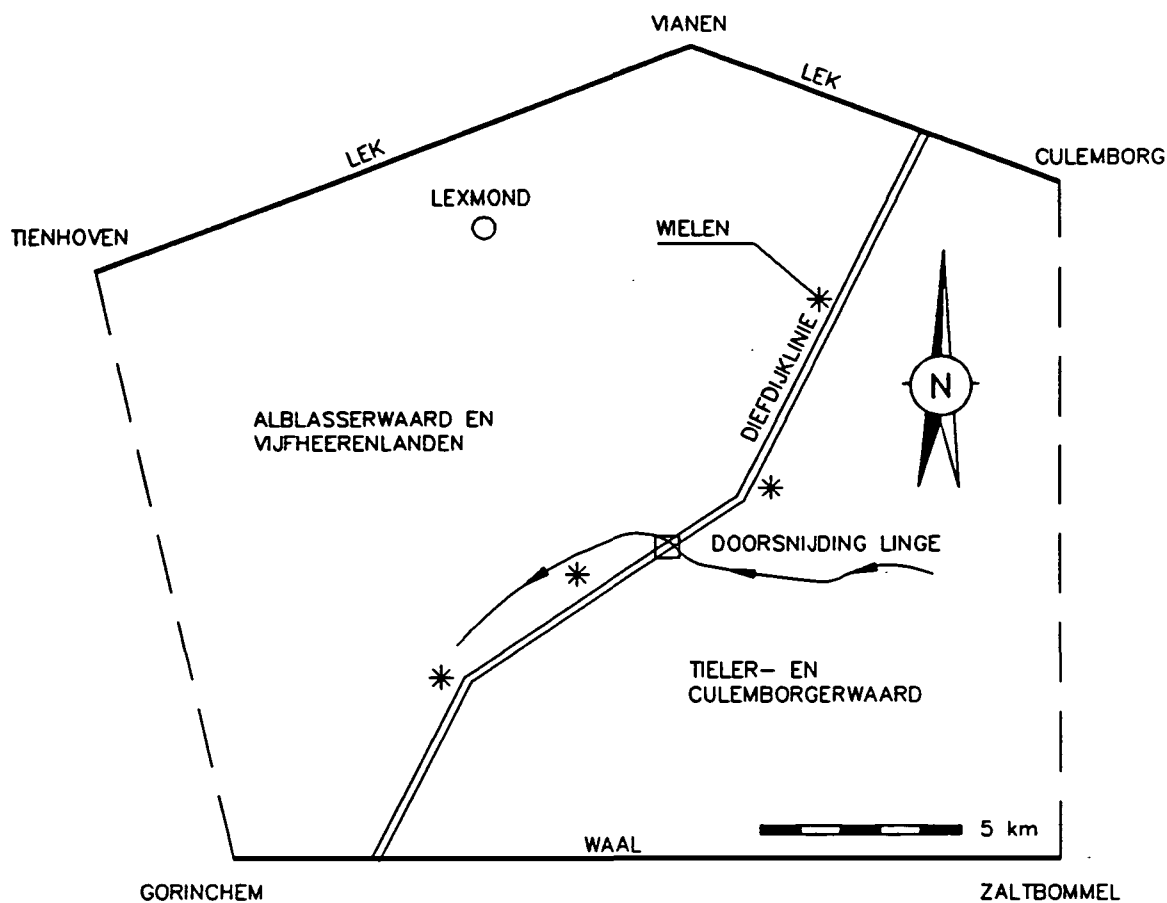
2C.1 Bepaling van de regionale stationaire grondwaterstroming

De (semi)stationaire grondwaterstroming wordt bepaald door de werkelijke drie-dimensionale geohydrologische samenhang en de randvoorwaarden, die bestaan uit rivierwaterstanden, infiltraties en evaporatie en onttrekkingen via putten. De geohydrologische samenhang wordt gevormd door de geohydrologische laagdheid en de karakteristieke materiaalparameters: doorlatendheid en berging. Ten aanzien van de grondwaterkwaliteit is ook de aard van het water en het grondmilieu van belang, maar dit valt buiten het onderwerp: stabiliteit van waterkeringen.

Voor een realistische beoordeling van de (semi-)stationaire grondwaterstroming op regionale schaal is in principe een drie-dimensionale analyse nodig. Omdat er meestal een groot contrast bestaat tussen de doorlatendheden, van zand- en kleilagen, is het voldoende om een quasi drie-dimensionaal model te hanteren, waarin de stroming in de watervoerende zandpakketten horizontaal en in de tussenliggende semi-doorlatende pakketten verticaal wordt aangenomen. Door gebruik te maken van een speciale techniek (methode volgens Strack) kan achteraf in de zandlagen een verticale stromingscomponent worden vastgesteld. Randvoorwaarden kunnen tijdsafhankelijk zijn, maar voor de gemiddelde regionale grondwaterstroming volstaat meestal een stationaire aanpak. Door Verruijt is in 1992 een gebruikersvriendelijk PC-programma ontwikkeld, MULAT (Multi-Layer-Transport), waarmee een regionale stationaire grondwaterstroming voor een meerlagensysteem kan worden berekend gebaseerd op de bovenstaande schematisatie. Een dergelijk stromingsbeeld kan als basis dienen voor een tijdsafhankelijk effect voor een rivierdijk bij een tijdelijk hoogwater. Het tijdsafhankelijke effect wordt bij de stationaire component opgeteld om de absolute grondwaterdruk te verkrijgen, die essentieel is voor de standzekerheid van de waterkering.

Informatie over regionale geologie en geohydrologische waarden is meestal beschikbaar bij provinciale diensten, of drinkwaterbedrijven, bij de Rijks Geologische Dienst, Rijks Instituut voor Volksgezondheid en Milieu of Dienst Grondwaterverkenning TNO, of bij de Waterschappen zelf.

Als voorbeeld wordt de berekening van de grondwaterstroming onder de Diefdijklinie en Culemborgerwaard en de Vijfheerenlanden enerzijds en de Tieler- en Culemborgerwaard anderzijds gepresenteerd. De Diefdijk keert normaal geen water. Hij dient als waterkering, indien bovenstrooms inundatie optreedt. De Diefdijklinie wordt doorsneden door de rivier de Linge en op sommige plaatsen bevinden zich fraaie wielen langs de dijk, ontstaan door oude doorbraken (figuur 2C.1). Om de standzekerheid van deze dijk te beoordelen zijn peilbuiswaarnemingen zinloos, omdat de dijk geen water keert. Er is gebruik gemaakt van het programma MULAT. Gegevens zijn verkregen van het Hoogheemraadschap van de Alblasserwaard en de Vijfheerenlanden en de N.V. Watermaatschappij Zuid-Holland Oost.



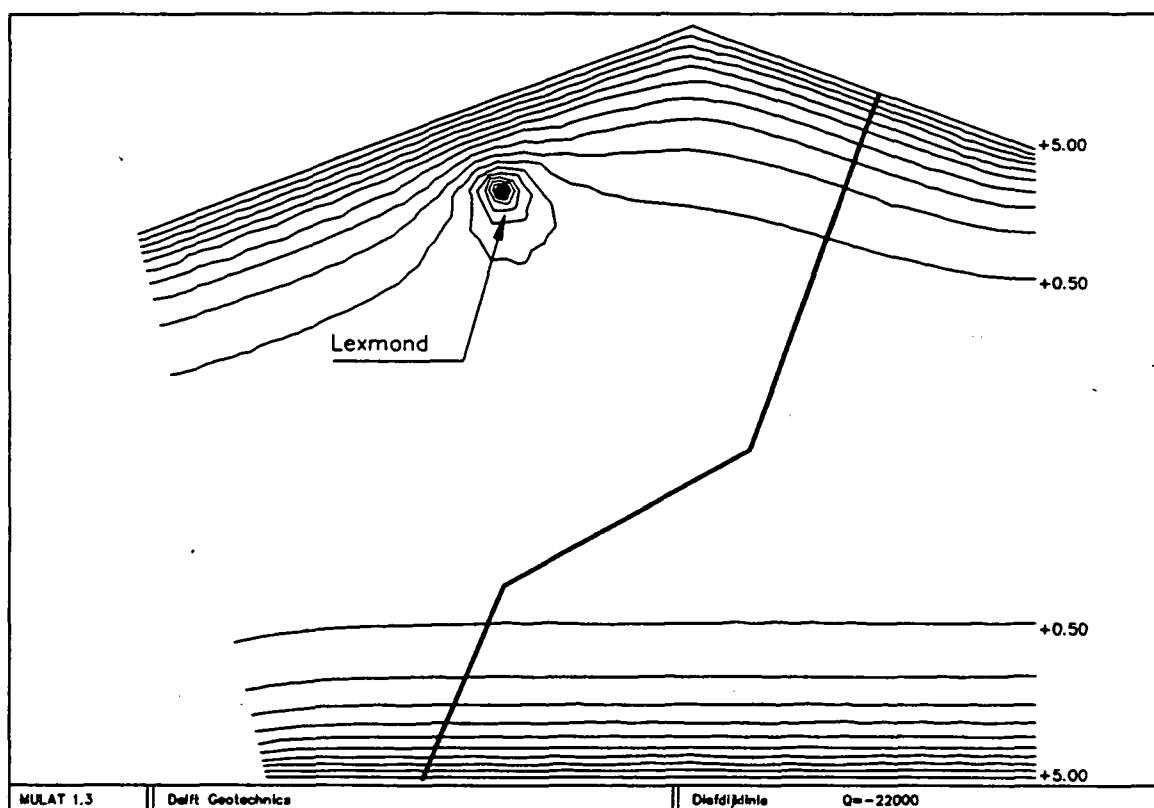
Figuur 2C.1 Modelgebied Diefdijklinie

De verschillende watervoerende en half-afsluitende lagen zijn horizontaal en homogeen verondersteld in het beschouwde gebied. Het polderpeil of inundatiepeil is gesimuleerd in een fictieve bovenlaag met een relatief zeer grote doorlatendheid.

De geohydrologie is als volgt vastgesteld:

laag	doorla- tendheid:	laag dikte	aanduiding
polder (fictief)	10,000 m/dag	1 m	
1e afsluitende laag	0,01 66	10 30	Holocene formatie van Streef- kerk
2e watervoerende laag	0,0066 32,5	10 40	formatie van Kedichem
2e afsluitende laag			formatie van Harder- wijk
2e watervoerende laag			

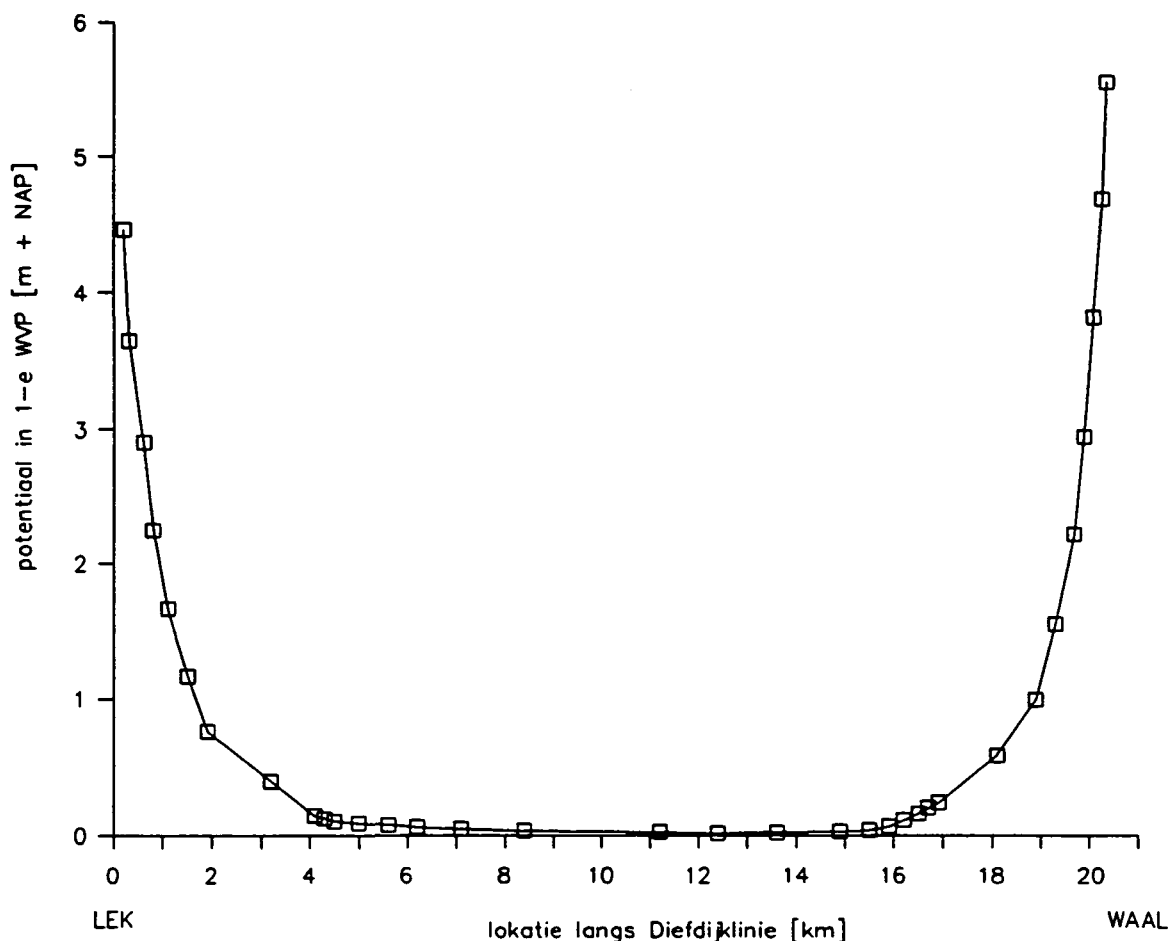
Uit analyse blijkt, dat de grondwaterwinning te Lexmond in het gebied geen noemenswaardig effect heeft op de grondwaterdruk onder de Diefdijklinie. Om de invloed van hoge rivierstanden op de Waal en de Lek te beoordelen zijn verschillende oriënterende berekeningen gemaakt. De intree-weerstand is niet beschouwd. De beperkte tijdsduur van de hoogwaterstand op de rivieren is in rekening gebracht door gebruik te maken van een gereduceerde lekfactor (in feite is λ , bepaald, zie bijlage 2B) en dit te verdisconteren in de materiaalparameterwaarden. Voor een hoogwaterduur van zes dagen bedraagt de reductie gemiddeld ongeveer 50%. In figuur 2C.2 is het berekeningsresultaat weergegeven: de isohypsen in de eerste watervoerende laag, waarbij tevens het effect van de grondwaterwinning te Lexmond is aangegeven.



Figuur 2C.2

Invloed van hoge rivierstand en grondwaterwinning in het eerste watervoerend pakket onder de Diefdijklinie

In figuur 2C.3 is het effect gepresenteerd langs de Diefdijklinie zelf.



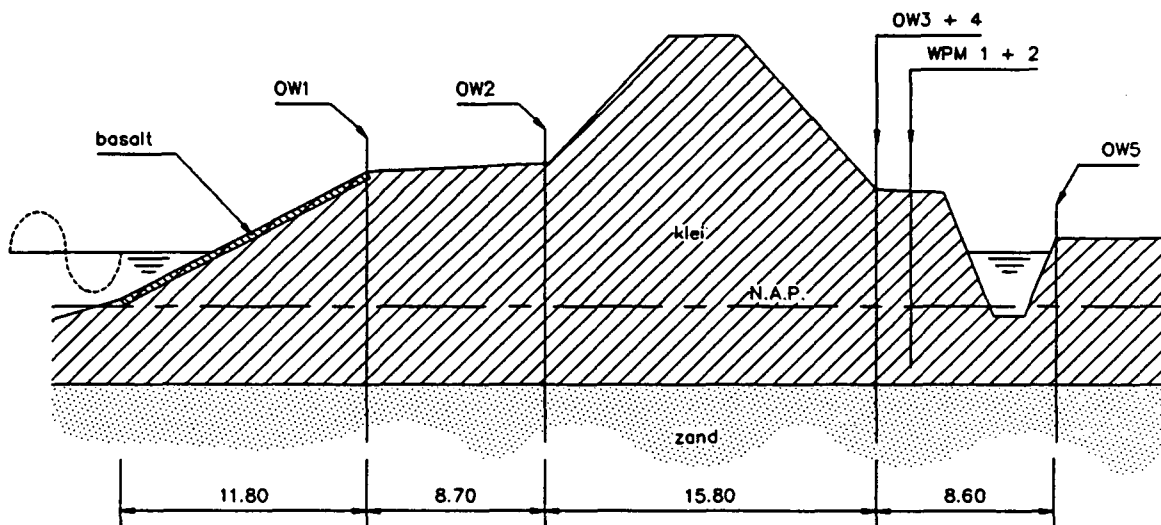
Figuur 2C.3 Stijghoogte onder de Diefdijklinie ten gevolge van hoge rivierstanden (zonder inundatie)

De aldus met het programma MULAT berekende (semi-)stationaire grondwaterstand dient als basis voor het beoordelen van de effecten die samenhangen met de inundatie en de wielen. Voor verdere informatie wordt verwezen naar de literatuur [Diefdijk, 1993]. Het programma MULAT is verkrijgbaar bij de TUD. Er zijn ook andere vergelijkbare geohydrologische modellen beschikbaar, zoals MicroFEM en MLEAM.

Voor de uiteindelijke beoordeling van de standzekerheid van de Diefdijklinie zijn gedetailleerde berekeningen uitgevoerd met MicroFEM, waarbij tevens het effect van de wielen en de grenspotentiaal is beschouwd voor de situatie waarbij inundatie tot de Diefdijklinie (bovenstroom) optreedt. In dit hoofdstuk is slechts aangegeven hoe in principe gebruik kan worden gemaakt van regionale quasi-drie-dimensionale stationaire modellen en hoe het tijdseffect kan worden meegenomen.

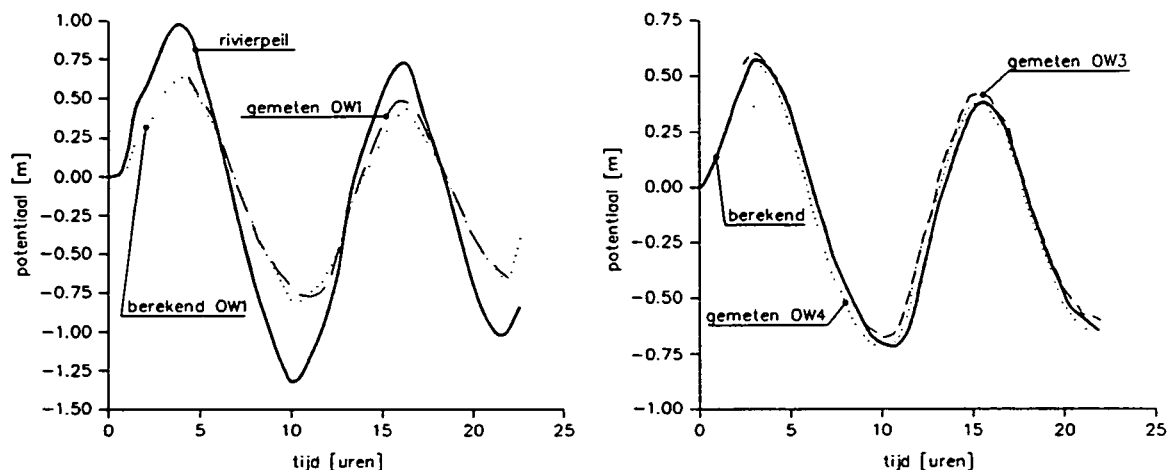
2C.2 Evaluatie peilbuiswaarneming bij een dijk met voorland

In 1986 is in de Oosterschelde de stormvloedkering in bedrijf gesteld. Tijdens een sluitoperatie zal de waterstand in de zeearm stagnant worden. Dit is een andere belastingsituatie voor de aanwezige dijken. In april 1987 (Weijers, 1988) is tijdens zo'n sluitoperatie en tijdens normale getijde een peilbuismeting uitgevoerd bij een dijk op Tholen (figuur 2C.4)



Figuur 2C.4 Meetopzet dijkvak te Tholen bij St. Anna-land

Een bijzonderheid van de meetopstelling is dat er ook gebruik is gemaakt van waterspanningsmeters net boven het grensvlak zand-klei in het achterland. De peilbuismeting voor getijdebeweging (13-uursmeting) leverde informatie op voor de parameters in het voorland en in het achterland, door respectievelijke peilbuizen 1 en 2 en peilbuizen 3, 4 en 5 te iken (cyclisch model, zie bijlage 2B). In figuur 2C.5 is het resultaat weergegeven.

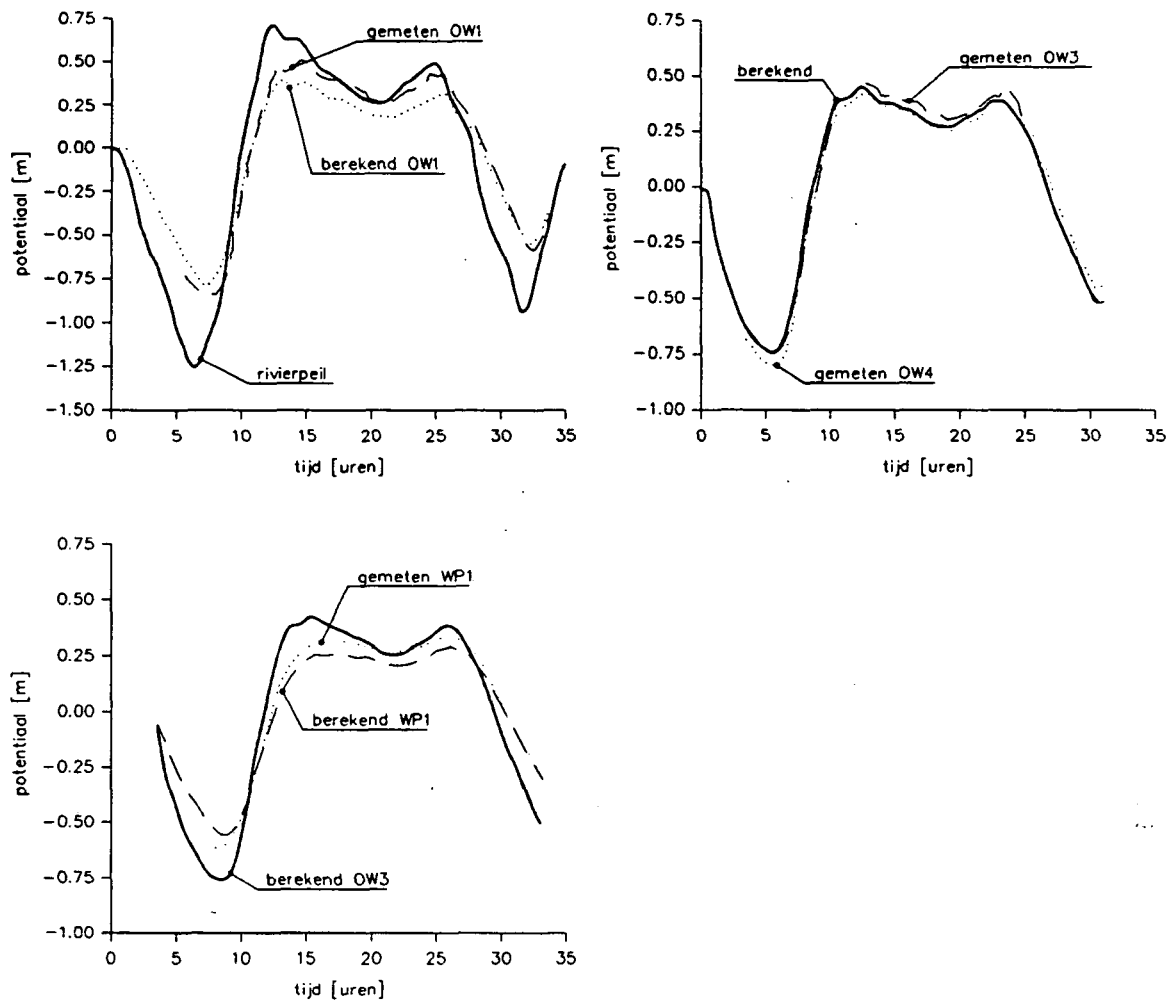


Figuur 2C.5 IJkingsresultaten voor de peilbuiswaarnemingen

Het resultaat leverde de volgende parameterwaarden op:

geologisch profiel	parameterwaarde
zandlaag	
doorlatendheid	10^{-4} m/s
zwellingsconstante	0,0 m^2/s
kleihoudend slib voorland	
doorlatendheid	10^{-5} m/s
zwellingsconstante	10^{-4} m^2/s
kleilaag achterland	
doorlatendheid	10^{-8} m/s
zwellingsconstante	10^{-6} m^2/s

Met de gevonden parameterwaarden is vervolgens de respons voorspeld ten gevolge van een sluitingsoperatie, waarbij de getijdebeweging is onderbroken. Hiervoor is gebruik gemaakt van het model WATEX (zie bijlage 2B), waarmee een dijk met verschillend voor- en achterland voor een willekeurige hoogwaterbelasting kan worden berekend [Engering e.a., 1990]. Resultaten zijn in figuur 2C.6 weergegeven. De metingen laten zien dat er voor peilbuis 1 een afwijking is, voor peilbuizen 3 en 4 is de overeenstemming perfect en de waterspanningsmeting in de klei komt redelijk overeen met de berekende waarden. De damping en vertraging in het kleipakket door het consolidatieproces is evident. De afwijking in peilbuis 1 hangt samen met de ijking van de 13-uursmeting, waarbij in het model voor de eenvoud het verschil tussen voor- en achterland met de meting, niet in samenhang is beoordeeld.

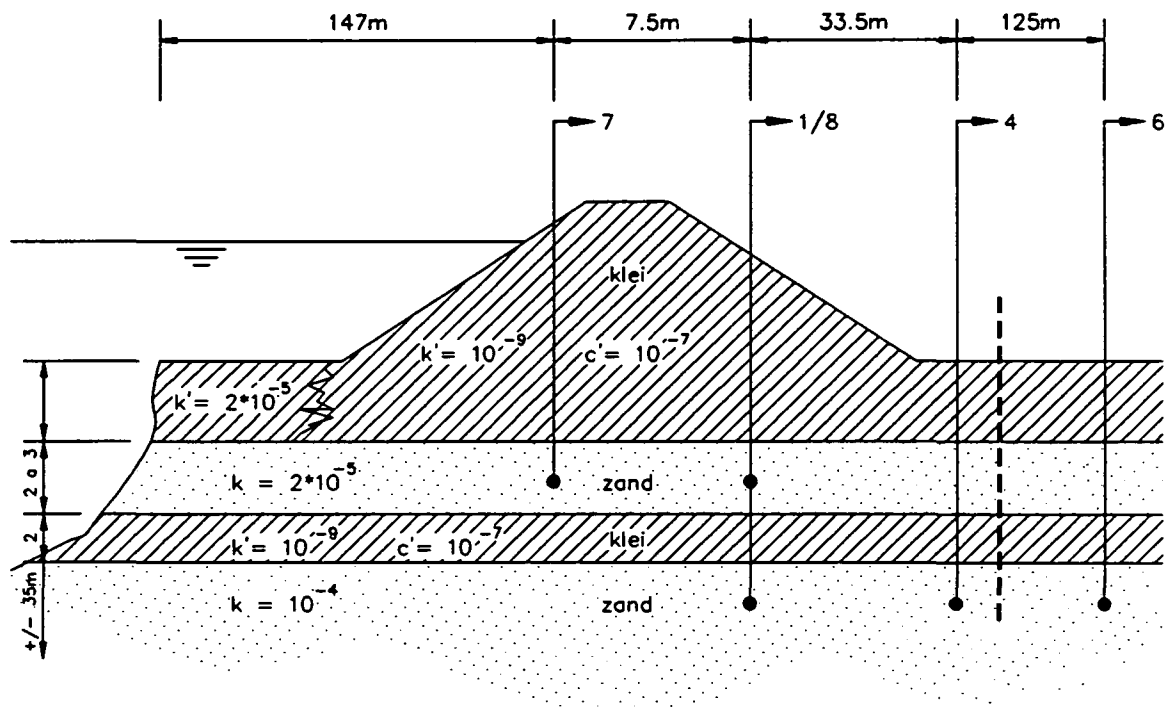


Figuur 2C.6

Predictie stijghoogte respons bij stagnatie waterstand

2C.3 Evaluatie peilbuiswaarneming bij een dijk op een meerlaagen pakket (**)

In het dijkvak bij Vuren aan de Waal (zie figuur 2C.7) zijn jarenlang peilbuismetingen verricht in het kader van een project van de Technische Adviescommissie Waterkeringen (TAW). De interpretatie van de metingen in de verschillende zandlagen werd bemoeilijkt door de complexe geohydrologische samenhang. De hoogwatergolf is voor de interpretatie geschematiseerd tot een sinus (benadering). De zandlagen zijn als gescheiden systemen beoordeeld.



Figuur 2C.7 Dijkvak bij Vuren aan de Waal

De analyse van de bovenste zandlaag (twee peilbuizen) levert na ijking een lekfactor op van $\lambda = 152$ m en een fictief intreepunt op 77,5 m vóór peilbuis 7. Het intreepunt bevindt zich blijkbaar halverwege het voorland. De afdeklaag in het voorland blijkt te bestaan uit zeer doorlatende "klei" die plaatselijk geheel afwezig is.

De analyse van de tweede zandlaag is gebaseerd op meer metingen. De ijking levert een meest waarschijnlijke waarde op voor de doorlatendheid van de tussenkleilaag $k' = 10^{-8}$ m/s en de zwellingsconstante $c' = 10^{-6}$ m/s. Beide regionale waarden zijn een factor 10 groter dan de meer lokale geotechnische waarden (zie figuur 2C.7).

Er wordt een lekfactor gevonden van $\lambda = 836$ m en het fictieve intreepunt op 172 m vóór peilbuis 1. Aangezien de werkelijke afstand van peilbuis 1 tot de rivier 155 m bedraagt, is er blijkbaar sprake van een intreeweerstand (sliblaag op rivierbodem). Bovendien kan gesteld worden dat de tussenkleilaag niet onderbroken is.

Er is voor deze situatie ook gekeken naar de corresponderende stabiliteit met behulp van glijcirkel analyse, waarbij de effecten van niet-stationaire stijghoogte in de zandlagen zijn beschouwd. De veiligheidsfactor van het binnentalud levert een waarde 1,072 voor stationaire grondwaterstromingsaanpak en een waarde 1,878 voor de niet-stationaire aanpak.

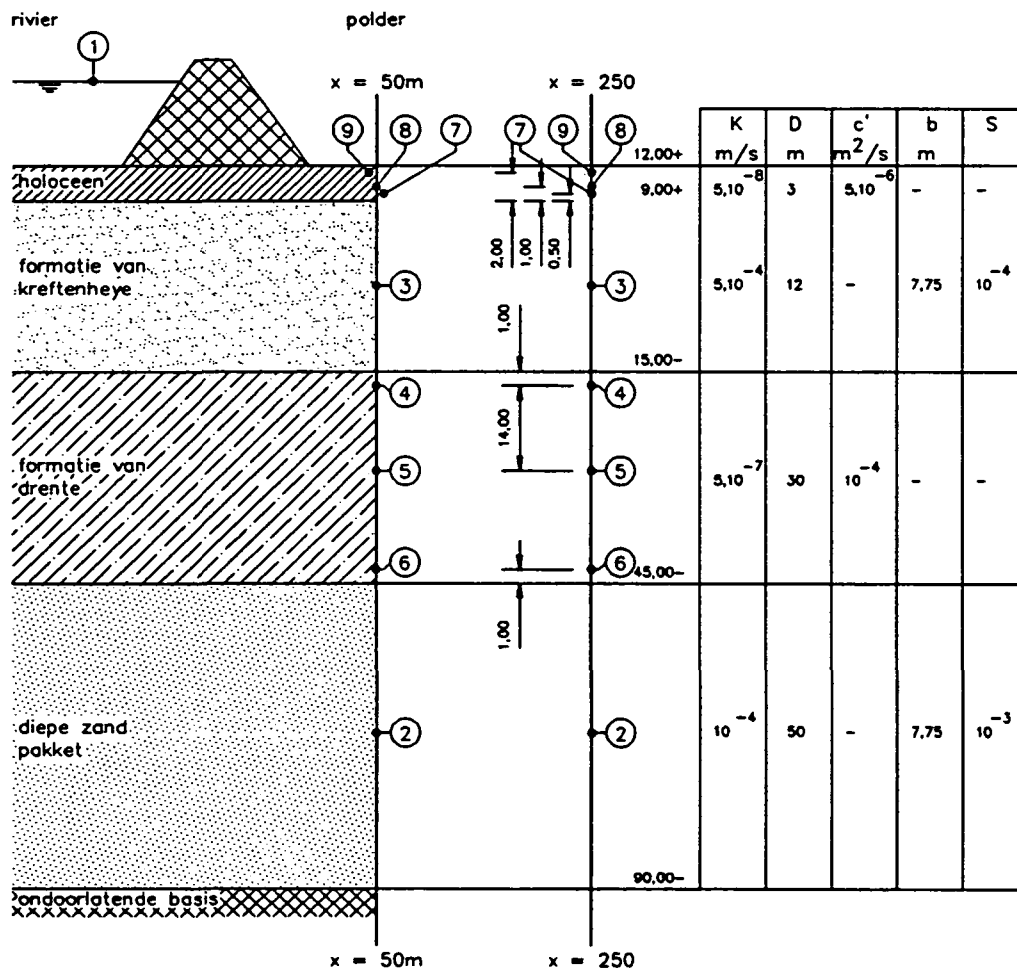
De veiligheid tegen opbarsten (gedefinieerd als het gewicht van de bovenlagen gedeeld door de waterdruk eronder), bleek voor stationaire aanpak 1,07 en voor de niet-stationaire aanpak 1,53. Deze resultaten geven kwalitatief aan, dat het beschouwen van tijdsafhankelijke effecten in de stijghoogterespons en rekening houdend met de tijdelijkheid van hoogwater een belangrijk voordeel kan opleveren bij de beoordeling van de actuele stabiliteit van een dijk. Naar aanleiding van deze uitkomsten is in het model WATEX een faciliteit opgenomen, waarmee ook een samenhangend meerlagensysteem voor willekeurige hoogwaterbelasting kan worden berekend. Tevens kan voor de ijking een relevante peilbuismeting in de analyse worden ingevoerd.

2C.4 Evaluatie peilbuiswaarnemingen voor een dijk in het bovenrivierengebied

In het bovenrivierengebied is er geen getijdebeweging waarmee een schatting van de relevante parameters kan worden vastgesteld. Men moet wachten op significante fluctuaties in de rivierstand. Deze fluctuaties moeten voldoende hoog zijn; soms is dat voor een periode van jaren niet het geval. In principe kan dat jaarlijks tijdens hoogwatergolven. De uitwerking van peilbuismetingen kan geschieden met het model WATEX. Het model is gebaseerd op de methode van de transiënte lekfactor (zie bijlage 2B).

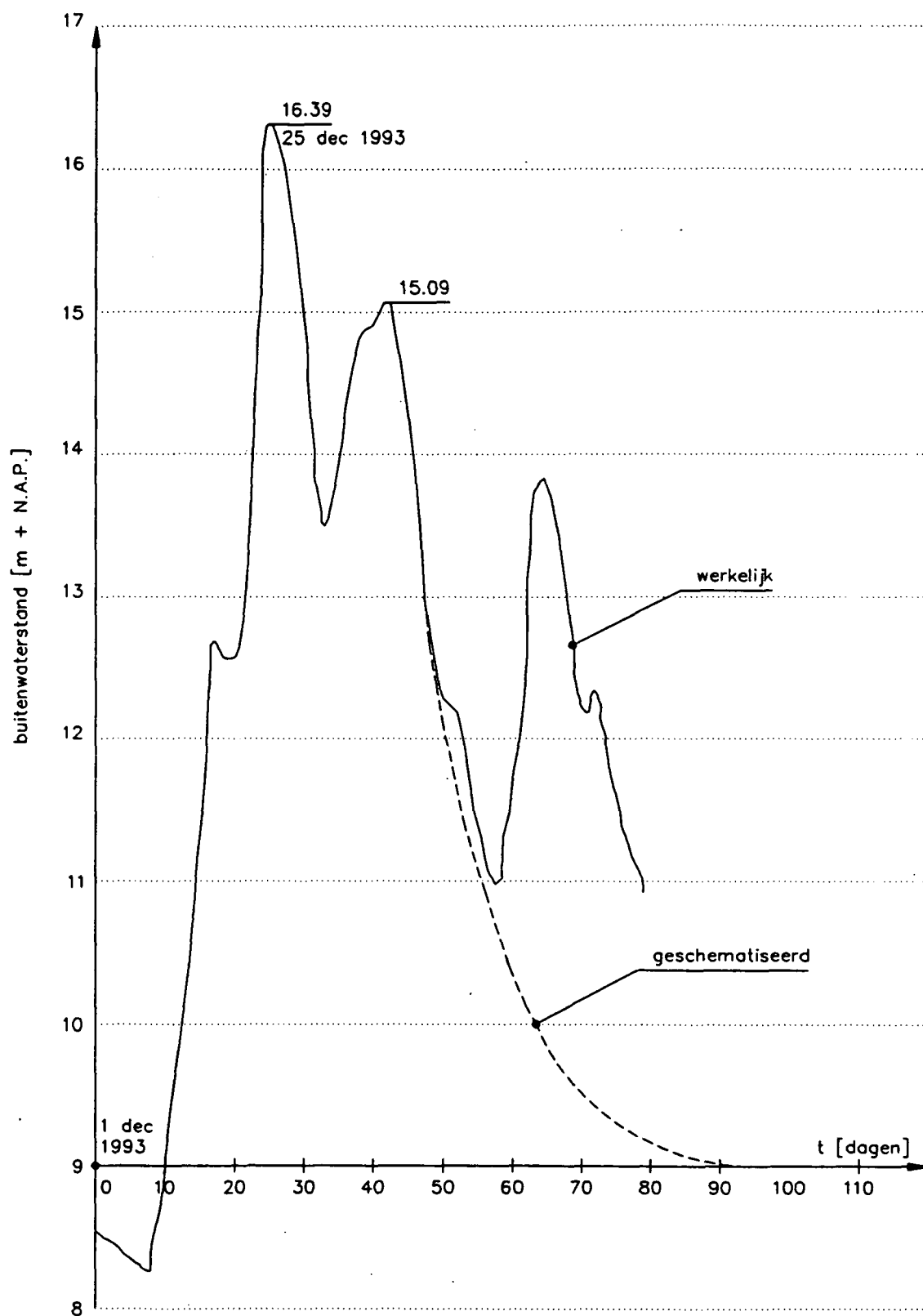
Als voorbeeld wordt de respons van stijghoogten gesimuleerd voor een dijkvak bij Pannerden tijdens de kerstvloed van 1993-1994. Het geologisch profiel is aangegeven in figuur 2C.8. De hoogwatergolf is geëxtrapoleerd uit de meting bij Lobith en weergegeven in figuur 2C.9.

Er is ook een hypothetisch sinusvormige hoogwatergolf als belasting bekeken. De basispotentiaal (vóór het hoogwater) is aangenomen gelijk aan 7.75 m



Figuur 2C.8

Geologisch profiel en parameterwaarden bij Pannerden.



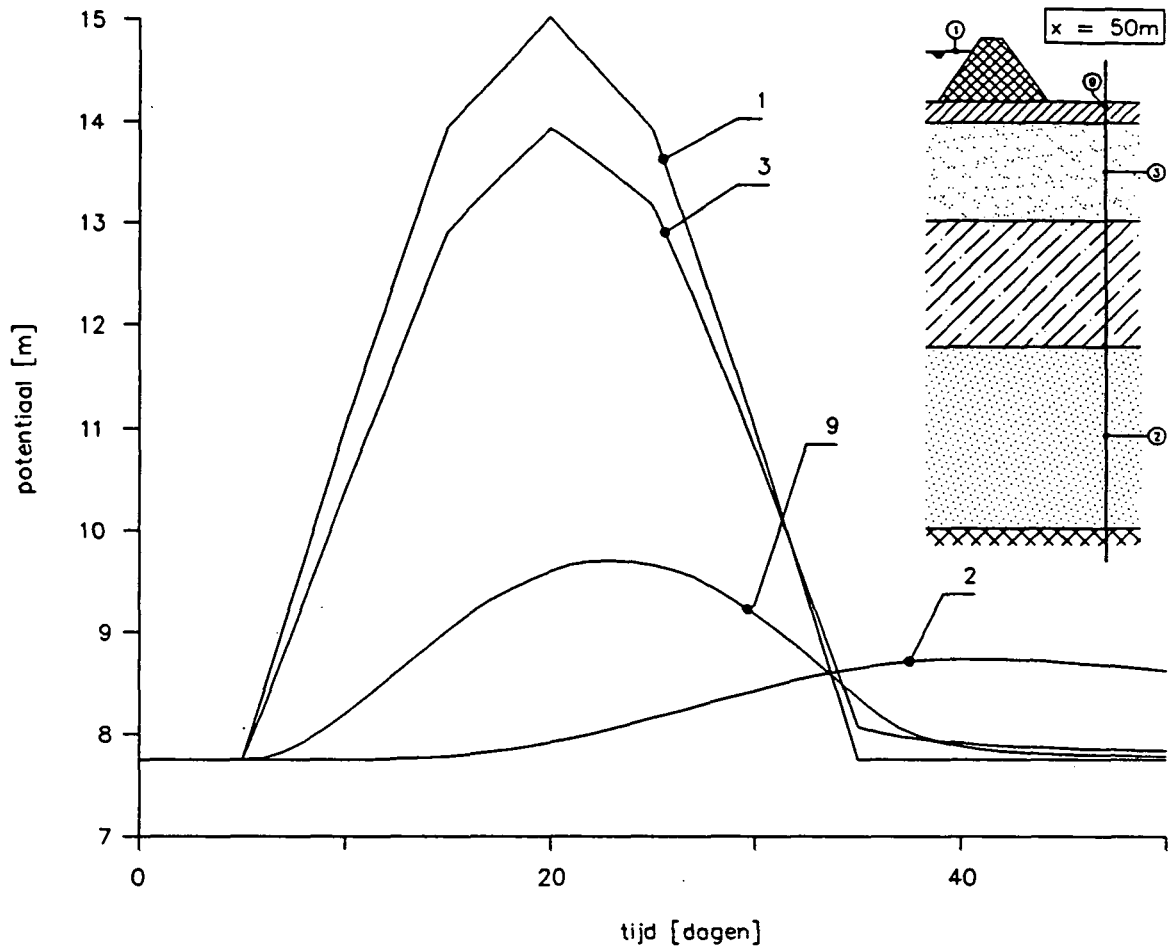
Figuur 2C.9

Kerstvloed bij Lobith 1993/1994

In figuur 2C.8 is aangegeven voor welke punten de berekeningen zijn uitgevoerd (zie punten 1 tot en met 9). Voor deze berekening zijn geen echte waarnemingen beschikbaar. Het grote voordeel van deze aanpak is dat er op eenvoudige wijze direct inzicht kan worden verkregen in de wateroverspanningen in de slecht doorlatende lagen. Metingen in die lagen zijn minder eenvoudig. De wateroverspanningen in die lagen zijn evenwel essentieel voor de beoordeling van de stabiliteit onder maatgevende omstandigheden.

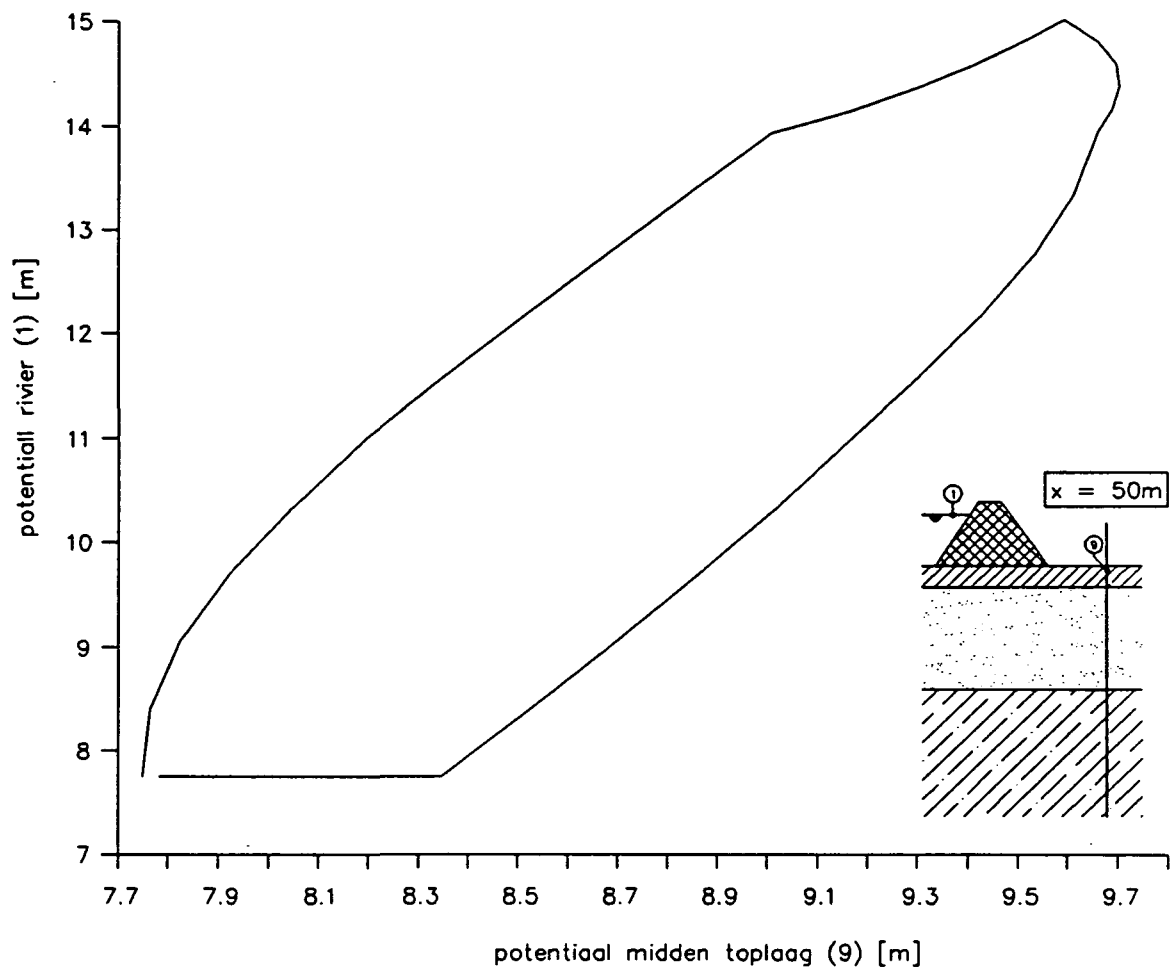
Voor een geschematiseerde sinusvormige hoogwatergolf (halve sinus-boog) is in figuur 2C.10 het verloop van de stijghoogte weergegeven op een afstand 50 m als functie van de tijd, namelijk de (veronderstelde) buitenwaterstand (1), de stijghoogte in de tweede zandlaag (2), de stijghoogte in de eerste zandlaag (3) en in de afsluitende toplaag op 1.50 m boven de zand-kleischeiding (9). In figuur 2C.11 is het verband weergegeven tussen buitenwaterstand (1) en de toplaagpotentiaal (9). Het in- en uitloopeffect is duidelijk te herkennen.

In figuur 2C.12 is het verloop van de stijghoogten weergegeven op een afstand 250 m, en in figuur 2C.13 het verband tussen buitenwaterstand en stijghoogte in de eerste zandlaag. Voor de verklaring van het in- en uitloopeffect wordt verwezen naar bijlage 2B.



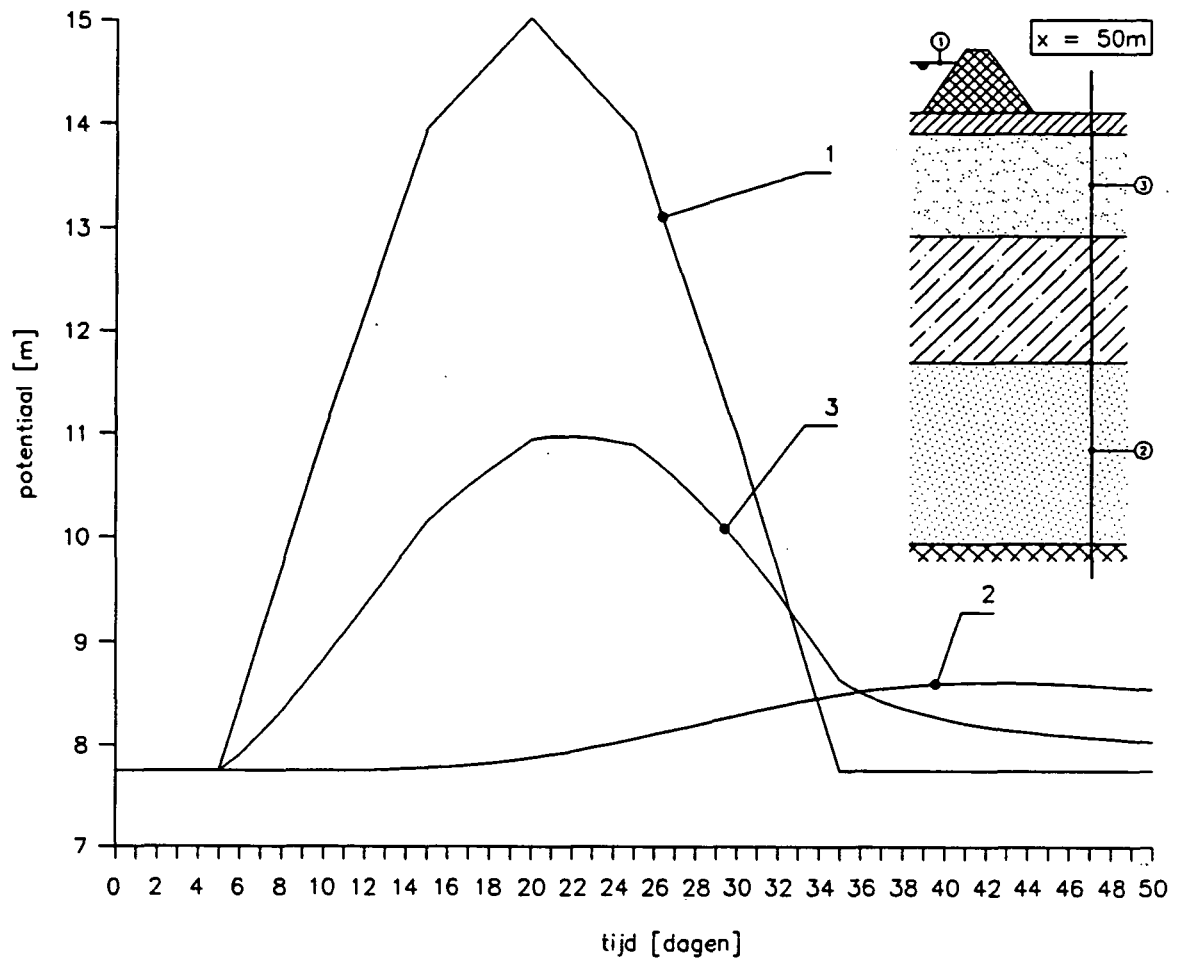
Figuur 2C.10

Stijghoogteverloop als functie van de tijd
op afstand 50 m



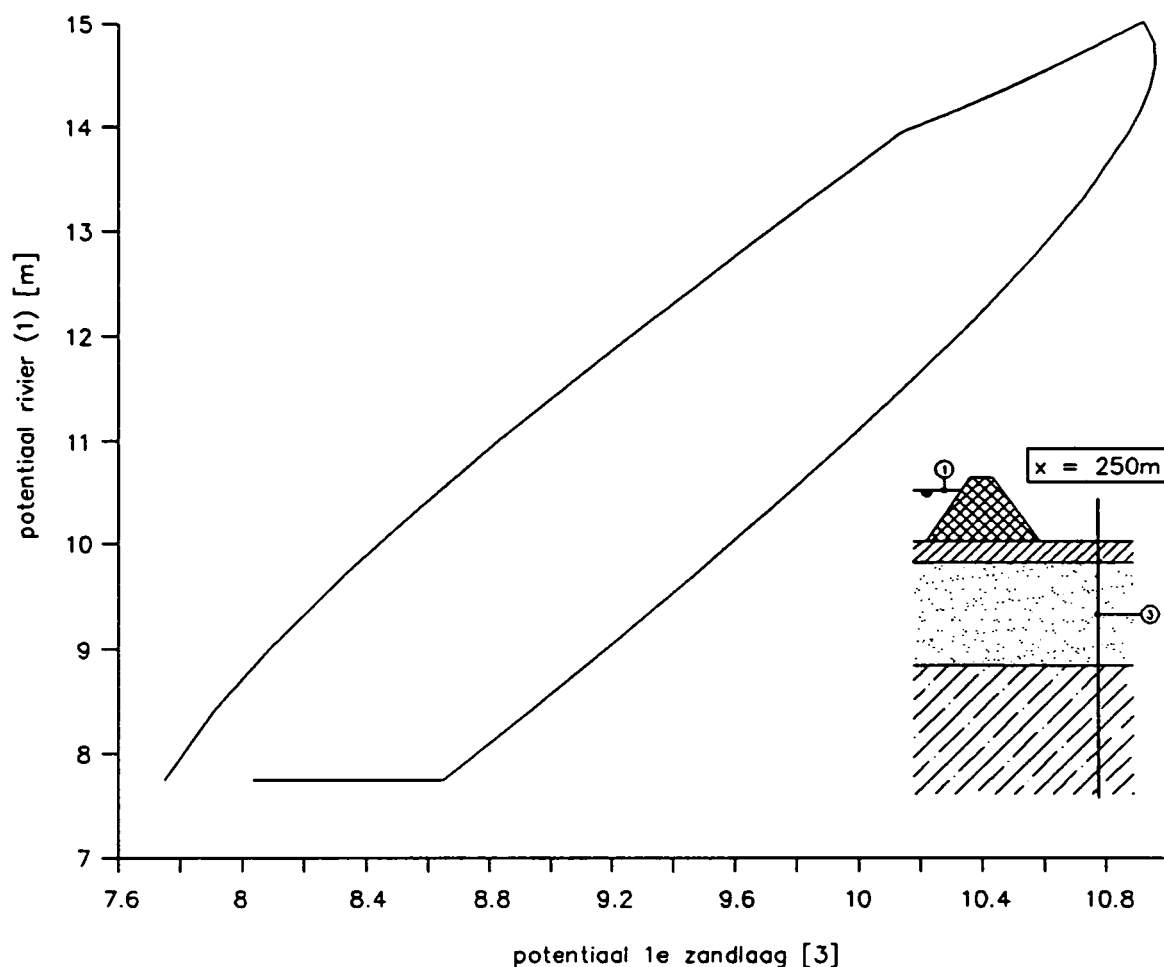
Figuur 2C.11

Stijghoogteverband tussen buitenwater en de potentiaal in de toplaag op afstand 50 m



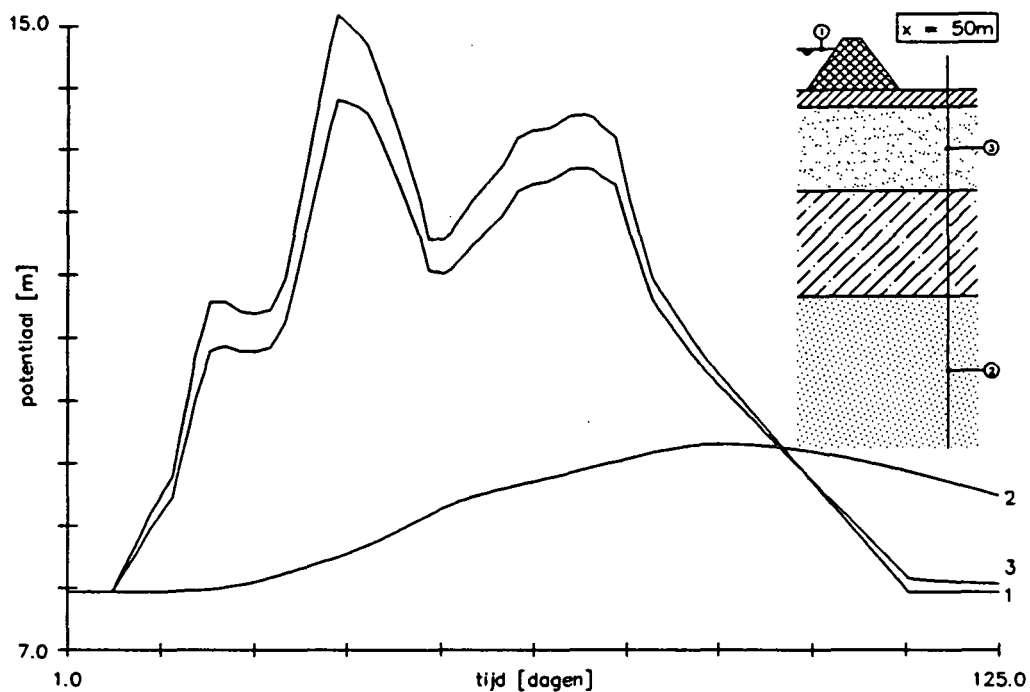
Figuur 2C.12

Stijghoogteverloop als functie van de tijd
op afstand 250 m

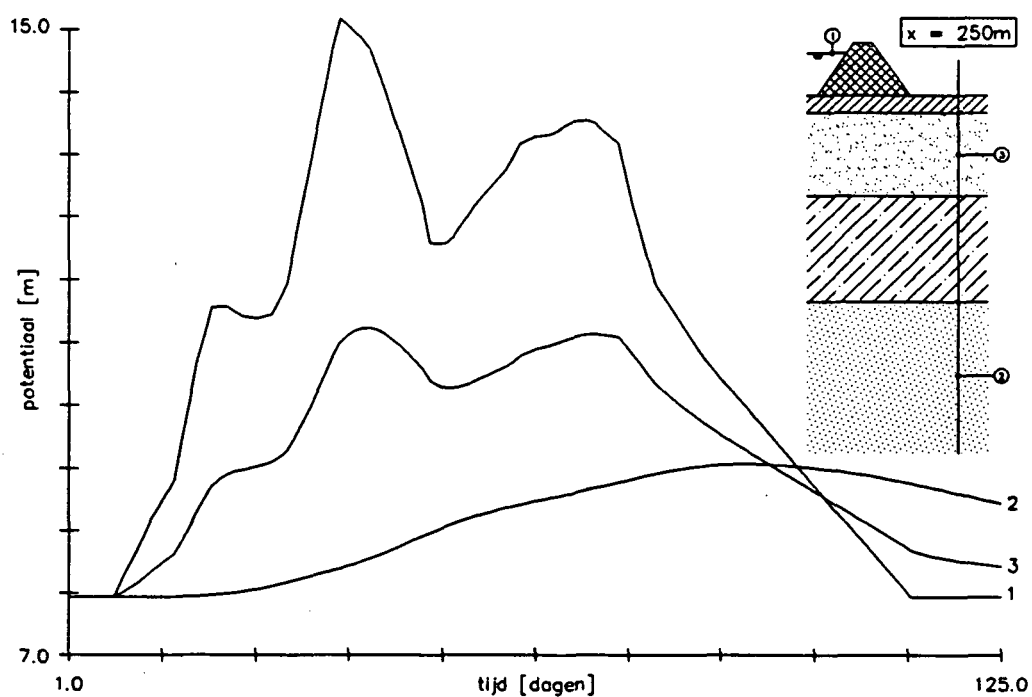


Figuur 2C.13 Stijghoogteverband tussen buitenwater en eerste zandlaag op afstand 250 m

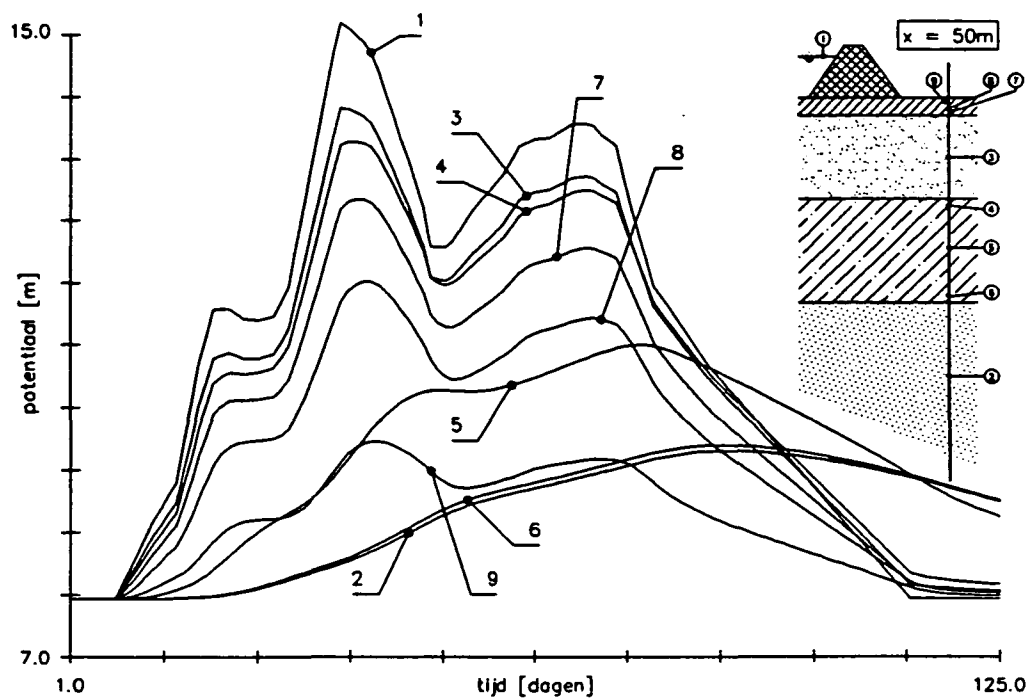
Voor een hoogwatergolf overeenkomstig met de kerstfloed van 1993-1994 is met het model WATEX voor dezelfde situatie de stijghoogte respons berekend. In figuur 2C.14 de buitenwaterstand en de reactie in de eerste en tweede zandlaag op afstand 50 m en in figuur 2C.15 op afstand van 250 m. De demping in de eerste zandlaag met de afstand is significant, maar voor de tweede zandlaag is het verschil gering. De lekfactor voor de eerste zandlaag zal in de orde zijn van 50 à 100 m, die van de tweede zandlaag is aanzienlijk groter. Op grotere afstand wordt het uitloopeffect significant. In figuur 2C.16 en 2C.17 zijn alle berekende stijghoogten weergegeven, respectievelijk op afstand 50 m en 250 m.



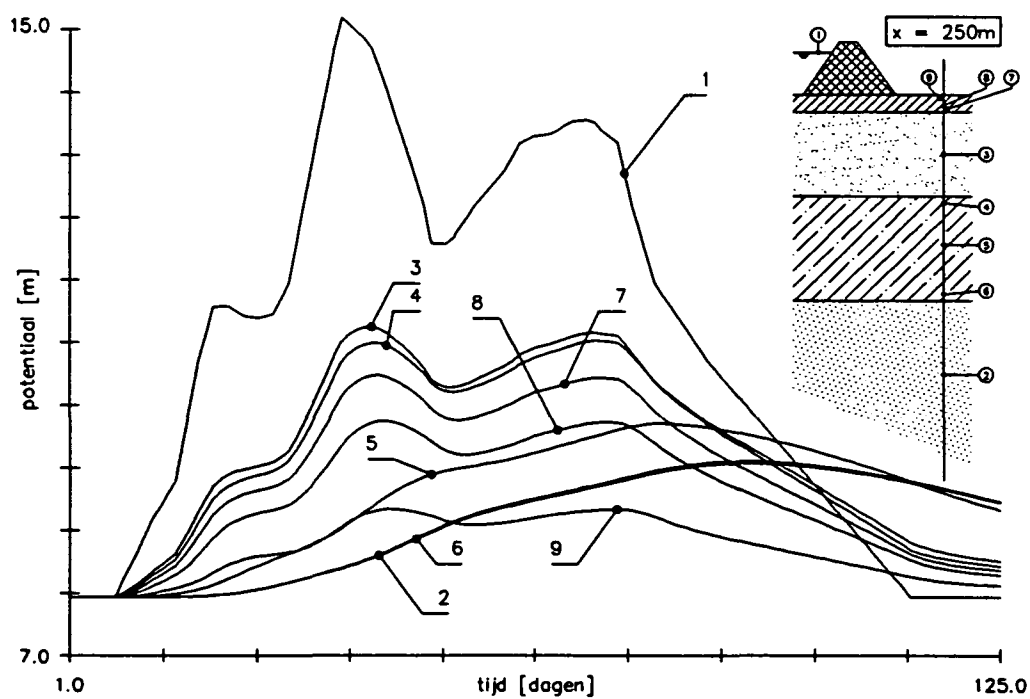
Figuur 2C.14 Stijghoogteverloop in de zandlagen op 50 m



Figuur 2C.15 Stijghoogteverloop in de zandlagen op 250 m



Figuur 2C.16 Stijghoogteverloop in alle lagen op 50 m



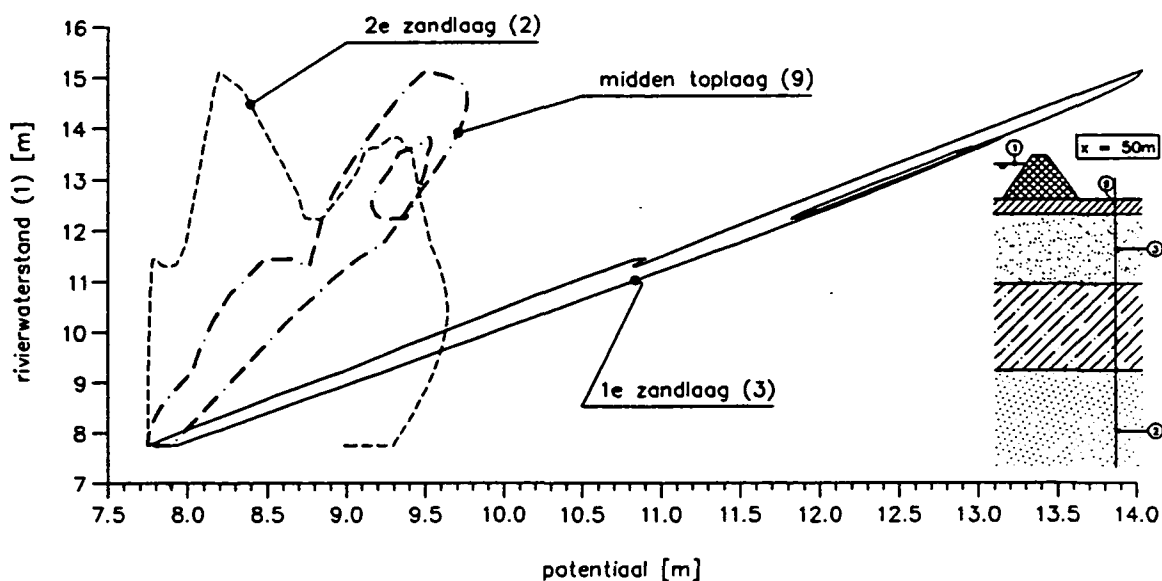
Figuur 2C.17 Stijghoogteverloop in alle lagen op 250 m

Tenslotte wordt in figuur 2C.18 en 2C.19 het verband aangegeven tussen de buitenwaterstand (1) en de potentiaal in de top laag (2), de eerste zandlaag (3) en de tweede zandlaag (2), op afstand 50 m en 250 m.

Wat onder andere opvalt is de zeer geringe vertraging in de eerste zandlaag op afstand 50 m (de "ellips" is bijzonder smal). Extrapolatie van de peilbuismeting aldaar (en ook op 250 m) is zeer wel mogelijk. Wat ook blijkt is dat er sprake is van aanzienlijk grotere demping en vertraging in de top laag. Wateroverspanningen blijven langer aanwezig. In de tweede zandlaag is de tijdschaal van het consolidatie-proces zodanig dat het verband een zeer groot in- en uitloopeffect met veel vertraging laat zien. De evaluatie van een diepe peilbuismeting kan derhalve niet met eenvoudige handberekeningen worden gerealiseerd. Met het model WATEX kan evenwel een dergelijk meetsignaal goed worden gerealiseerd. De uitgevoerde berekeningen vereisen heel korte rekentijden. Het meeste werk gaat zitten in de schematisatie, de kalibratie en probleemdefinitie. Voor de kalibratie zijn peilbuiswaarnemingen onontbeerlijk. Het voorbeeld laat ook zien dat het verstandig is de peilbuizen in een raai op redelijke onderlinge afstand te plaatsen (orde van grootte tenminste $\frac{1}{2}\lambda$).

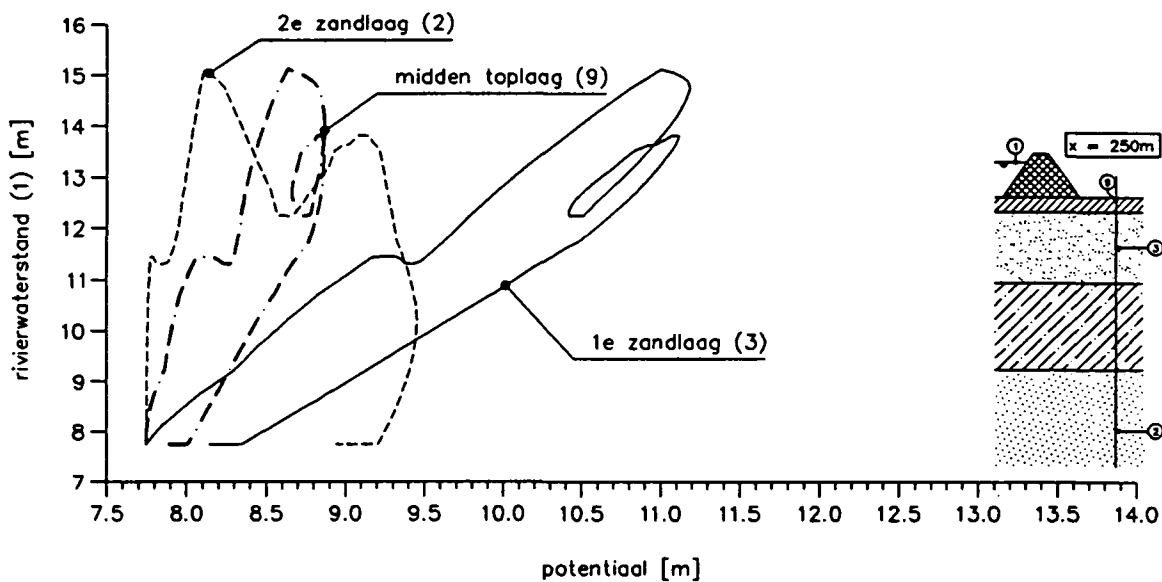
Het grondwaterstromingsprogramma WATEX, een gebruikersvriendelijk PC-programma, is verkrijgbaar bij Grondmechanica Delft en Rijkswaterstaat, Dienst Weg- en Waterbouwkunde.

De vormen in figuur 2C.18 en 2C.19 komen globaal overeen met de ellipsvorm, zoals die in bijlage 2B is beschreven en verklaard. De stand ervan, de dikte of de uitloop zijn te gebruiken om regionale parameterwaarden te schatten. In deze waarden zit de geohydrologische samenhang en de lokale inhomogeniteit opgesloten. Peilbuiswaarnemingen kunnen een waardevolle aanvulling betekenen voor de karakterisering van het grondwaterstromingsgedrag, dat van essentiële betekenis is voor de bepaling van de standzekerheid van dijken.



Figuur 2C.18

Verband tussen buitenwaterstand en de potentialen in de toplaag, 1e zandlaag en 2e zandlaag op afstand 50 m



Figuur 2C.19

Verband tussen buitenwaterstanden en de potentialen in de toplaag, 1e zandlaag en 2e zandlaag op afstand 250 m

2.D BEREKENING VAN DE STABILITEIT ONDER OPDRIJFCONDITIES

2.D.1 Drukstaafmethode algemeen

Wanneer de opdrukveiligheid, de verhouding tussen het gewicht van de veen- of kleilaag (met de eventueel daarop rustende grond) en de opwaartse waterdruk in de watervoerende zandlaag, maar weinig boven de waarde één is gelegen, dient rekening gehouden te worden met opdrijven.

In Leidraad 1 (paragraaf 11.3) is beschreven hoe de macrostabiliteit van grondlichamen kan worden berekend aan de hand van de eindige-elementen methode en aan de hand van een berekening gebaseerd op cirkelvormige glijvlakken. In de adviespraktijk wordt de methode gebaseerd op cirkelvormige glijvlakken veelvuldig toegepast.

Voor een situatie met een weinig doorlatend pakket van enige dikte, lijkt de benadering volgens de Leidraad Bovenrivieren, waarbij in de opgedrukte lagen achter de waterkering in het geheel geen wrijving in rekening wordt gebracht, aan de ongunstige kant. Daarom is in 1986 is een studie ingesteld die heeft geresulteerd in het model dat is weergegeven in bijlage 15 en appendix C-5 van Leidraad 2. Dit model staat ook bekend als het "drukstaafmodel".

De methode berust op een analyse door middel van glijvlakken in de actieve zône en een separate evenwichts- en vervormingsberekening in de passieve zône. Beide zônes zijn gekoppeld via de zogenaamde interlamelkracht, zijnde het deel van de aandrijvende krachten dat niet door wrijving langs het glijvlak in de actieve zône kan worden opgenomen.

Aan de hand van de glijvlakanalyse wordt de grootte van de horizontale reactiekracht uit de passieve zône berekend, die nodig is om de afschuivende cirkelmoot in evenwicht te houden. Het verschil tussen de benodigde horizontale reactiekracht en de maximale reactiekracht die door het cirkelvormig deel van het glijvlak in de passieve zône kan worden opgenomen, moet worden opgebracht door schuifweerstand in een horizontaal vlak langs de onderzijde van de veen- of kleilaag. Naar het gedrag van de grondmoot in de passieve zône wordt de methode de drukstaafmethode genoemd.

2.D.2 Toepassing methode Spencer bij drukstaafberekening

In Leidraad 2 is de interlamelkracht geschematiseerd tot een horizontale kracht, overeenkomstig het gedachtengoed van Bishop. Bij de methode Bishop wordt alleen het uitwendig momentenevenwicht van een afschuivende grondmoot in beschouwing genomen. Spencer [Spencer 1967] heeft de rekenmethode van Bishop uitgebreid tot een methode waarbij het uitwendig krachtenevenwicht wordt beschouwd. Kenmerkend voor de methode Spencer is dat ook niet-horizontale interlamelkrachten in rekening kunnen worden gebracht. Hoewel deze methode ook voor niet-cirkelvormige glijvlakken kan worden toegepast, wordt in

de praktijk vaak uitgegaan van cirkeldelen. In Verbetering berekeningsmethoden en veiligheidsfilosofie met betrekking tot opdrijven [Venmans, 1992] is aangegeven hoe van de methode Spencer bij berekening van de stabiliteit met opdrijven gebruik wordt gemaakt.

ACTIEVE ZONE

Voor de berekening van het cirkelvormige gedeelte van het glijvlak in de actieve zone wordt verondersteld dat aan de passieve zijde langs een fictieve glijcirkel met een onbekende cohesie c_u en een wrijvingshoek $\phi = 0$ zou mogen worden gerekend. De fictieve cohesie wordt zodanig berekend dat aan het uitwendig momentenevenwicht wordt voldaan. Vervolgens worden alle interlamelkrachten tussen de lamellen in de actieve zone berekend. Verondersteld wordt dat deze interlamelkrachten alle onder dezelfde helling δ_a verlopen.

De veronderstelling dat de interlamelkrachten niet horizontaal zijn houdt in dat ook schuifspanning wordt afgedragen van de afschuivende grondmoot in de actieve zone naar het achterland.

HORIZONTAAL DEEL

Hoewel de interlamelkrachten bij toepassing van de methode Spencer niet horizontaal zijn, blijkt de invloed van de niet horizontale interlamelkracht op de berekening van de schuifkracht in het horizontale gedeelte langs de watervoerende zandlaag klein. Een berekening gebaseerd op een horizontale evenwichtsbeschouwing, conform bijlage 15 van Leidraad 2 blijkt een veilige benadering.

PASSIEVE ZONE

De beschouwing van het evenwicht van het cirkelvormige gedeelte in de passieve zone gebeurt analoog aan de berekening van de aandrijvende kracht. Hier wordt verondersteld dat aan de actieve zijde langs een fictieve glijcirkel met een onbekende cohesie c_u en een wrijvingshoek $\phi = 0$ zou mogen worden gerekend. Berekend wordt een wrijvingshoek δ_p zodanig dat aan het inwendig krachtenevenwicht wordt voldaan.

2.D.3 Elementenmethode

Indien voor de berekening van de stabiliteit bij oprijfcondities gebruik gemaakt wordt van de elementenmethode, dient rekening te worden gehouden met de volgende verschillen ten opzichte van de analytische drukstaafmethode:

1. In de huidige elementenmethoden kunnen in het algemeen geen spanningsafhankelijke sterkteparameters worden ingevoerd.
2. Afhankelijk van de mogelijkheden van het pakket waarmee de elementenberekening wordt uitgevoerd, dient de grondopbouw in meerdere of in mindere mate te worden geschematiseerd. De specifieke parameters voor dit gedragsmodel zijn elasticiteits- of glijdingsmodulus, Poissons verhouding en dilatantie.
3. Voor alle grondlagen dienen waarden te worden gekozen voor een aantal parameters die specifiek zijn voor de elementenmethode. Het soort parameters is afhankelijk van het toege-

paste gedragsmodel. De huidige ervaring is gebaseerd op een lineair-elastisch, perfect plastisch model.

4. Bij het genereren van de waterspanningen langs de bovenrand van het pleistocene zand dient rekening gehouden te worden met het feit dat de evaluatie van de effectieve spanningen plaatsvindt in de zogenaamde Gauss-punten of integratiepunten. Deze punten liggen in de elementen, terwijl de waterspanning wordt opgegeven aan de rand van de elementen.
5. De resultaten van de elementenberekening zijn afhankelijk van de besturing van het rekenproces. Afhankelijk van het pakket waarmee de berekening wordt uitgevoerd dienen bepaalde instellingen van de rekenparameters te worden gekozen.

Op het moment (eind 1993) kan de stabiliteit bij opdrijven alleen worden berekend met het elementenpakket PLAXIS. Dit pakket beschikt als enige over de mogelijkheid om een stabiliteitsfactor te bepalen. Deze mogelijkheid wordt aangeduid als "c-phi reductie".

2.D.4 Stabiliteitsfactor

Volgens Leidraad 1 is de stabiliteitsfactor γ van de drukstaafberekening als volgt gedefiniëerd:

$$\gamma = \frac{(F_p + F_s)}{\gamma_n \cdot \gamma_d \cdot F_a} = \frac{\gamma_{\text{drukstaaf}}}{\gamma_n \cdot \gamma_d} \quad [2.D.1]$$

waarin:

γ = stabiliteitsfactor;
 F_a = aandrijvende kracht;
 F_s = weerstandbiedende schuifkracht langs scheidingsvlak;
 F_p = weerstandbiedende kracht in achterland;
 γ_n = schadefactor;
 γ_d = modelfactor;
 $\gamma_{\text{drukstaaf}}$ = de berekende stabiliteitsfactor

De elementenmethode levert geen expliciete waarde voor de krachten F_a , F_s en F_p . In plaats daarvan wordt direct de stabiliteitsfactor $\gamma_{\text{drukstaaf}}$ verkregen.

Indien de krachten F_a , F_s en F_p of de stabiliteitsfactor berekend zijn op basis van de karakteristieke waarde van de schuifsterkteparameters, die zijn gereduceerd met de materiaalfactor, is de eis dat het profiel stabiel is te formuleren als:

$$\gamma \geq 1,00$$

of:

$$\gamma_{\text{drukstaaf}} \geq \gamma_n \cdot \gamma_d$$

In het eerder genoemde rapport [Venmans 1992] zijn de overwegingen gegeven waarom γ_d kan worden opgevat als het product van twee deelfactoren γ_{d1} en γ_{d2} .

γ_{d1} heeft betrekking op de modellering van de sterkte in de passieve zone. Toepassing van gedraineerde wrijvingseigenschappen in een berekening volgens de methode Bishop komt er

op neer dat impliciet onveilig wordt gerekend dan wanneer de berekeningen gebaseerd worden op de ongedraineerde schuifsterkte op de wijze waarop dat in de drukstaafberekening of de elementenmethode plaatsvindt. Daarom worden voor de berekening volgens de methode Bishop en volgens de drukstaafmethode respectievelijk elementenmethode verschillende factoren gebruikt.

- gedraineerde Bishop berekening $\gamma_{d1} = 1,1$
- drukstaafberekening met Spencer $\gamma_{d1} = 1,0$
- elementenmethode $\gamma_{d1} = 1,0$

γ_{d2} heeft betrekking op de reserve als gevolg van drie-dimensionale effecten. In praktijksituaties is gebleken dat de afmetingen van een glijvlak parallel aan de dijk in situaties met opdrijven aanzienlijk kunnen zijn in vergelijking tot de afmetingen loodrecht op de dijk, dit in tegenstelling tot situaties waarin geen opdrijven optreedt.

- gedraineerde Bishopberekening $\gamma_{d2} = 0,9$
- drukstaafberekening $\gamma_{d2} = 1,0 - \frac{n_{opdruk} - 1,0}{0,2} : 0,1$

[2.D.2]

- elementenmethode $\gamma_{d2} = 1,0$

waarin n_{opdruk} de minimale opdrukveiligheid in het achterland is; de formule geldt voor waarden van de opdrukveiligheid tussen 1,0 en 1,2.

Aan deze formule ligt geen wetenschappelijke analyse ten grondslag, zij dient slechts om de continuïteit in de rekenresultaten te waarborgen.

Bijgevolg bedraagt de modelfactor:

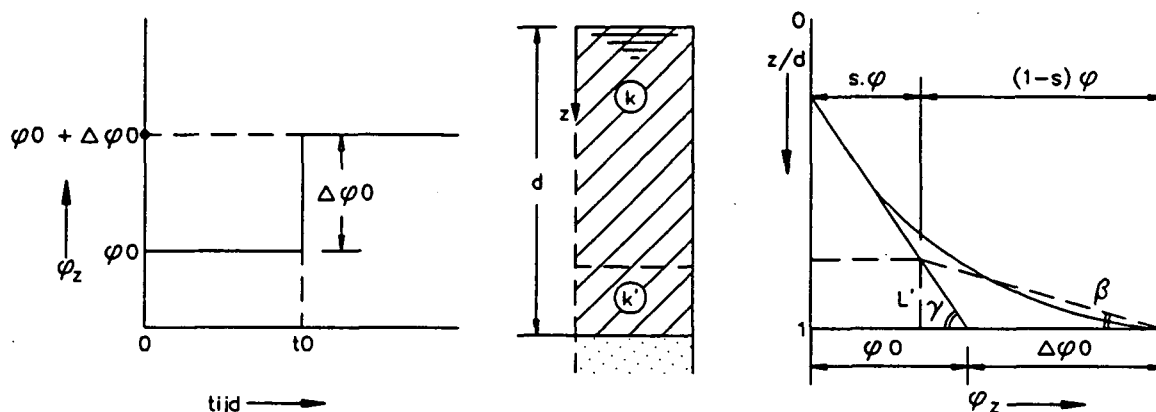
- $\gamma_d = 1,0$ in geval van een gedraineerde Bishop berekening
- $\gamma_d = 0,9$ in geval van een drukstaafberekening bij een opdrukveiligheid $n = 1,2$
- $\gamma_d = 1,0$ in geval van een drukstaafberekening bij een opdrukveiligheid $n = 1,0$
- $\gamma_d = 1,0$ elementenmethode

2.D.5 Stabiliteit in de opgedrukte lagen in een situatie met opdrijven

Niet alleen langs de bovenkant van de watervoerende zandlaag, maar ook in de opgedrukte lagen zelf kunnen zich glijvlakken ontwikkelen. De stabiliteit langs deze glijvlakken dient te worden gecontroleerd. Voor de berekening kan gebruik gemaakt worden van de methode Bishop, die geldt voor cirkelvormige glijvlakken.

Bij berekeningen van de stabiliteit bij opdrijfcondities met de elementenmethode wordt de stabiliteit van de ondiepere glijvlakken impliciet in beschouwing genomen. Een afzonderlijke controle met de methode Bishop is in dat geval niet noodzakelijk.

Van belang voor de schematisatie van de waterspanningen is de indringlengte, de lengte waarover de waterspanningen in het afdekkend pakket worden bepaald door de stijghoogte in de watervoerende zandlaag.



Figuur 2.D.1

toename waterspanning in afdekkend pakket met dikte d in reactie op sprongvormige verhoging waterspanning in watervoerend pakket van ϕ_0 tot $\phi_0 + \Delta\phi_0$; schematisatie tot twee lagensysteem

In Leidraad 1, appendix C, wordt uiteengezet hoe de indringlengte L' kan worden berekend. Meer informatie is te vinden in Leidraad 2, appendix C-3. Daar wordt opgemerkt dat het in beschouwing nemen van het consolidatieproces voor tijdsafhankelijke potentiaalvariaties alleen winst oplevert wanneer de tijd $(t - t_0)$ kleiner is dan de hydrodynamische periode t_h (geldend voor ontlasten) van de afdeklaag.

De indringlengte wordt expliciet in de drukstaafberekening ingevoerd als grondlaag met dikte L' boven het pleistocene zand. In principe kan met de elementenmethode het waterspanningsverloop in het slappe lagen pakket exact worden berekend. Hiertoe dient een consolidatieberekening in het rekenproces te worden ingelast. Op het moment (eind 1993) is echter nog weinig ervaring opgedaan met deze rekenwijze.

2.E AFSCHUIVEN BINNENTALUD DOOR OVERSLAG EN INFILTRATIE

2.E.1 Inleiding

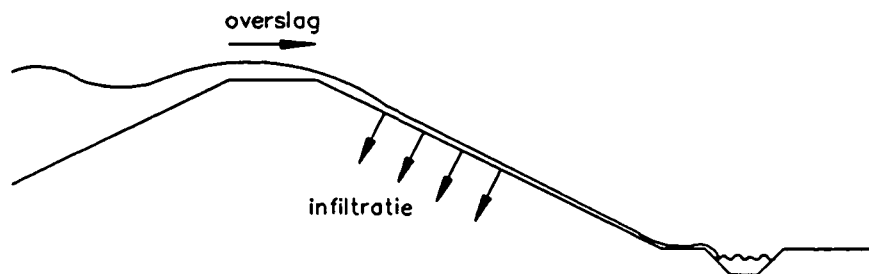
Bij toepassing van taluds die steiler dan 1:3 zijn, bestaat het gevaar op instabiliteit ten gevolge van infiltratie door overslag. In deze bijlage wordt aangegeven hoe een dijk kan worden gedimensioneerd, zodanig dat hij stabiel is voor stabiliteitsverlies ten gevolge van infiltratie.

2.E.2 Historie

Bij de watersnoodramp van 1953 zijn veel Zeeuwse dijken bezweken door afschuiven van het binnentalud onder invloed van overslag. Als er water over de kruin van een dijk langs het binnentalud stroomt, infiltreert dit water in het grondlichaam. Hierdoor verzadigt de grond. Door de toename van de waterspanning neemt de korrelspanning af. Als bij dit proces de schuifspanning constant blijft, bezwijkt de grond, omdat de verhouding tussen de schuifspanning en de normaalspanning groter wordt dan de grond kan mobiliseren. Dat het bij de Zeeuwse dijken mis ging, was voornamelijk gelegen aan het feit dat het binnentalud van dijken zo steil was.

2.E.3 De verschijnselen overslag, infiltratie en afschuiven

Overslag is in feite niets anders dan water dat bij een hoge waterstand al dan niet door golven over de kruin van de dijk stroomt. Enerzijds veroorzaakt het stromende water erosie van het oppervlak van de dijk (paragraaf 2.5.2 en bijlage 2.F). Anderzijds kan het water ook binnendringen in de dijk: infiltratie, zie figuur 2.E.1. Afhankelijk van de opbouw van de dijk kunnen er verschillende vormen van instabiliteit ontstaan. Deze worden in de volgende alinea beschreven. Als in dit hoofdstuk over overslag als een bezwijkmechanisme wordt gesproken, wordt een mechanisme bedoeld, dat uit twee begrippen bestaat: de infiltratie met daaropvolgend verlies van stabiliteit door afschuiven.



Figuur 2.E.1 Overslag en infiltratie

2.E.3.1 Bezwijken

Het bezwijkmechanisme wordt gestart door infiltratie. Voordat de korrelspanning zodanig is afgenomen, dat de dijk kan bezwijken, zal er eerst een aanzienlijke hoeveelheid water in de dijk moeten binnendringen. De dikte van de waterlaag op de kruin en het talud is daarbij van weinig belang. Zolang de dijk maar bedekt is met water sijpelt dit water de dijk in. Gezien de doorlatendheid van de afdekkende kleilaag kan het wel enige tijd duren eer er voldoende water de dijk is ingestroomd om de dijk te laten bezwijken. De factor tijd is dus erg belangrijk.

2.E.3.2 Waarnemingen

In Denemarken heeft 'Kystinspektoratet' een full scale overslagproef uitgevoerd. Er worden bij die proef twee mechanismen waargenomen. Het eerste veroorzaakt relatief kleine vervormingen, het tweede wordt geïnitieerd door het eerste mechanisme en zorgt voor grootschalige vervormingen.

Door infiltratie neemt de korrelspanning af. Dit is het eerste mechanisme. Er ontstaan kleine vervormingen. De bovenste laag van het binnentalud deformeert en wel het sterkst onderaan bij de teen. Nabij de kruin van de dijk ontstaat er als gevolg van deze vervorming een scheur, min of meer parallel aan de kruin van de dijk. Deze parallelscheur is karakteristiek voor beginnende instabiliteit door overslag.

Het tweede mechanisme wordt gevormd door het binnendringen van water via die parallelscheur. Het gedeeltelijk omleiden van de waterstroom door die parallelscheur veroorzaakt een versneld proces, een soort kettingreactie. Het debiet door de scheur geeft aanleiding tot weer iets meer vervorming, waardoor de scheur breder en dieper wordt. Hierdoor kan er nog meer water via de scheur in de dijk lopen. Uiteindelijk stroomt vrijwel al het overslaande water via de parallelscheur de dijk in. De druk onder de afdekkende kleilaag loopt hierdoor op, vooral aan de teen. Uiteindelijk scheurt de toplaag, waarna een grootschalige, tamelijk ondiepe afschuiving plaatsvindt.

Ook bij de watersnoodramp in 1953 zijn deze parallelscheuren ook waargenomen. In sommige gevallen waren door de beheerders zeildoeken over de scheuren heengelegd. Dit heeft veelal het bezwijken van de dijken weten te vertragen en soms verhinderen.

De opbouw van een dijk speelt een belangrijke rol. Bij zanddijken is het essentieel voor het bovenbeschreven mechanisme dat er zich water in de kern van de dijk kan verzamelen. Indien in de teen van het binnentalud een goed werkende drainconstructie is aangebracht, zal de waterspanning in de kern nauwelijks kunnen oplopen. Dit verhindert de vorming van de parallelscheur en de daarmee gepaard gaande grootschalige vervormingen.

2.E.4 Dimensionering

2.E.4.1 Leidraad en overslagdebiet

In Leidraad 1 (blz. 131, paragraaf 11.4.2) wordt de invloed van infiltrerend water op de grondmechanische stabiliteit behandeld. Bij overslag worden drie overslagdebieten: 0,1, 1 en 10 l/m/s genoemd. Deze debieten hebben echter voor de dimensionering op infiltratie geen betekenis. Slechts van belang is dat er voldoende water op het talud aanwezig is, om voor infiltratie te kunnen zorgen.

Momenteel (1994) ontbreekt een gevalideerd rekenmodel om de verschijnselen die bij overslag optreden, te kunnen kwantificeren. Dit is er de oorzaak van dat veel dijken op overslag worden overgedimensioneerd. Als over enkele jaren een kwantitatief rekenmodel beschikbaar is, kan een dijk desgewenst op beperkte overslag worden gedimensioneerd.

Voorlopig mag echter worden aangenomen dat bij een overslagdebiet kleiner of gelijk aan 0,1 l/m/s niet voldoende infiltratie optreedt om een verhoogde waterspanning in een potentiëel glijvlak te doen ontstaan. Er is dan geen gevaar voor afschuiven door overslag en infiltratie.

2.E.4.2 Schematisering: de opbouw van de dijken

Belangrijke aspecten bij afschuiven door infiltratie ten gevolge van overslag als bezwijkmechanisme zijn de helling van het binnentalud en de opbouw van de dijk. Er kunnen bij de opbouw van de dijk twee karakteristieke situaties worden gezien.

- 1 De dijk bestaat uit een kleikern, afgedekt met een laag doorgroeide klei.
- 2 De dijk heeft een zandige kern, afgedekt met een kleiige laag.

De opbouw van een dijk heeft invloed op het faalmechanisme. Bij een kleidijk is vanwege de begroeiing van de toplaag de klei meer doorlatend dan de klei in de kern. Scheurtjes en wortelkanalen creëren een voor klei vrij hoge doorlatendheid van de orde van 10^{-5} tot 10^{-4} m/s. Bij overslag infiltreert water juist het sterkst in die doorgroeide laag, waardoor de waterspanning oploopt. De korrelspanning neemt diensgevolge zoveel af, dat een glijvlak kan ontstaan. Bij een wat steiler talud schuift de toplaag over de kleikern. Het glijvlak ligt tamelijk ondiep, meestal binnen een meter onder het maaiveld, parallel aan het talud gericht. Deze vorm van het faalmechanisme is bij veel dijken tijdens de watersnoodramp van 1953 opgetreden.

Ook bij een dijk met een zandige kern en een afdekkende kleilaag kan infiltratie de oorzaak van het bezwijken door overslag zijn. Door scheurtjes en begroeiing is de doorlatendheid van de toplaag vaak maar weinig minder dan die van de zandige kern. Bovendien is de doorlatendheid sterk anisotroop. In de

richting loodrecht op het talud is de doorlatendheidswaarde veel groter dan in de richting langs het talud. Door deze anisotropie stroomt er relatief weinig water door de top laag evenwijdig aan het talud, het meeste zakt de zandige kern in. Als de kern niet is gedraineerd, neemt de waterspanning in de kern toe, waardoor de korrelspanning afneemt. Als er steeds meer water de dijk in infiltreert, kan er zelfs een overdruk over de top laag ontstaan. Deze kan de top laag oplichten, waarna de top laag langs het talud naar beneden schuift. Er treedt een glijvlak op in de directe nabijheid van het scheidingssvlak tussen de zandige kern en de kleiige top laag.

2.E.4.3 Thema van deze bijlage

Centraal in deze bijlage staat het vraagstuk of steile binnentaluds kunnen worden toegepast. Bij een gegeven geometrie en grondslag wordt er een uitdrukking gezocht voor de taludhelling, waarbij het talud nog net stabiel is: de kritieke taludhelling.

Als een dijk door overslag bezwijkt, is dat in feite een probleem van onvoldoende stabiliteit. Om de voorwaarde voor stabiliteit te vinden, wordt gebruik gemaakt van rekenmodellen. Deze kunnen in twee categorieën worden verdeeld.

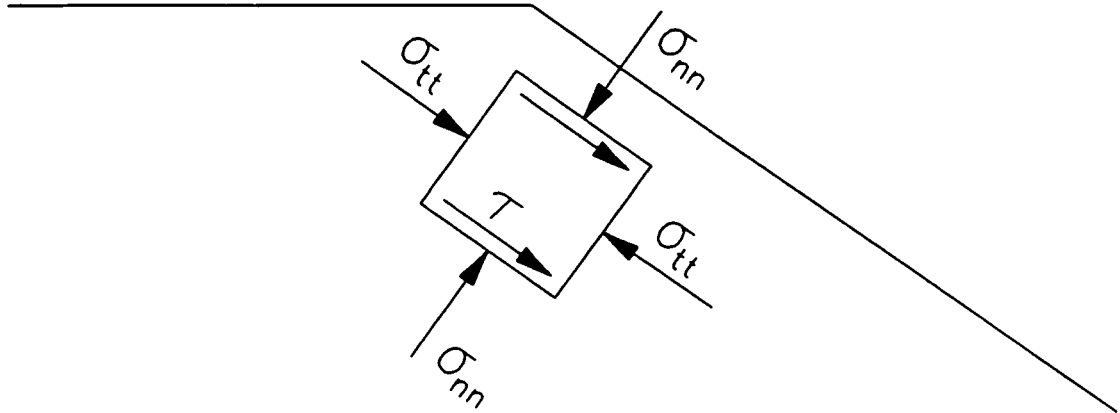
Onder bepaalde vereenvoudigde aannamen is het mogelijk het stabiliteitsprobleem analytisch op te lossen. Dit betekent dat er een directe uitdrukking van de kritieke taludhelling als functie van de grondparameters en geometrie wordt gevonden.

Als deze vereenvoudigingen te grof zijn en er bijvoorbeeld met de gelaagdheid van de dijkopbouw rekening moet worden genomen, moet toevlucht worden genomen tot numerieke oplossingen. Hiermee wordt bij gegeven grondparameters en geometrie de stabiliteit van de dijk berekend. Een kritieke taludhelling kan pas worden gevonden, door herhaald berekeningen uit te voeren met steeds hogere of lagere taludhellingen.

2.E.5 Analytische aanpak

Een aanzet voor het voorspellen van waterspanningen in dijken is in 1934 gegeven door A.S. Keverling Buisman en G.H. van Mourik Broekman [Keverling Buisman en van Mourik Broekman, 1934]. Bij het onderzoek naar de oorzaken van de watersnoodramp van 1953 heeft K. Joustra [Joustra, 1960] een verklaring gegeven voor het bezwijken van de dijken in termen van de stabiliteit van het binnentalud. T. Edelman [Edelman, 1960] heeft later Joustra's werk uitgebreid en voorzien van een kritieke laagdikte van het stromende water op het binnentalud. Door de snelle opeenvolging van twee artikelen in februari respectievelijk maart 1960 over de effecten van overslag is verwarring ontstaan. Algemeen wordt er nu gesproken over de benadering van Edelman, terwijl het eigenlijk het werk van beiden is.

Joustra en Edelman gaan uit van een één-dimensionale situatie. Uit visuele waarnemingen van bezweken dijken constateren zij dat er een schuifvlak parallel aan het talud optreedt. Die waarneming leidt tot een vereenvoudiging van de spannings-situatie. Er worden slechts twee spanningen beschouwd: de normaalspanning loodrecht op het talud (σ_{nn}) en de schuifspanning (τ), parallel daaraan, zie figuur 2.E.2



Figuur 2.E.2 De spanningen

Als beschrijving voor het bezwijken van de grond wordt een Mohr-Coulomb model gebruikt. Zodra de schuifspanning de maximaal mobiliseerbare schuifweerstand overschrijdt, bezwijkt de dijk. Voor een cohesielooz materiaal komt het criterium neer op, zie vergelijking [2.E.1]:

$$\operatorname{tg}(\alpha) = \frac{\rho - \rho_w}{\rho} \operatorname{tg}(\phi) \quad [2.E.1]$$

waarbij α de hoek van het binnentalud is, en ϕ de hoek van inwendige wrijving en ρ en ρ_w de volumieke massa van de grond respectievelijk water.

Voor een cohesief materiaal wordt gevonden:

$$\operatorname{tg}(\alpha) = \frac{\rho - \rho_w}{\rho} \operatorname{tg}(\phi) + \frac{c}{\rho * g * d * \cos(\alpha)} \quad [2.E.2]$$

met c de cohesie en d de diepte van het schuifvlak, gemeten loodrecht op het talud. Cohesie maakt de situatie gunstiger. Echter naarmate het schuifvlak dieper ligt, wordt de invloed van de cohesie geringer.

Volledigheidshalve wordt hier nog gememoreerd dat noch het concept van de kritieke waterlaagdikte, noch de tweelaags benadering uit Edelmans artikel juist is.

2.E.5.1 Aannamen en beperkingen.

Joustra en Edelman gebruiken beide een één-dimensionale geometrie. Het talud is oneindig lang. Daarom houden zij geen rekening met de normaalspanningen parallel aan het talud (σ_{tt}), zie figuur 2.E.2. Deze spanningen zijn bij een oneindig lang talud tegengesteld aan elkaar gericht en van gelijke grootte.

Die aanname leidt tot de gevolgtrekking, dat het glijvlak parallel aan het talud loopt: alleen de normaalspanning loodrecht op het talud (σ_{nn}) wordt in de beschouwing betrokken. Hierdoor wordt een vereenvoudiging van de theorie bewerkstelligd, die bij een homogene opbouw van de dijk tot een analytische relatie tussen de kritieke taludhelling en grondparameters leidt.

In de praktijk is een talud niet oneindig lang. Een dijk heeft een teen en een kruin. De teen zorgt voor extra steun, waardoor de stabiliteit van een moot grond aan de onderzijde van het talud gunstiger is dan bij een oneindig lang talud. Naarmate het talud korter is, is dit effect van groter belang. De eindige lengte van het talud geeft aan de benadering van Joustra en Edelman nog enige extra veiligheid.

Bovenstaande aanname, dat geen rekening gehouden hoeft te worden met de normaalspanningen parallel aan het talud (σ_{tt}), is ook in ander opzicht een beperking. Glijvlakken kunnen in principe ook optreden in andere richtingen dan parallel aan het talud. Indien het double sliding model als grondmodel wordt toegepast, moet met beide normaalspanningen (σ_{tt} en σ_{nn}) en de schuif-spanning (τ) rekening worden gehouden, zie figuur 2.E.2. en zal blijken dat er ook twee faalcriteria zijn. Afhankelijk van de verhouding tussen beide normaalspanningen, kan eerst falen langs een ander glijvlak optreden. Dan zullen de grondelementen echter (plastisch) vervormen en zal de normaalspanning parallel aan het talud (σ_{tt}) zodanig wijzigen dat het faalcriterium met σ_{nn} , zoals dat door Joustra en Edelman wordt gebruikt maatgevend wordt. Visuele waarnemingen van bezweken dijken (o.a. bij de watersnoodramp van 1953 en de overslagproef van het Deense 'Kystinspektoratet') ondersteunen dit: eerst treedt enige vervorming op; daarna schuift de top laag min of meer als een geheel langs de dijk af, vergelijkbaar met een traploper zonder roeden.

Het talud wordt homogeen verondersteld. Ook dat is niet altijd het geval. Voor de afdeklaag van een dijk wordt in de praktijk meestal een ander materiaal gebruikt dan voor de kern. Voor de berekening gaan Joustra en Edelman er van uit, dat de grond volledig verzadigd is. Bij de dimensionering cq gebruik van vergelijkingen [2.E.1] en [2.E.2] moet er dus van de grondeigenschappen worden gebruik gemaakt, zoals die zijn bepaald bij volledige verzadiging. Voor de dikte van de laag cohesief materiaal uit vergelijking [2.E.2] wordt de dikte van de top laag aangehouden. Deze bedraagt vaak 1 m.

2.E.5.2 Partiele veiligheidsfactoren

Aanbevolen wordt bij toepassing van de benadering van Joustra en Edelman een factor voor modelonzekerheden, γ_d , en een schadefactor, γ_n , beide van 1,1 aan te houden. Het criterium luidt:

$$tg(\alpha) = \frac{\left[\frac{\rho - \rho_v}{\rho} tg(\phi) + \frac{c}{\rho * g * d * \cos(\alpha)} \right]}{\gamma_d * \gamma_n} \quad [2.E.3]$$

2.E.6 Numerieke methoden.

Numerieke methoden worden toegepast vanwege de bovengenoemde beperkingen van het analytisch model:

- Invloed teen
- Spanningstoestand
- Inhomogene geometrie

De invloed van de teen op spanningstoestand is in de paragraaf "Analytische aanpak" al ter sprake gekomen. Numerieke methoden laten toe die invloed te kwantificeren. In deze paragraaf wordt de aandacht geconcentreerd op de schematisatie van het stabiliteitsprobleem. Het voornaamste punt is de opbouw van het grondlichaam.

2.E.6.1 Schematisatie

Er zijn drie mogelijkheden voor de opbouw van het grondlichaam. Deze worden gevormd door combinaties van doorlatendheden van de top laag en de daar onderliggende laag.

- homogeen: de doorlatendheid van de top laag is gelijk aan die van de onderliggende laag.
- inhomogeen: de doorlatendheid van de top laag is groter of kleiner dan de doorlatendheid van de onderliggende laag.

Bij het inhomogene geval kan worden gedacht aan een dijk met een kern van klei en een top laag uit doorgroeide klei cq. een dijk met een zandkern en een afdekking uit kleiig materiaal. In werkelijkheid is de situatie vaak nog wat gecompliceerder, maar deze schematisatie is voldoende om de verschillende bezwijkmechanismen aan te geven. Deze worden in de volgende alinea beschreven.

Bij een homogene opbouw is er niets bijzonders aan de hand. De dijk bezwijkt door afname van de korrelspanning bij gelijkblijvende schuifspanning: het klassieke glijvlak. Meestal zal de opbouw van de dijk inhomogeen zijn. Bij een inhomogene opbouw zijn er twee mogelijkheden: de doorlatendheid van de kern van de dijk is hoger of lager dan die van de afdekkende kleilaag. Indien de doorlatendheid van de kern lager is dan die van de top laag, ligt het glijvlak ondiep in het talud, nl. in de top laag. Bij een relatief doorlatende kern ten opzichte van de top laag lijkt het bezwijkmechanisme enigszins op het bezwijken van een buitentalud bij een snelle verlaging van de

waterstand. In de directe omgeving van de scheiding tussen de kern en de toplaag ontstaat een glijvlak.

Opgemerkt moet worden dat het lastig is de cohesie van de toplaag, zie vergelijking [2.E.3], te bepalen. Ten eerste moeten er ondiepe monsters worden genomen, die bij een lage spanningstoestand moeten worden beproefd. Ten tweede voegt het wortelstelsel van de begroeiing extra cohesie aan de grond toe. Ten derde is de grond door weersinsvloeden en begroeiing op een macroscopische schaal (orde een halve meter) inhomogeen. Daarom zouden parameters moeten worden bepaald van zeer grote monsters.

Naast de kwalitatieve beschrijving van het bezwijken is ook een kwantitatieve beschrijving mogelijk. Hiervoor kunnen verschillende methoden worden gehanteerd.

2.E.6.2 Bishop met grondwaterstroming.

Als allereenvoudigste methode kan een glijvlakberekening volgens de methode van Bishop worden gebruikt. Deze maakt expliciet gebruik van de veronderstelling dat het glijvlak een cirkelvorm bezit. Men zou nu dezelfde, één-dimensionale ruimtelijke drukverdeling van het poriewater kunnen aannemen als aangenomen door Joustra en Edelman. In werkelijkheid is die verdeling echter twee-dimensionaal, vooral bij een inhomogene opbouw van het grondlichaam. Dit beïnvloedt de korrelspanning. Bij de oplossing van de stabiliteit verschuift de glijcirkel daardoor ten opzichte van de ligging bij een hydrostatische drukverdeling.

Om hiermee rekening te houden wordt allereerst de grondwaterstroming berekend. De freatische lijn wordt verondersteld op de kruin en het binnentalud samen te vallen met het maaiveld. Voor het buitentalud wordt aangenomen dat de waterstand gelijk is aan de hoogte van de kruin. De methode van oplossen gaat met eindige elementen. De oplossing bestaat uit de druk in de knopen van de elementen. Deze drukken dienen als invoer voor het stabiliteitsprogramma, dat een vergelijkbaar verloop heeft als bij een hydrostatische drukverdeling. In plaats van de hydrostatische drukken worden de drukken uit het grondwaterstromingsprobleem gebruikt.

Als invoerparameters zijn voor het oplossen van de stabiliteit naast de reguliere parameters zoals bovenstaand beschreven, ook de doorlatendheid van de verschillende lagen, waaruit de dijk is opgebouwd, benodigd. Opgemerkt dient nog te worden dat er bij infiltratie sprake is van onverzadigde grondwaterstroming. Er wordt bij de berekeningen aangenomen dat er wel verzadigde stroming optreedt.

Zowel de drukken ten gevolge van de grondwaterstroming als de stabiliteit kunnen met een PC worden berekend. Arbeidsintensief bij deze methode is, dat de drukken, die uit het grondwaterstromingsprobleem komen, in het stabiliteitsprogramma moeten worden ingevoerd. Voor de grondwaterstroming kan worden gebruik gemaakt van een programma zoals MSEP. Voor de stabi-

liteit kan een programma zoals MSTAB worden gebruikt. Beide programma's hebben een optie om de berekende drukken aan elkaar te kunnen doorgeven respectievelijk overnemen.

2.E.6.3 Simultaan oplossen met geïntegreerd eindige elementen model

Bij de bovenbeschreven methoden werd de grondwaterstroming gescheiden van de stabiliteit berekend. Beide kunnen ook simultaan berekend worden in één, geïntegreerd eindige elementen model. De oplossing van het grondwaterstromingsprobleem is niet essentieel anders dan in de vorige paragraaf; de oplossing van de stabiliteit echter wel.

Bij Bishop wordt impliciet een aanname gedaan over de normaalspanning parallel aan het talud (σ_{tt}). Hier wordt die spanning berekend. Bij Bishop kan ook geen rekening worden gehouden met de waterspanning, die wordt gegenereerd door de vervorming van de grond (dilatantie). Hier kan dat wel gedaan worden. Anders dan Bishop, berekent het eindige elementen model ook de vervormingen van de grond.

Net als bij Bishop wordt als criterium voor de stabiliteit van de dijk gevormd door een Mohr-Coulomb model. Bij berekeningen van het type Bishop wordt echter expliciet aangenomen dat de grond langs een glijcirkel bezwijkt. Bij de simultane oplossing ligt de vorm van het glijvlak niet vast. Als de grond in een voldoende groot aantal elementen is bezweken, vormt zich uit die elementen vanzelf een glijvlak.

Ook bij dit type berekening moet worden gerealiseerd dat er tijdens infiltratie sprake is van onverzadigde grondwaterstroming, terwijl met verzadigde stroming wordt gerekend.

Er zijn thans eindige elementen modellen waarvan de toepassing niet essentieel lastiger is dan het Bishop model en die op een krachtige PC kunnen worden uitgevoerd. Interpretatie van dergelijke berekeningen is echter wat complexer dan bij het type Bishopberekeningen.

2.E.7 Het ontwerpproces

De dimensionering van het binnentalud is een iteratief proces. Door toepassing van numerieke methoden kan geen analytische uitdrukking voor de kritieke taludhelling als functie van de grondparameters worden gevonden. De dimensionering bestaat uit afzonderlijke berekeningen. Na iedere berekening vindt een toetsing plaats. Indien de constructie nog niet veilig is, kan hetzij nauwkeuriger berekeningen worden uitgevoerd, hetzij het ontwerp worden aangepast.

Als na successievelijk nauwkeuriger berekeningen te hebben uitgevoerd blijkt dat het ontwerp nog steeds onvoldoende stabiel is, moet dit worden aangepast. De randvoorwaarden, bijvoorbeeld kosten, ruimtebeslag of inpassing in het landschap, zullen de richting aangeven, waarin de aanpassing van het ontwerp zal plaatsvinden.

Vaak bestaat 'de' oplossing niet. Een constructeur is gewend om bij geotechnische instabiliteit van een talud te denken aan een te steile constructie met te slappe (onder)grond. Hij zal daarom ook bij instabiliteit door overslag snel geneigd zijn een bekend recept toe te passen: te weten het talud flauwer maken. Dat is natuurlijk een oplossing, maar niet de enige. Als het talud vanwege overslag instabiel is, kan naast bestrijding van de symptomen (flauwer talud) ook de oorzaak van de instabiliteit worden aangepakt. Het feit dat overslag maatgevend is betekent dat de hoogte van de dijk eigenlijk te laag is.

Een alternatieve oplossing, nl. een kleine verhoging van de dijk, leidt tot een sterke afname van het overslagdebiet. Dit is zeker bij de bovenrivieren het geval, omdat daar zowel golfhoogte als diens variatie tamelijk klein zijn. Indien het overslagdebiet 0.1 l/m's of minder is, behoeft een dijk niet meer op afschuiven door overslag en infiltratie te worden gedimensioneerd, zodat het binnentalud wellicht steiler kan worden.

Ter illustratie van de voordelen van een kleine verhoging wordt een dijk beschouwd, met een kruinhoogte van 5 m boven maaiveld en een talud van 1÷3. Ten gevolge van overslag wordt berekend dat dit talud instabiel is, waardoor eigenlijk een helling van 1÷3,5 nodig zou zijn. De basis van de dijk zou bij een verflauwing van het talud breder worden. Echter door een verhoging van de kruin tot 5,5 m boven maaiveld toe te passen speelt overslag geen rol van betekenis meer, zodat een binnentalud van 1÷2 kan worden gekozen, althans vanwege dit faalcriterium. Dit heeft twee voordelen: ruimtebeslag en kosten. Het talud wordt 6,5 m smaller (11 m in plaats van 17,5 m), waardoor wellicht bebouwing, die volgens de geldende normen als waardevol wordt betiteld, niet hoeft te worden onteigend en gesloopt. Tevens wordt een steil talud bij de huidige inzichten landschappelijk aantrekkelijker gevonden dan een flauw talud. Tenslotte kan een steil talud tot een kostenbesparing aan bouw materiaal leiden.

De volgende berekeningsstappen in het constructieproces dienen achtereenvolgens te worden doorlopen. Na iedere stap wordt het ontwerp getoetst. Indien de dijk voldoet aan het toetsingscriterium, is de dimensionering op afschuiven door overslag en infiltratie in principe klaar. Deze criteria vormen slechts een klein onderdeel van het gehele ontwerpproces. Er dient daarnaast nog te worden nagegaan of andere bezwijkmechanismen, bijvoorbeeld erosie, worden voorkomen bij het voorgestelde ontwerp en of beheer en onderhoud geen overwegende problemen opleveren.

De criteria in onderstaande stappen zijn steeds scherper, dat wil zeggen dat er steeds minder verborgen veiligheid in het ontwerp zit. Als niet aan een criterium uit een bepaalde stap is voldaan, kan naar de volgende stap worden overgeschakeld. Alternatief is, dat het ontwerp wordt aangepast, als de rekenmethode of zijn parameterbepaling in de volgende stap te hoge kosten met zich zou meebrengen.

2.E.8 Stappenschema in ontwerpproces

Stap 1. Bepaal de maximale overslagdebieten. Indien het overslagdebiet kleiner is dan 0,1 l/m's, en het talud niet uit zand zonder gewas bestaat, behoeft met overslag geen rekening te worden gehouden. Zo niet, ga naar stap 2.

Stap 2. Toets de helling van het binnentalud aan vergelijking [2.E.3]:

$$tg(\alpha) = \frac{\left[\frac{p-p_v}{\rho} tg(\phi) + \frac{c}{\rho * g * d * \cos(\alpha)} \right]}{\gamma_d * \gamma_n} \quad [2.E.3]$$

Bij een inhomogene (gelaagde) opbouw van het talud worden de eigenschappen van de laag gekozen, die de laagste hoek α opleveren. Voor de dikte van de afschuivende laag (d) wordt de dikte van de toplaag genomen.

Indien aan vergelijking [2.E.3] wordt voldaan, is er geen probleem met afschuiven door overslag te verwachten. Indien hieraan niet wordt voldaan, ga naar stap 3.

Stap 3a. Voer een grondwaterstromingsberekening uit en koppel de uitkomsten van die berekening aan de stabiliteitsanalyse volgens de methode van Bishop. Ga uit van een volledig verzadigd talud. Indien de veiligheidsfactor meer dan 1.2 bedraagt, is er geen probleem met overslag te verwachten. Indien de veiligheidsfactor minder dan 1.2 is, ga naar stap 3b.

Stap 3b. Voer een gecombineerde grondwaterstromings- en stabiliteitsberekening uit. Uit de grootte van de deformaties en hun vorm moet worden bepaald of deze toelaatbaar zijn. Indien deze niet toelaatbaar zijn, is het niet mogelijk het voorgestelde talud op de verwachte overslag te dimensioneren. Ga naar stap 4.

Stap 4. Pas het ontwerp aan. Er zijn nu i.h.a. drie mogelijkheden. De eerste is het talud flauwer te maken. De tweede is om de kruinhoogte te vergroten. De derde is een freatische lijn aanpassen door middel van een drainconstructie. Randvoorwaarden kunnen ook andere oplossingen mogelijk maken als ook bovenstaande aanpassingen onmogelijk maken.

Ga weer naar 1.

2.F EROSIE BINNENTALUD

2.F.1 Probleemstelling

Bij een hoog overslagdebiet kan er erosie optreden ten gevolge van langs- of afstromend water. In dit hoofdstuk zal de relatie tussen overslagdebiet, taludhelling, en de categorieën grond en grasmatten worden gelegd. Als drie van de vier parameters zijn gegeven, kan met behulp van de informatie uit dit hoofdstuk de vierde worden bepaald, waarmee een erosiebestendige constructie kan worden gerealiseerd.

2.F.2 Erosie

De definitie van erosie is dat een bewegend medium materiaal verwijderd uit een stilstaand medium. Het geërodeerde materiaal is afkomstig uit het scheidingsvlak tussen beide media. Ten gevolge van erosie wordt vervolgschade (bijvoorbeeld een afschuiving) mogelijk gemaakt. Het bezwijkmechanisme is dan weliswaar afschuiven, erosie heeft dat proces in gang gezet. Een dergelijke vervolgschade wordt echter ook erosie genoemd.

2.F.3 Overslag

Erosie aan het binnentalud van dijken wordt voornamelijk veroorzaakt door water, dat over de kruin heen is gestroomd. Dat water is afkomstig van golfoverslag of overloop. De combinatie van een hoge waterstand en golfoploop op het buitentalud kan overslag opleveren. Vanwege het onregelmatige karakter van golven moet bij overslag worden gedacht aan een verschijnsel, dat onder extreme omstandigheden incidenteel optreedt. Er stroomt zelfs bij een overslagdebiet tot 10 l/m's niet continu water over de kruin van de dijk, dat wil zeggen: het is niet zozeer overloop.

Er wordt van uitgegaan dat het water min of meer gelijkmatig in breedte verspreid over het talud loopt. Er mogen zich geen geulen of stroompjes vormen, waarin de waterstroom zich concentreert. Als er wel geultjes zijn, heeft zich inmiddels een preferent pad gevormd. Er is dan in feite reeds lokale schade ontstaan. Die schade zal nog verder toenemen.

2.F.3.1 Debiet

Om de hoeveelheid overslag te kwantificeren, wordt het overslagdebiet gehanteerd. De grootte van het overslagdebiet is een tijdgemiddelde maar niet het ruimtelijk gemiddelde. De tijdsduur waarover wordt gemiddeld, is enkele honderden golfperiodes. In zo'n interval zal er enkele tientallen keren water over het binnentalud zijn gestroomd.

Over het ruimtelijk gemiddelde kan heel moeilijk een uitspraak worden gedaan. De plaats waar water over een dijk heenstroomt, behoeft niet noodzakelijkerwijs het laagste punt van de dijk te zijn. De plaats waar overslag optreedt, wordt mede door de invalshoek van de golven (refractie) en de geometrie van het voorland bepaald. De plaats, waar op een dijk overslag op-

treedt, kan vooral bij een onregelmatig voorland moeilijk worden voorspeld.

2.F.3.2 Duur

Overslag wordt veroorzaakt door een hoge waterstand op het buitentalud. De tijdsduur verschilt voor een bovenrivierdijk sterk ten opzichte van een benedenrivierdijk. De maatgevende hoogwaterstand op een bovenrivier kan van de orde van 100 uur (dat is ongeveer 4 dagen) aanhouden. Het maatgevende hoogwater bij een benedenrivierdijk ten gevolge van het getij duurt 2 à 3 uur, maar door een storm kan deze periode worden verlengd tot 6 à 8 uur.

De maatgevende hoogwaterstand bij een bovenrivierdijk is het gevolg van gebeurtenissen, die stroomopwaarts hebben plaatsgevonden. Meestal is dat de aanvoer van smelt- of regenwater. Bij een benedenrivierdijk wordt het maatgevende hoogwater meestal veroorzaakt door een storm.

Het optreden van storm en een hoge rivierwaterstand is niet gecorreleerd. Harde wind veroorzaakt evenwel bij een rivier echter wel een verhoogde golfbeweging. Op de rivieren zijn de golven in het algemeen van de orde van een halve meter hoog bij een karakteristieke periode van 2,5 à 3 seconden. Door die golven kan er ook overslag optreden. Daarom wordt er rekening gehouden met het optreden van een periode met harde wind tijdens de maatgevende hoogwaterstand. Die harde wind wordt veroorzaakt door een depressie, waarin een sterk windveld voorkomt. De periode dat er harde wind zal optreden, is gecorreleerd aan het voorbijtrekken van de depressie en dat duurt ongeveer een halve dag. Slechts in een klein gedeelte van die tijd zijn de golven zodanig hoog, dat er overslag optreedt. Ook bij een bovenrivierdijk wordt het binnentalud dus slechts enkele uren (3 à 5 uren) blootgesteld aan een belasting, die erosie kan veroorzaken.

2.F.4 Parameters

Er worden bij het ontwerp vier parameters onderscheiden:

- overslagdebiet
- taludhelling
- type grond
- type grasmat.

Het overslagdebiet en de taludhelling kunnen als de belasting worden beschouwd, het type grond en grasmat zijn sterkteparameters.

2.F.4.1 Belasting

In Leidraad 1 worden drie debieten genoemd, die bij overslag op het binnentalud als karakteristiek voor een klasse van belasting worden beschouwd: 0,1, 1 en 10 l/m's. 0,1 l/m's is heel lichte overslag, vergelijkbaar met een flinke regenbui. 1 l/m's wordt gezien als echte overslag. Een dergelijk debiet kan zelfs onder redelijk gunstige omstandigheden toch nog

schade aanrichten. 10 l/m's wordt als zware overslag aangeduid. Het lopen over de kruin van de dijk is hierbij onverantwoord.

De watersnelheid langs het talud is een maat voor de schuifspanning op de bodem en daarmee een maat voor de erosie. Naarmate het talud steiler wordt, des te groter zal de watersnelheid bij overslag zijn, zodat ook de erosie toeneemt. Helaas moet worden geconstateerd dat er momenteel nog onvoldoende kennis aanwezig is om een relatie tussen de watersnelheid als functie het overslagdebiet en de taludhelling te formuleren. Daarom is het niet mogelijk deze twee belastingsparameters samen te voegen tot één belastingsparameter.

2.F.4.2 Sterkte

De sterkte van de grond wordt kwalitatief opgegeven in erosiegevoeligheidscategorieën. De indeling is afkomstig uit Leidraad 2 en keuringseisen klei voor de dijkbouw [van Ooijen e.a., 1994].

2.F.4.3 Klei

Klei van categorie 1 heeft een vloeigrens groter dan 45% en een plasticiteitsindex die groter is dan $0,73 \times$ (de vloeigrens - 20) en waarbij het zandgehalte lager is dan 40%. Deze "zware klei" is weinig erosiegevoelig.

Klei van categorie 2 heeft een vloeigrens lager dan 45% en een plasticiteitsindex die groter is dan 18% en waarbij het zandgehalte lager is dan 40%. Deze "matig zware klei" is weinig tot matig erosiegevoelig.

Klei van categorie 3 heeft een plasticiteitsindex die lager is dan 18% of lager dan $0,73 \times$ (de vloeigrens - 20) en/of een zandgehalte dat hoger is dan 40%. De grond heeft echter wel een lutumgehalte van tenminste 8%. Deze "heel lichte klei" is sterk erosiegevoelig.

Hieraan is nog toegevoegd grond van categorie 4. Dit is zand met een lutumpercentage kleiner dan 8%. Deze wordt overigens niet vermeld in Leidraad toetsing [van Hijum, 1994].

Grond van de categorieën 1 en 2 mogen bovendien noch meer dan 25% gewichtsverlies door inwerking van HCl vertonen, noch meer dan 8% (gewicht) aan organische stof bevatten. Voor de methode van bepaling van kalk en organisch materiaal wordt verwezen naar de keuringseisen klei voor de dijkbouw [van Ooijen e.a., 1994].

2.F.4.4 Grasmatt

Een tweede, ook kwalitatieve, sterkteparameter is de kwaliteit van de grasmatt. Deze wordt in drie categorieën onderverdeeld. In het algemeen geldt dat een goede grasmatt een homogene bedekking heeft en een goede doorworteling. Vereist voor een goede doorworteling is dat er veel soorten in te vinden zijn.

Dit kunnen zowel grassen als kruiden zijn. Essentieel is dat er weinig voedingsstoffen in de bodem zitten, zie paragraaf 3.4 "Beheer en onderhoud grastaluds".

Voor de indeling van de grassen in drie categorieën, A, B en C, is een matrix opgesteld, zie figuur 2.F.1.

		Doorworteling	
		Sterk	
		Matig	
		Weinig	
50%	70%	85%	100%
		Bedekking	
B	A	A	
C	B	A	
C	C	B	

Figuur 2.F.1 Type grasmat als functie van bedekking en doorworteling

Gras van categorie A kan worden verkregen door waterstaatkundig of natuurtechnisch beheer. Wat dit type beheer inhoudt, is beschreven in paragraaf 3.4.1, zie ook [Fliervoet, 1992].

Gras van categorie B kan worden verkregen door aangepast agrarisch of extensief agrarisch beheer.

Gras van categorie C is meestal het resultaat van intensief agrarisch beheerde grond, of een talud, dat regelmatig en intensief wordt belopen of slecht wordt onderhouden.

Voor de methode van bepaling van de bedekking en de doorworteling wordt verwezen naar [van Hijum, 1994].

2.F.4.5 Steilheid

Een constructie met een steil talud is lastiger te onderhouden. Activiteiten zoals belopen, die bij een flauw talud zonder schade kan geschieden, kunnen bij steile taluds juist aanleiding geven tot schade. Het beheer dient te voorzien in controles en maatregelen om deze schade in een vroeg stadium te kunnen opsporen en herstellen.

2.F.4.6 Vlakheid

Vooral bij hoge belastingen is het belangrijk dat het talud een egaal oppervlak heeft. Indien er in het oppervlak van het talud onregelmatigheden voorkomen, bijvoorbeeld kleine kuilen of hobbels, kan op een dergelijke plaats juist veel erosie ontstaan. Ook rond obstakels, zoals paaltjes of forse graspollen, kan erosie bij een lagere belasting beginnen, dan op een vlak gedeelte.

2.F.5 Indeling

Het feit dat er vier verschillende onafhankelijk van elkaar te variëren parameters zijn, maakt het moeilijk een simpele matrix op te stellen. Deze zou vier-dimensionaal moeten zijn. Daarom wordt een iets andere aanpak gevolgd. Er worden drie discrete overslagdebieten genoemd. Per overslagdebiet wordt een drie-dimensionale matrix getekend, zie de figuren 2.F.2 t/m 2.F.4. Een dergelijke matrix is hier als drie horizontale vlakken in een blok voorgesteld. In het grondvlak van dat blok staan in de lengte de verschillende taludhellingen, te weten 1:1, 1:1,5, 1:2, 1:2,5 en 1:3 en in de breedte de kwaliteit van de grond, aangegeven met de typen 4, 3, 2 en 1. Loodrecht op het grondvlak staat in de hoogte de classificatie van het gras, aangegeven als A, B, C en D. In welke categorie een grasmat thuishoort, wordt bepaald uit figuur 2.F.1. Gras van categorie D is een wat merkwaardige benaming voor gras: er is in dat geval praktisch geen begroeiing aanwezig.

Een toelaatbare combinatie van belasting (taludhelling en overslag) en sterkte (type gras en grond) is aangegeven met een '+' teken, een ontoelaatbare combinatie is aangegeven met een '-' teken. Een factor die niet in deze figuren is aangegeven is de duur van de belasting. Als een '+' teken in de figuren 2.F.2 t/m 2.F.4 is vermeld, betekent dit dat deze combinatie van belasting en sterkte zodanig is, dat tijdens de duur van een extreme belasting de erosie nog zodanig klein is, dat geen schade aan de primaire functie van de constructie zal worden veroorzaakt. Er kan echter wel een behoorlijke erosie zijn optreden, die tot herstelwerkzaamheden noopt. De kans dat een dergelijke schade optreedt is des te groter naar mate de naaste burens van een '+' teken worden gevormd door '-' tekens.

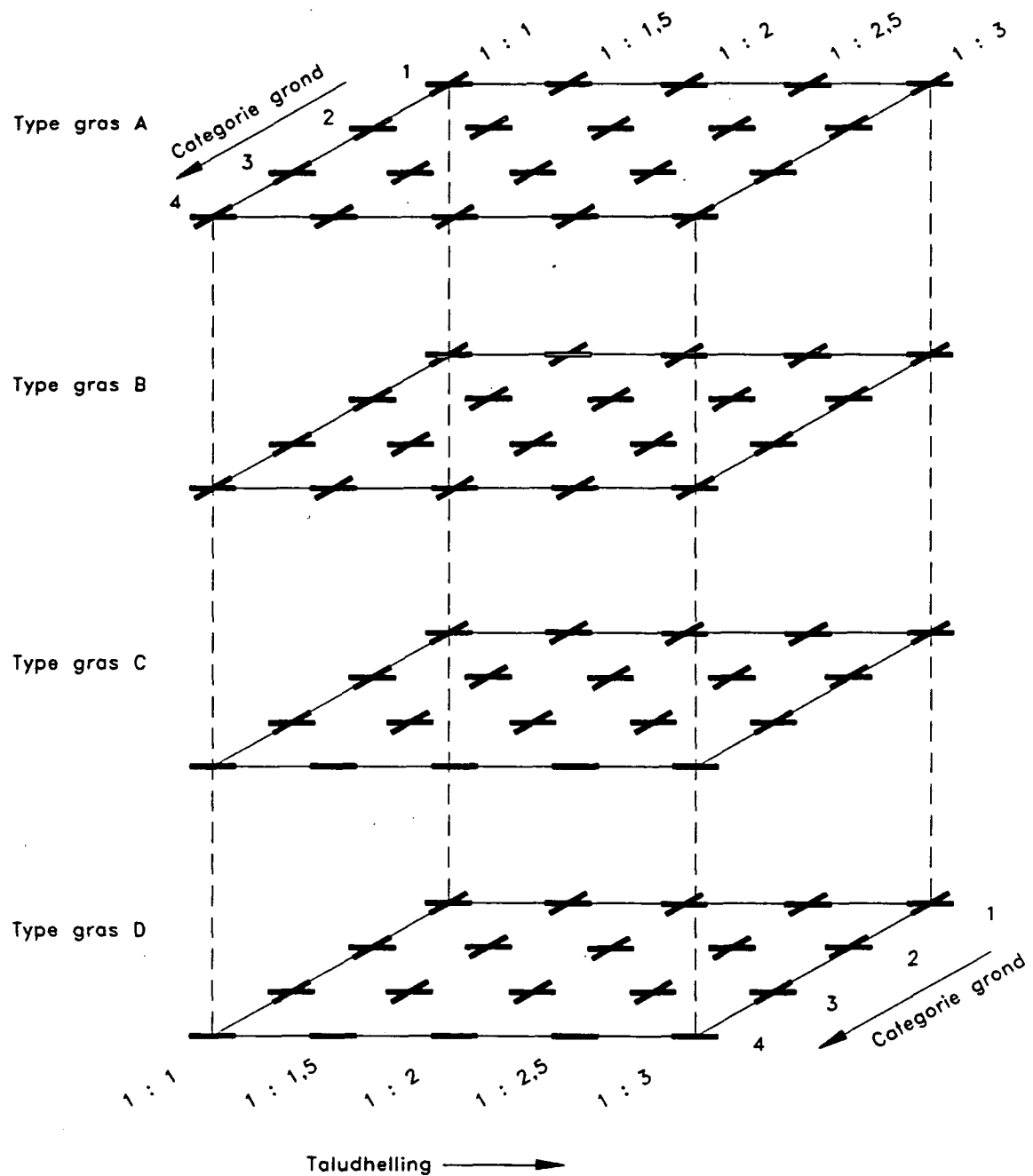
Uit figuur 2.F.2 blijkt dat een debiet van 0.1 l/m's eigenlijk niet als een bijzondere belasting wordt gezien. Het binnentalud wordt niet op erosie aangesproken. Een dergelijk debiet is waterbouwkundig gezien verwaarloosbaar, het treedt reeds bij een zware regenbui op. De tijdsduur van een dergelijke zware regenbui (enkele minuten) is echter klein ten opzichte van de periode, waarin golfoverslag optreedt: enkele uren. Dijken zullen over het algemeen zo worden geconstrueerd, dat er door regen geen merkbare schade optreedt. Indien dat wel het geval zou zijn, zou een waterschap vrijwel wekelijks onderhoud aan de dijk moeten plegen. Derhalve mag wat betreft het verschijnsel erosie bij een te verwachten overslagdebiet van 0.1 l/m's vrijwel iedere grondsoort, ieder type grasbedekking en iedere taludhelling mag worden toegepast, zie figuur 2.F.2. Uitzonde-

ring hierop vormt grond van categorie 4 (zand) bij ontbreken van een grasbedekking.

In de aanlegfase kan het echter voorkomen dat er nog nauwelijks van een grasbedekking sprake kan zijn. Het is dan niet denkbeeldig dat er tijdens een fikse regenbui erosie aan het talud kan optreden. Indien dit ontoelaatbaar is, kan er gebruik worden gemaakt van bijvoorbeeld een doorgroeibaar geotextiel vervaardigd uit jute. In de eerste tijd na de aanleg, als de grasbedekking nog niet zijn volledige sterkte heeft bereikt, levert dit geotextiel additionele sterkte. Het jute verteert later, als de grasmat op sterkte is gekomen.

Debieten van 1 en 10 l/m's, zie figuren 2.F.3 resp. 2.F.4 zijn wel belastingen, waar rekening mee moet worden gehouden. Vooral bij 10 l/m's worden er hoge eisen aan de grasmat gesteld.

Voor de dimensionering van een dijk op erosie wordt van deze figuren uitgegaan. De '+' tekens moeten als een grenstoestand worden beschouwd. Als een talud van 1:2,5 nog met een '+' is aangegeven, maar 1:2 met een '-', dan geldt dat alle taludhellingen tussen 1:2,5 en 1:2 ook met een '-' zijn aangegeven.



Figuur 2.F.2 Combinatie voor taludhelling, grondsoort en gras bij overslagdebiet van 0,1 l/m's

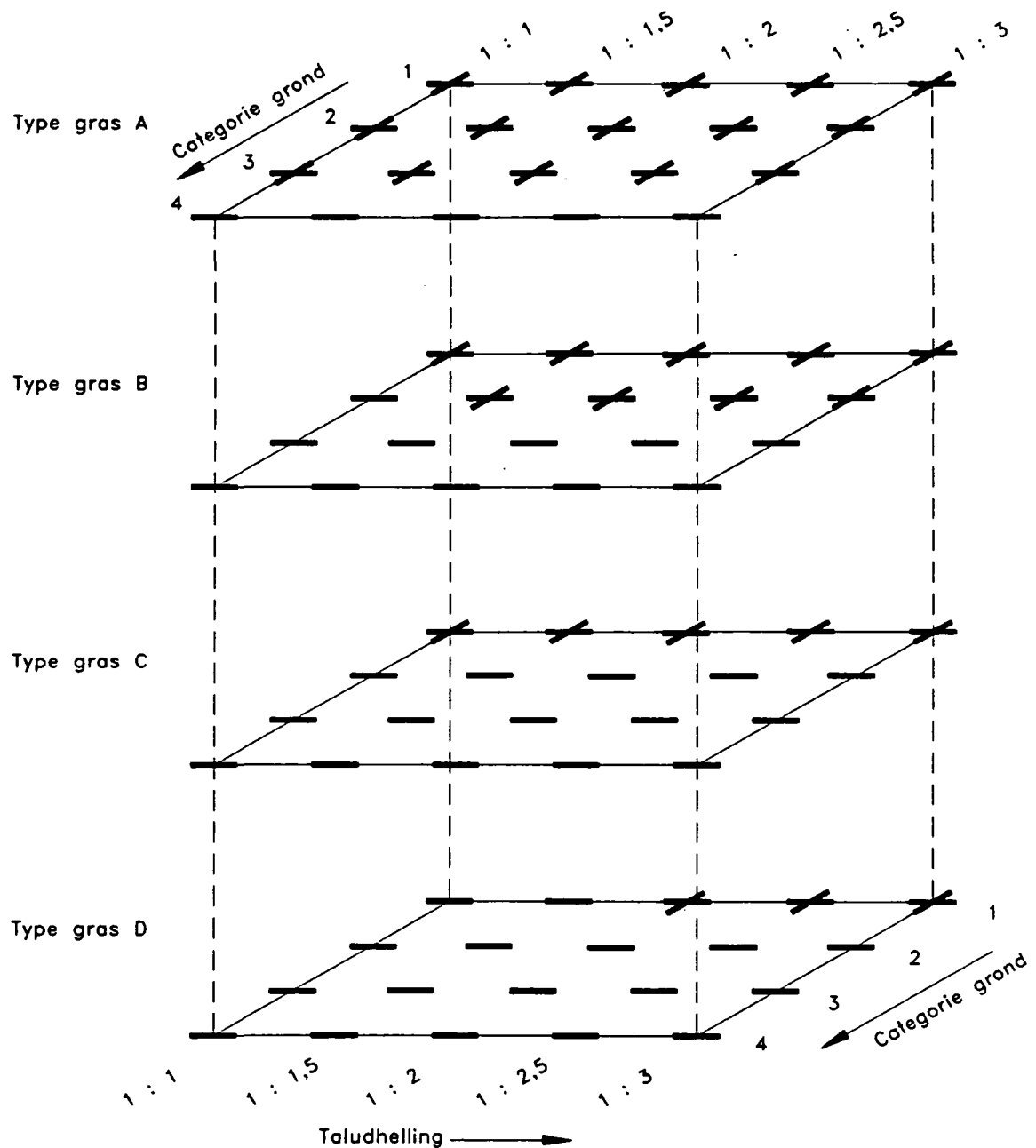
Verklaring:

+ combinatie met aanvaardbaar weinig erosie

- combinatie met te veel erosie

type gras zie 2.F.4.4

categorie grond zie 2.F.4.3



Figuur 2.F.3 Combinatie voor taludhelling, grondsoort en gras bij overslagdebiet van 1,0 l/m's

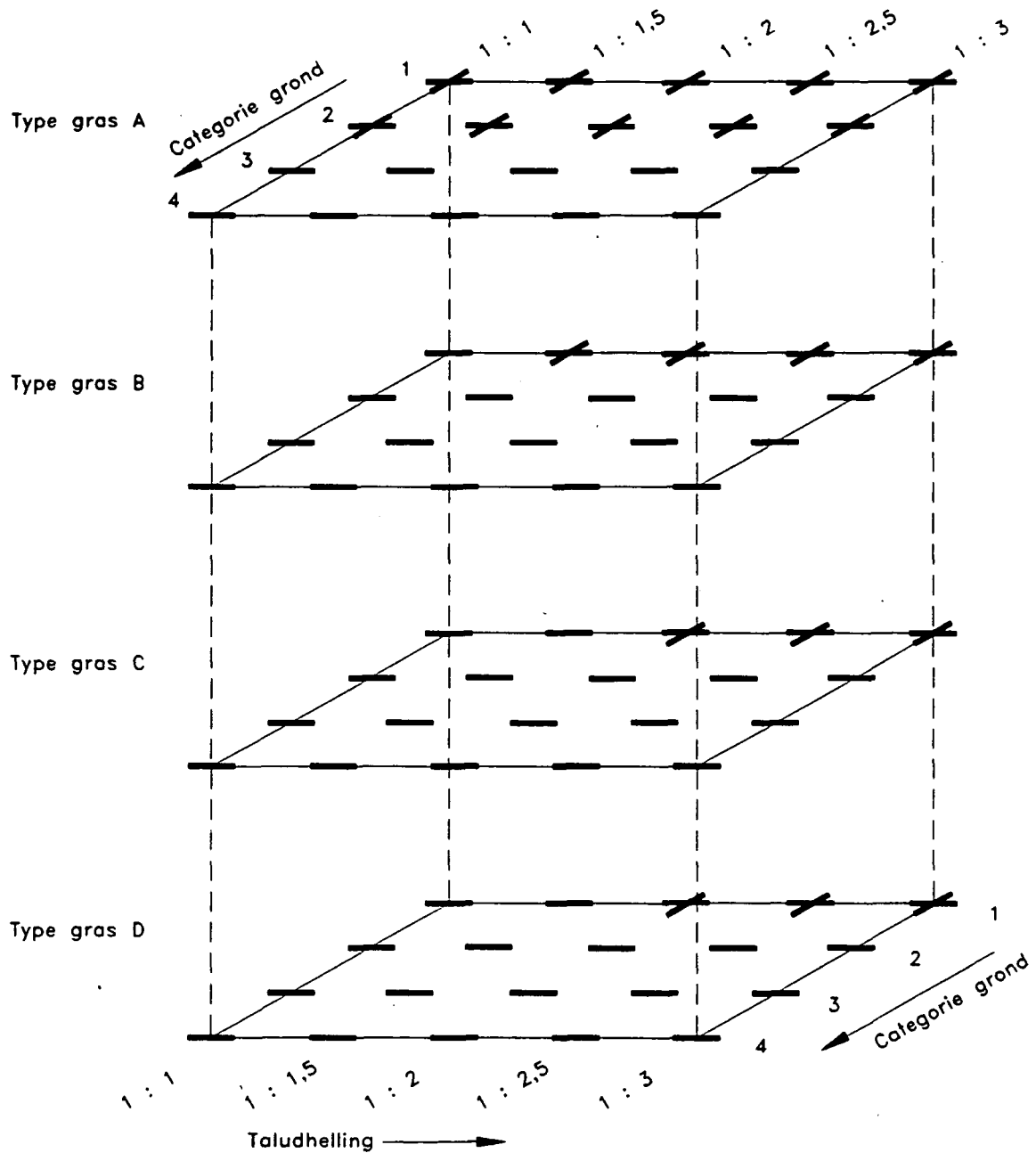
Verklaring:

+ combinatie met aanvaardbaar weinig erosie

- combinatie met te veel erosie

type gras zie 2.F.4.4

categorie grond zie 2.F.4.3



Figuur 2.F.4 Combinatie van taludhelling, grondsoort en gras bij overslag-debiet van 10,0 l/m's

+ combinatie met aanvaardbaar weinig erosie

- combinatie met te veel erosie

type gras zie 2.F.4.4

categorie grond zie 2.F.4.3

2.G TOEPASSING VAN DE NIEUWE PIPINGTHEORIE

Zandmeevoerende wellen (piping) komen voor als waterstroming wordt geconcentreerd op een doorlatende plaats aan de binnentee van een ondoorlatende dijklichaam. Ook bij een ondoorlatende top laag binnendijks kan er piping optreden, als die top laag doorgraven is door bijvoorbeeld een teensloot of als die top laag is opgebarsten door een te hoge grondwaterdruk in de watervoerende laag daaronder.

Als het berekende uittreeverhang kritiek kan zijn voor het optreden van grondbreuk volgens de in de Leidraad 1, paragraaf 11.5.1 genoemde criteria (definitie "grondbreuk" gegeven in paragraaf 10.5.1 van Leidraad 1), wordt aanbevolen om na te gaan of een kritieke mate van piping kan optreden. Dat kan het beste plaatsvinden volgens de nieuwe methode op basis van de theorie van Sellmeijer. De formule van Sellmeijer wordt gegeven in paragraaf 2.G.2. In de rest van deze bijlage wordt besproken hoe de parameters voor de formule bepaald kunnen worden.

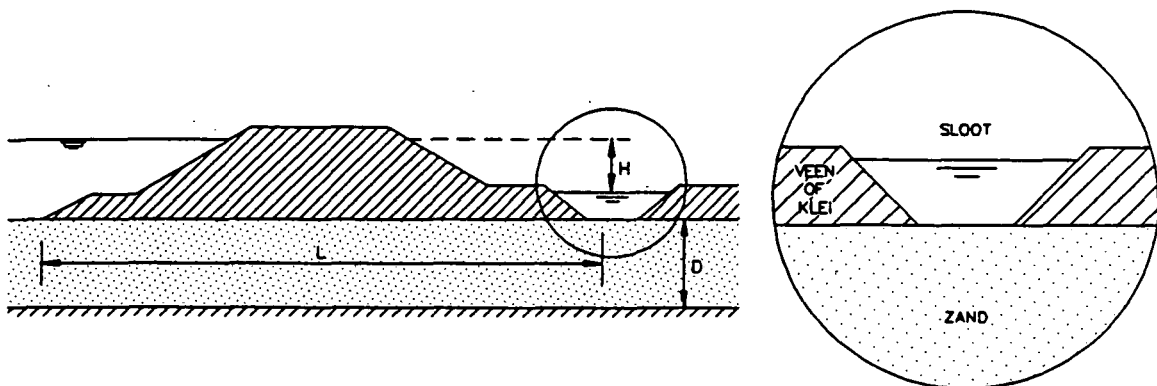
De inhoud van dit hoofdstuk is grotendeels ontleend aan de "Voorlopige richtlijn voor controle op het mechanisme piping bij rivierdijken" [Calle en Weijers, 1992], een rapport dat begin 1994 zal verschijnen als TAW-rapport, getiteld "Technisch rapport voor controle op het mechanisme piping bij waterkeringen".

2.G.1 Het uittreeverhang

Aanbevolen wordt om eerst na te gaan hoe groot het uittreeverhang is. Zoals aangegeven in Leidraad 1 (paragraaf 10.2) kan dat met verschillende soorten grondwaterstromingsmodellen.

In het geval dat het watervoerende pakket aan het oppervlak ligt, is het voor grondbreuk kritieke verhang gelijk aan 0,5. Dus één voorwaarde voor het ontstaan van zandmeevoerende wellen is dan: $i_{\text{uittree}} \geq 0,5$. Als het uittreeverhang wordt bepaald met behulp van een grondwaterstromingsprogramma op basis van eindige elementen, dienen de elementen dicht achter de teen van de ondoorlatende dijk kleiner te zijn dan de afmeting van een eventuele wel. Een waarde van circa 0,2m voldoet.

Hetzelfde geldt voor het geval van een dunne ondoorlatende dek laag die doorbroken is door bijvoorbeeld een teensloot (figuur 2.G.1).



Figuur 2.G.1. Geval met doorsneden ondoorlatende deklaag.

2.G.2 Formule Sellmeijer

De maatgevende hoogwaterstand MHW dient te worden getoetst aan het criterium

$$(MHW - p.p.) * \gamma \leq H_{crit\ rep} + 0,3 \cdot a \quad [G.1]$$

waarin:

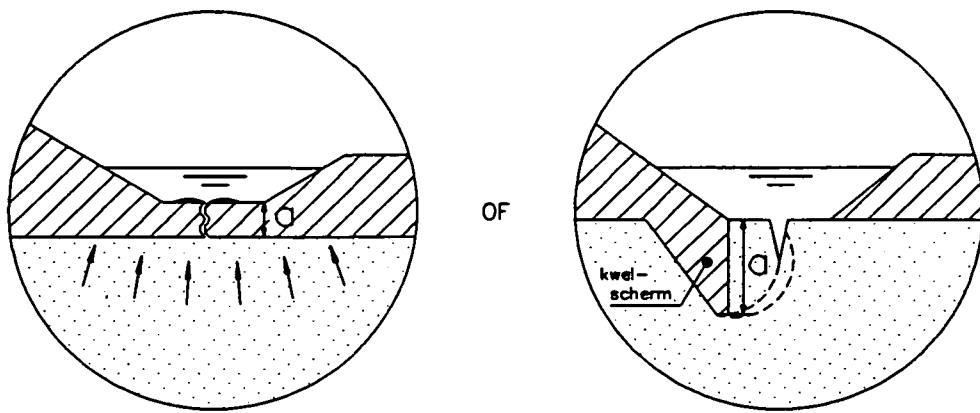
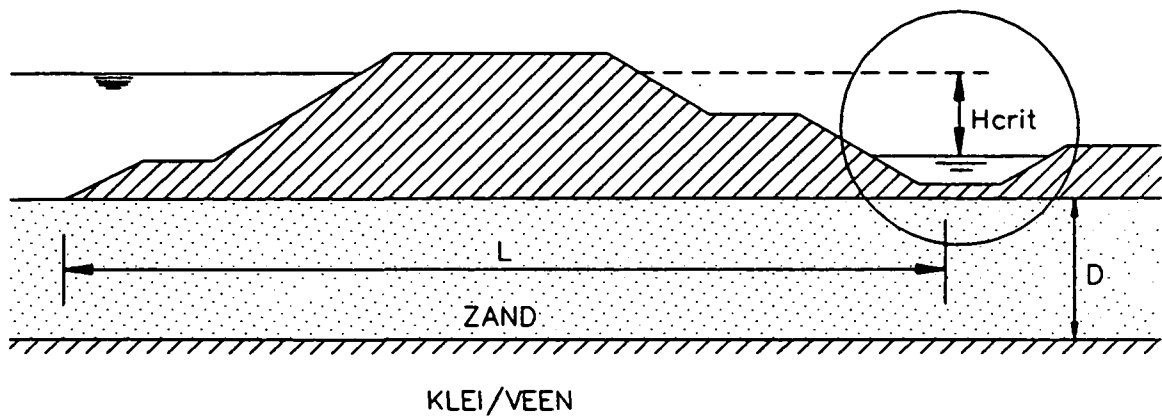
- p.p. polderpeil of slootpeil
- γ veiligheidsfactor; in de meeste gevallen kan hiervoor 1,2 genomen worden; de factor kan beschouwd worden als het produkt van alle vier in Leidraad 1, paragraaf 6.3, genoemde partiële factoren.
- $H_{crit\ rep}$ representatieve waarde van het voor doorgaande piping kritieke verval
- a de lengte van het verticale gedeelte van de kwelweg aan de binnenzijde van de dijk, gevormd door de dikte van de eventueel afdekkende klei- of veenlaag en/of een kwel-scherm (zie figuur 2.G.2).

Het kritieke verval H_{crit} bij gegeven geometrie en gegeven geotechnische parameters wordt bepaald met

$$H_{crit} = \alpha c \frac{\rho_k - \rho_w}{\rho_w} \tan \theta (0,68 - 0,10 \ln c) L \quad [G.2]$$

waarin:

$$\alpha = \left(\frac{D}{L} \right)^{\frac{0,28}{\left(\frac{D}{L} \right)^{2,8} - 1}} \quad [G.3]$$



Figuur 2.G.2. Definitie schets piping criterium.

$$c = \eta d_{70} \left[\frac{1}{\kappa L} \right]^{1/3} \cdot 4] \quad [G]$$

$$\kappa = \frac{v}{g} k \approx 1,35 \times 10^{-7} ms \times k \cdot 5] \quad [G]$$

Met:

ρ_w	dichtheid van water [10^3 kg/m^3]
ρ_k	dichtheid zandkorrels [$2,65 \cdot 10^3 \text{ kg/m}^3$]
θ	rolweerstandshoek (aanbevolen $\theta = 41^\circ$)
L	kwelengte
D	dikte zandlaag waarin piping kan optreden
η	sleepkrachtfactor (coëfficiënt van White, aanbevolen $\eta = 0,25$)
d_{70}	korrelgrootte waarbij 70% van het gewicht kleiner is dan de aangegeven grootte
κ	intrinsieke doorlatendheid [m^2]
v	kinematische viscositeit $\approx 1,33 \cdot 10^{-6} \text{ m}^2/\text{s}$
g	versnelling van de zwaartekracht $\approx 9,81 \text{ m/s}^2$
k	Darcy doorlatendheidscoëfficiënt [m/s]

In het toetscriterium moet worden gerekend met de representatieve waarde voor het kritiek verval. Dit wordt gevonden door in de gegeven formules om dit verval te berekenen te werken met representatieve schattingen voor L , D , d_{70} en k .

2.G.3 Piping in niet-homogene grondmassieven

Het rekenmodel volgens Sellmeijer is geldig voor een geïdealiseerde geometrie en parameters van de watervoerende zandlaag, dat wil zeggen een laag met homogene doorlatendheidseigenschappen met een constante dikte die zich uitstrekt tot ver voorbij het uittreepunt. In werkelijkheid komen vaak afwijkende geometrieën voor, terwijl de zandafzettingen allerm minst homogeen zijn. In een rivierengebied is de variatie in aard van de afzettingen groot. Er treden op korte afstand grote verschillen in afzettingsprocessen op (snelstromend water en stilstaand water vlak naast elkaar). Deze extreme variaties leiden tot een grote afwisseling van afzettingen. Er zijn ook uitgesproken 3 dimensionale situaties, zoals de veel voorkomende watervoerende zandige geulopvulling dwars op de dijk, die een daarnaast gelegen zandpakket met een dunne afdeklaag kan voeden.

Als voldoende bemonsterd is kan het verloop van de lagen meestal globaal geschematiseerd worden in een tweedimensionale geometrie en kan van die lagen de doorlatendheid geschat worden. Dan kan een grondwaterstromingsmodel gemaakt worden en kan daarmee berekend worden wat de relatie is tussen het verval over de dijk en het debiet ter plaatse van het uittreepunt, waar een pipe kan beginnen te ontstaan.

Toepassing van de formule van Sellmeijer is in zo'n situatie mogelijk, mits een correctie wordt toegepast. Daarbij wordt de volgende filosofie gehanteerd. Van dominant belang voor het erosiemechanisme zijn de stijghoogte gradiënten in de watervoerende laag ter plaatse van het uittreepunt bij gegeven verval over de dijk. Deze gradiënten zijn recht evenredig met het uittreede debiet. Dit debiet is geen lokale parameter, maar wordt bepaald door de overall geometrie en de doorlatendheid van de watervoerende laag of lagen, ofwel de "doorlaatbaarheid" van de watervoerende laag of lagen.

Bij een van de geïdealiseerde geometrie afwijkende geometrie hoort een afwijkend uittreede debiet en dus evenredig afwijkende gradiënten ter plaatse van het uittreepunt. De correctie dient erop gericht te zijn om bij de afwijkende geometrie en de geïdealiseerde geometrie gelijke uittreegradiënten te krijgen.

Het debiet bij het uittreepunt is in beide gevallen evenredig met het verval over de dijk. Dit wil zeggen dat de afwijkende geometrie gecontroleerd kan worden met de piping formule voor de geïdealiseerde geometrie, mits daarbij met een gecorrigeerd verval over de waterkering wordt gerekend. De correctie is zodanig dat het gecorrigeerd verval bij de geïdealiseerde geometrie eenzelfde uittreede debiet oplevert als het werkelijk verval bij de afwijkende geometrie. Om die verhouding te

kennen moeten grondwaterstromingsberekeningen worden gemaakt met beide geometrieën.

2.G.4 Bepaling van de doorlatendheid uit korrelverdeling

De doorlatendheid k van zand is op verschillende manieren te bepalen. Onderscheid kan worden gemaakt tussen laboratoriumtests en bepalingen in situ. In het algemeen kan worden gesteld dat de verschillende methoden elkaar aanvullen.

Eén van de mogelijke opties voor de bepaling van de doorlatendheidscoëfficiënt is schatting op basis van de uitkomsten van een korrelverdelings analyse (fractie analyse) van het zand in de potentiële piping gevoelige laag.

$$k = [c_0 - 1,83 \times 10^3 m^{-1} s^{-1} \times \ln U] d_{10}^2 \quad [G.6]$$

met:

d_{10} korrelgrootte waarbij 10% van het gewicht kleiner is dan de aangegeven grootte

U gelijkmatigheidscoëfficiënt = d_{60} / d_{10}

De parameter c_0 is afhankelijk van de pakking.

- losse pakking $c_0 = 1,5 \times 10^4 m^{-1} s^{-1}$
- middelmatige pakking $c_0 = 1,2 \times 10^4 m^{-1} s^{-1}$
- vaste pakking $c_0 = 1,0 \times 10^4 m^{-1} s^{-1}$

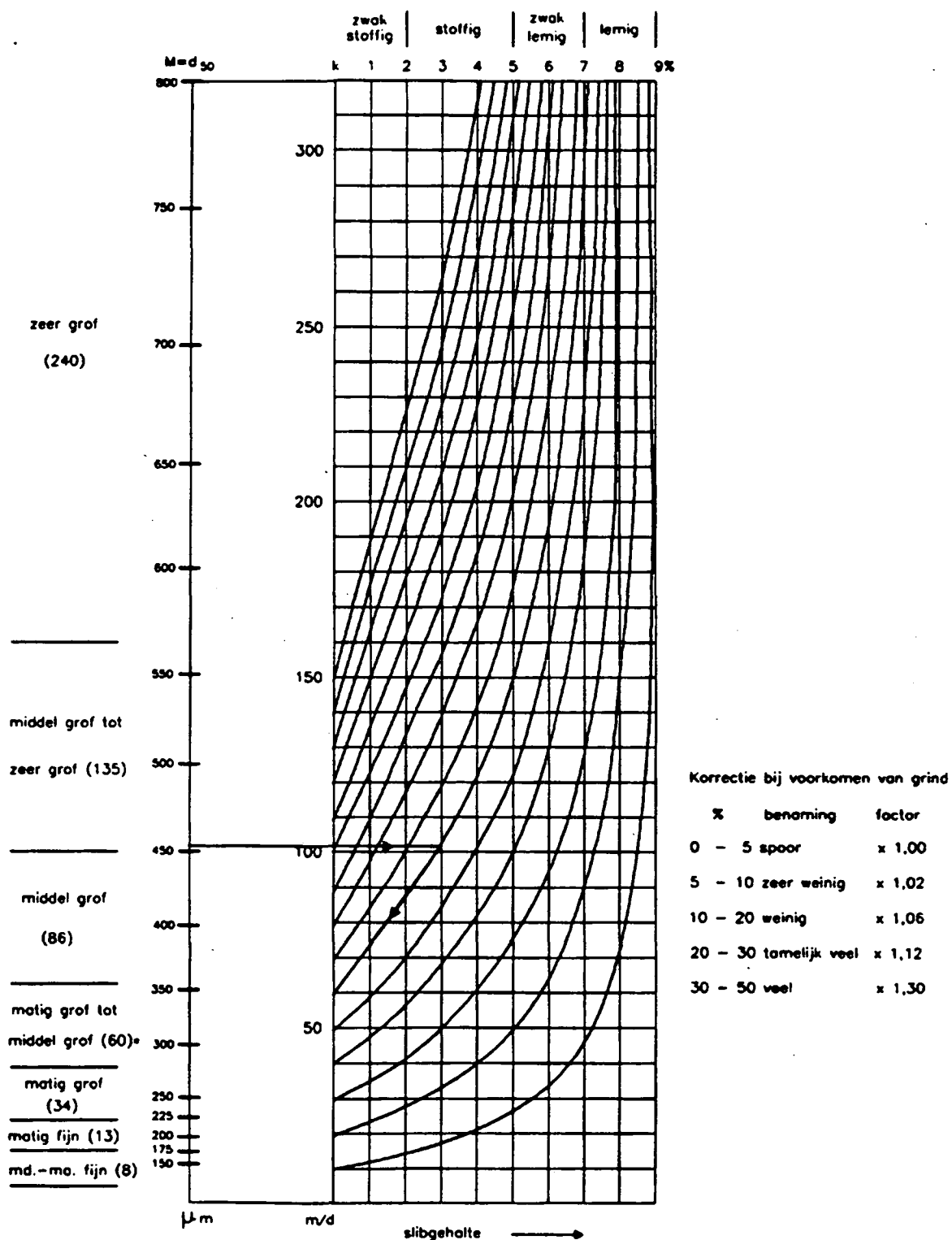
In geval van silthoudend zand met een fractie $< 16 \mu m$ van 4% en meer, dient de k waarde te worden gecorrigeerd. In het eerder genoemde onderzoek is aangegeven dat in een dergelijke situatie het nomogram van van den Akker kan worden toegepast (figuur 2.G.3). In dit nomogram wordt van d_{50} gebruik gemaakt om de doorlatendheid te bepalen. Voor verschillende waarden van het slibgehalte, de fractie kleiner dan $16 \mu m$, worden correctiecurven voor de berekende doorlatendheid gegeven.

2.G.5 Representatieve waarden voor parameters in pipinganalyse

Om de nieuwe voorlopige rekenregel toe te kunnen passen, waarbij de doorlatendheid uit de korrelverdeling wordt afgeleid, dienen de karakteristieke waarden van L , D , d_{70} , d_{10} en U bepaald te worden.

Voor de definitie van de **kwelling** L bij slecht doorlatende, afdekkende lagen in de uiterwaard en/of afdekkende lagen binnendijks, wordt verwezen naar Leidraad 1, paragraaf 11.5.1 (onder andere figuren 11.19 en 11.20), waar de kwelling aangeduid wordt met L_b . De representatieve kwelling L wordt geschat uit de verwachtingswaarde of best guess en de spreiding, en op grond hiervan een "worst credible". In een situatie waarin een redelijke steekproef van waarnemingen beschikbaar is, is dit de karakteristieke waarde:

Nomogram voor benadering van k-waarden



van den Akker 1972

Figuur 2.G.3

$$L_{kar} = \mu(L) - t_{n-1}^{0.05} \sigma(L) \quad [G.7]$$

waarin $\mu(L)$ en $\sigma(L)$ gemiddelde en standaardafwijking zijn van de steekproef en t de Student t-waarde die hoort bij $n-1$ graden van vrijheid (n = steekproefgrootte) en 5 procent onderschrijdingskans.

In geval alleen maar een best guess schatting beschikbaar is en een indicatie van de relatieve spreiding, wordt aangeraden te rekenen met de volgende representatieve waarde:

$$L_{rep} = L (1 - 1,65 V) \quad [G.8]$$

waarin L de best guess is en V de relatieve spreiding (variatiecoëfficiënt). Neem $V = 0,10$, tenzij een betere indicatie beschikbaar is.

In sommige gevallen zal de absoluut minimale kwelling met grote nauwkeurigheid kunnen worden vastgesteld. Deze is uiteraard representatief, wanneer die groter is dan de waarde die volgt uit bovenstaande recepten.

De representatieve dikte van de zandlaag D moet geschat worden op basis van het grondonderzoek. Voor zandlagen met beperkte dikte (in vergelijking met de kwelling) is deze parameter belangrijk in verband met de doorwerking ervan in de factor α . Dat betekent tevens dat onzekerheden ten aanzien van deze parameter uitsluitend interessant zijn indien $D < L$.

Voor de representatieve waarde van deze parameter moet een conservatieve bovengrenswaarde worden gekozen. Indien op basis van het grondonderzoek een gemiddelde waarde en een standaardafwijking kunnen worden bepaald, is de te hanteren waarde:

$$D_{kar} = \mu(D) - t_{n-1}^{0.05} \sigma(D) \quad [G.9]$$

Indien alleen best guess schattingen beschikbaar zijn, wordt, analoog aan de formule voor de kwelling, gerekend met een variatiecoëfficiënt, die tenminste 0,10 is.

Indien de dikte langs de te onderzoeken dijkstrekking zeer sterk varieert, verdient het aanbeveling deelstrekingen te onderscheiden en de pipingcontrole per deelstreking uit te voeren.

De d_{70} kan maatgevend beschouwd worden voor de gevoeligheid van het zand voor de erosie die tot een pipe kan leiden. Het gaat dan om de gemiddelde d_{70} in het gebied waar de pipe kan ontstaan, aan de bovenzijde van het watervoerend pakket nabij de binnenteen van de dijk. Voor dat gemiddelde zal een conserva-

tief geschatte (lage) waarde voor d_{70} voor erosie maatgevend zijn. Hiervoor wordt de karakteristieke ondergrenswaarde van de gemiddelde waarde van d_{70} toegepast. Omdat de korrelverdelingen in de praktijk het best overeenkomen met een log normale verdeling, wordt d_{70} niet bepaald aan de hand van een analyse van de korrelafmetingen d maar aan de hand van de logaritmische waarden van d .

De grootte van de pipe hangt niet alleen af van de erosiegevoeligheid van het zand, maar ook van de hoeveelheid water die door de pipe kan stromen en dus het grondwaterdebiet in de buurt van het uittreepunt. Dat is rechtevenredig met de gemiddelde doorlatendheid van het hele grondpakket onder de dijk (niet alleen nabij de uitstroomopening). De belangrijkste parameter waarmee de doorlatendheid berekend wordt, is de d_{10} . Het gaat hier dus om gemiddelde d_{10} van de watervoerende zandlaag. Hoe groter die is, des te groter de doorlatendheid. Voor d_{10} betekent een conservatieve schatting juist een bovengrenswaarde.

Indien op basis van korrelverdelingen wordt gewerkt, is voorts nog voor de werkwijze gekozen om niet de karakteristieke waarde van d_{10} zelf te hanteren, maar deze waarde af te leiden uit de karakteristieke ondergrens van het gemiddelde van d_{70} en de karakteristieke ondergrens van het gemiddelde van de gelijkmatigheidscoëfficiënt U met onderstaande formule. Ook U wordt als een log normaal verdeelde variabele opgevat.

In het algemeen kan men $U = 1$ als veilige ondergrens aanhouden om te voorkomen dat de verhouding d_{70}/d_{10} kleiner dan 1 zou worden. Een lagere waarde is echter niet uitgesloten als er duidelijke aanwijzingen zijn dat aan de bovenzijde van het watervoerend pakket nabij de binnenteen relatief veel fijn materiaal voorkomt. In het algemeen komt bij fluviatiele afzettingen, afhankelijk van de stroomsnelheid ten tijde van het afzettingsproces, in de bovenste lagen relatief veel fijn materiaal voor.

De representatieve waarde van $d_{10,rep}$ kan worden benaderd door:

$$d_{10,rep} = \alpha' d_{70,kar} / U_{kar} \quad [G.10]$$

met:

α' correctiefactor = 0,9; deze factor is noodzakelijk omdat de gelijkmatigheidscoëfficiënt gebaseerd is op d_{60} , terwijl de sterkte wordt uitgedrukt als functie van d_{70}

2.G.6 Controle doorlaatbaarheid met in situ metingen

Zoals vermeld onder 2.G.3 is er in een rivierengebied vaak een grote variatie in laagdikten D en korrelkarakteristieken d_{10} en U , ofwel doorlatendheden k . In de praktijk is het vaak niet mogelijk om zo'n hoge bemonsteringsdichtheid te realiseren dat die variatie goed vastgelegd kan worden. Locale variaties zijn

echter alleen van belang als ze een sterke invloed hebben op de doorlaatbaarheid, dat is het quotiënt van het uittree debiet (per eenheid van dijk lengte) en het verval over de dijk. Immers het uittree debiet is, samen met de erosiegevoeligheid (d_{70}), bepalend voor de grootte van de pipes die kunnen ontstaan.

De doorlaatbaarheid wordt in de geschematiseerde geometrie (figuur 2.G.2) bepaald door de gezamenlijke combinatie van de parameters L , D , d_{10} en U . Nadere analyse van de formule van Sellmeijer laat ook zien dat de parameters D , d_{10} en U voornamelijk in combinatie van belang zijn (mits D kleiner is dan L). De kwelengte L heeft nog een extra invloed op het kritieke verval. In feite is het dus van belang om representatieve waarden te vinden van enerzijds de kwelengte, anderzijds de doorlaatbaarheid van het hele pakket.

Gezien de variatie in de aard van de afzettingsprocessen en de beperking in de bemonsteringsdichtheid, is het aan te bevelen de gevonden doorlaatbaarheid te verifiëren met in situ metingen. Daarvoor kan men in principe pompproeven gebruiken. Maar ook in veel gevallen kunnen ook peilbuiswaarnemingen voor zo'n verificatie gebruikt worden. Daarover de volgende paragraaf.

Overigens kan een dergelijke verificatie ook heel nuttig zijn om de kwelengte te controleren als de ligging van het intreepunt moeilijk is vast te stellen (Leidraad 1, figuur 11.19) en er juist wel een redelijke schatting van D , d_{10} en U te geven is.

2.G.7 Gebruik van peilbuiswaarnemingen

Voor de verkenning van geo-hydrologische parameters van de ondergrond bij dijken worden in veel voorkomende gevallen waterspanningsmetingen (peilbuiswaarnemingen) in de zandlaag uitgevoerd. Daarbij wordt op verschillende plaatsen in een raai loodrecht op de lengte-as van de dijk de (verandering van) waterspanning als functie van de (verandering van) de waterstand in de rivier gemeten. De waterspanning in de zandlaag wordt verder aangeduid als respons. Met behulp van de gemeten response kunnen, via "trial and error", hydrologische parameters van de ondergrond worden bepaald.

De basisvorm van het geo-hydrologische model is een watervoevende zandlaag waarin horizontale stroming optreedt en die afgedekt is door een slecht doorlatende toplaag waarin het spanningswater verticaal kan afstromen. Voor het model zijn verschillende opties mogelijk, namelijk met of zonder weerstand tussen rivier en zandlaag, met of zonder verschillende parameters voor de aquifer/aquitard onder de dijk en in het "verre" achterland, een wel of niet gelaagde aquifer etc. (zie de Leidraad Rivierdijken, deel II). Deze opties zijn uitgewerkt in bijvoorbeeld het computerprogramma WATEX.

Met behulp van het programma WATEX kan de respons in de zandlaag als functie van de rivierwaterstand bij gegeven hydrologische parameters worden berekend. Omgekeerd kan dit programma

worden gebruikt om aan de hand van een gegeven rivierwaterstandsverloop en de bijbehorende respons in de waarnemingspunten, de parameters van het model te "fitten".

De methodiek van interpretatie van peilbuiswaarnemingen is ontwikkeld ten behoeve van het voorspellen van extreme waterspanningen die tot "opdrijven" van de deklaag kunnen leiden en daardoor een potentiële bedreiging voor de stabiliteit van de dijk vormen.

2.G.7.1. Welke parameters voor de piping-analyse?

In sommige gevallen kan de methodiek worden gebruikt om parameters, die in de piping-analyse een rol spelen, te schatten. Met name gaat het om de doorlaatbaarheid van de zandlaag en de lengte van het voorland. Met het laatste wordt bedoeld de afstand tussen een "fictief" intreepunt en de buitenteen van de dijk. Deze afstand reflecteert de dempende invloed van "voorland" en van eventuele afsluitende werking van op de rivierbodem afgezette sliblagen. De lengte van het voorland, vermeerderd met de afstand tussen de buitenteen van de dijk en de potentiële (of actuele) opbarstlocatie (slot) achter de dijk, geeft de kwelengte die in de pipinganalyse moet worden gebruikt.

Een nog niet goed opgelost probleem is hoe moet worden omgegaan met metingen waarbij het voorland niet of slechts gedeeltelijk onder water loopt. Een voorkomende situatie is dat het voorland incidenteel (bijvoorbeeld om de vijf à tien jaar) onder water komt en dat derhalve in de ontwerptoestand van een dijkversterking geen informatie beschikbaar is.

Bij de huidige werkwijze in de praktijk wordt er min of meer van uitgegaan dat de resultaten van interpretatie van metingen extrapoleerbaar zijn naar die situaties, waarbij andere aanwijzingen op basis van "engineering judgement" mede in beschouwing worden genomen.

2.G.7.2 Wanneer niet bruikbaar?

Schattingen van de fictieve lengte van het voorland op basis van interpretatie van peilbuiswaarnemingen reflecteren een bestaande toestand. Daarbij spelen zaken als slechtdoorlatende afzettingen op de bodem van de rivier en onaangetastheid van de buitendijkse afsluitende deklaag een belangrijke rol.

Wordt in een controle op het mechanisme piping gebruik gemaakt van de op deze wijze geschatte lengte van het voorland, dan zal gewaarborgd moeten zijn dat de bestaande situatie in de toekomst niet in ongunstige zin gewijzigd mag worden. Er moeten dus beheersmaatregelen worden genomen met betrekking tot bijvoorbeeld baggeren in de rivier of afgraven van de buitendijkse deklaag.

Kunnen zulke maatregelen niet genomen worden, of is om andere redenen te verwachten dat de situatie in ongunstige zin gewijzigd kan worden, dan is de onderhavige methodiek niet bruikbaar.

2.G.7.3 Technische voorwaarden

Andere voorwaarden voor gebruik van de methodiek hebben betrekking op schattingsmethode zelf. Schatting van geo-hydrologische parameters op basis van vergelijking van respons in de zandlaag op fluctuaties van de rivierstand is een invers schattingsprobleem. Moeilijkheid bij zulke problemen is dat de te schatten parameters soms niet eenduidig zijn te bepalen. Bijvoorbeeld, wanneer de rivierstand en potentiaalresponses t.p.v. de peilbuizen (nagenoeg) constant in de tijd zijn (stationaire situatie), dan is het principieel onmogelijk om de doorlatendheid van het zandpakket te bepalen. Immers, in een stationaire situatie is de potentiaalverdeling in het zandpakket onafhankelijk van de feitelijke doorlatendheid (wel van de verhouding tussen horizontale doorlatendheid in het zandpakket en de verticale doorlatendheid van de deklaag). Praktisch betekent dit dat bij zeer langzame variaties van de rivierstand de schatting van de doorlatendheid hoogst onzeker zal zijn.

Een soortgelijke situatie doet zich voor indien het verschil tussen de gemiddelde rivierstand en het polderpeil gering is. De schatting van de lengte van het voorland zal dan uiterst dubieus zijn.

Voorts blijkt uit rekenexercities met het WATEX-model dat sommige geo-hydrologische parameters weinig kritiek zijn. Omgekeerd kan dan verwacht worden dat de schatting van die parameters ook niet nauwkeurig zullen zijn. Dit geldt met name voor consolidatiecoëfficiënten. Echter die spelen in de pipinganalyse geen rol.

Samenvattend kan gesteld worden dat:

1. Voor schatting van de doorlatendheid van de zandlaag is bruikbaarheid van de methodiek dan alleen te verwachten indien de rivierstand en de responsmetingen een substantiële tijdsafhankelijke (niet-stationaire) component bevatten.
2. Voor schatting van de lengte van het voorland (en daarmee de kwallengte voor de pipinganalyse) is bruikbaarheid dan alleen te verwachten indien tijdens de meting een substantiële verval over de waterkering aanwezig is.

Het begrip substantieel is een kwalitatieve indicatie die alleen dient om de kans op succes van de methodiek vooraf enigszins in te schatten. In de verdere uitwerking zal een methodiek gegeven worden om de betrouwbaarheid van parameterschattingen te kwantificeren. Bij toepassing van die methodiek blijkt onmiddellijk of de parameterschattingen zinvol zijn. Echter dit is een controle achteraf. Op basis van bovenstaande criteria kan men zich een teleurstelling achteraf besparen.

2.G.7.4 Gevoeligheidsanalyse

Na het uitvoeren van een eerste "parameterfit" moet worden onderzocht of de gevonden schattingen voor de lengte van het voorland en/of de doorlatendheid van de zandlaag, technisch gezien, bruikbaar zijn voor de pipinganalyse. Dit onderzoek gebeurt met behulp van een gevoeligheidsanalyse. Deze dient altijd te worden uitgevoerd.

De waarneming van het piëzometrisch niveau in een peilbuis is behept met een foutenmarge. In de praktijk zal de waarnemingsnauwkeurigheid in de orde van ± 5 cm liggen. Dat wil zeggen, het echt aanwezige niveau in een peilbuis kan 5 cm hoger of lager liggen dan de waarneming uitwijst.

Dit betekent dat parametercombinaties, die afwijken van de via fitting gevonden combinatie, en die tot afwijkende (berekende) respons leiden met een afwijking die niet meer is dan ca 5 cm, niet beter of slechter zijn dan de via fitting gevonden parametercombinatie.

Via een "trial and error" kan worden gezocht naar van de eerste fit afwijkende parameterwaarden die leiden tot een verschil in respons t.p.v. de peilbuizen van maximaal ca 5 cm, ten opzichte van de respons die hoort bij de gefitte parameterwaarden.

Voor de parameters die in de pipinganalyse worden gebruikt kan op die manier gezocht worden naar de meest conservatieve schattingen. Deze kunnen dan worden opgevat als representatieve parameterwaarden voor de pipinganalyse. Met representatief wordt hier bedoeld "voldoende conservatief", conform de norm NEN6700 en conform de voorlopige richtlijn voor pipinganalyse.

Voorbeeld: Bij een parameterfitting wordt een voorlandlengte van 60 m gevonden. In de gevoeligheidsanalyse wordt gevonden dat een lengte van 45 m leidt tot een maximaal respons verschil t.p.v. de peilbuizen van 5 cm. In dat geval zal in de pipinganalyse moeten worden gewerkt met een representatieve waarde voor de lengte van het voorland van 45 m.

Zou uit de gevoeligheidsanalyse volgen dat een voorlandlengte van 0 m niet leidt tot een respons verschil groter dan 5 cm, dan moet **achteraf** geconcludeerd worden dat de meting niet bruikbaar is voor schatting van de lengte van het voorland. Zoals eerder is aangegeven kan zich dit voordoen indien het verschil tussen gemiddelde rivierstand en polderpeil erg klein is.

2.G.7.5 Aanbevelingen

Interpretatie van peilbuiswaarnemingen met behulp een programma zoals WATEX vereist vooralsnog goed inzicht in het geohydrologische model dat eraan ten grondslag ligt. De "trial and error" methodiek vereist ervaring en behendigheid. In beginsel is het WATEX programma niet toegerust met mogelijkheden om het inverse schattingsprobleem automatisch uit te voeren. Het is derhalve "handwerk".

De methodiek om met behulp van gevoeligheidsanalyses te onderzoeken of de parameterschattingen technisch bruikbaar zijn en, zo ja, te komen tot representatieve schattingen, is zeer recent ontwikkeld. Het "trial and error" karakter ervan vereist behendigheid. Aanbevolen wordt om bij toepassing ervan professionele ondersteuning in te schakelen.

Verdere aanbevelingen zijn:

- De aangestipte problematiek rond de situatie waarbij het voorland niet onder water komt te onderzoeken
- De methodiek voor het inschattingsprobleem en de gevoeligheidsanalyse op een meer wiskundige grondslag te baseren

2.H DIFFERENTIATIE VAN DE SCHADEFACTOR OP BASIS VAN DE LIGGING VAN DE GLIJCIRKELS

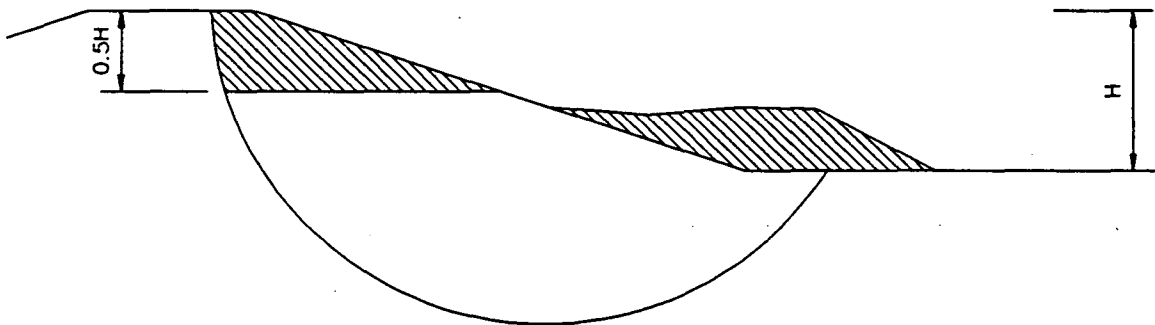
Het volgende is gebaseerd op [Schelfhout en Westerhoven, 1992].

2.H.1 Uitgangspunten

De methode mag alleen worden toegepast als:

- vooraf stabiliteitsberekeningen zijn gemaakt
- het primaire waterkeringen betreft, waarvan het dijklichaam is opgebouwd uit klei of uit een zandkern met kleiafdekking. Er wordt van uitgegaan dat er geen primaire waterkeringen bestaan waarvan het dijklichaam is opgebouwd uit veen
- het bezwijkmechanisme een cirkelvormig of een gedeeltelijk cirkelvormig en gedeeltelijk horizontaal glijvlak omvat
- de hoogte van de dijk op maximaal een overslagdebiet van 1 l/m/s is gebaseerd.

Aangenomen wordt dat in geval van bezwijken de afschuivende grondmoot tot rust komt en opnieuw een evenwicht vindt wanneer het aanvankelijke hoogteverschil H tussen de bovenbegrenzing van het actieve gedeelte (oorspronkelijke kruinhogte) en het passieve gedeelte (oorspronkelijk maaiveld of bodem watergang) is gehalveerd (figuur 2.H.1).



Figuur 2.H.1 Resultierend profiel na (eerste) afschuiving

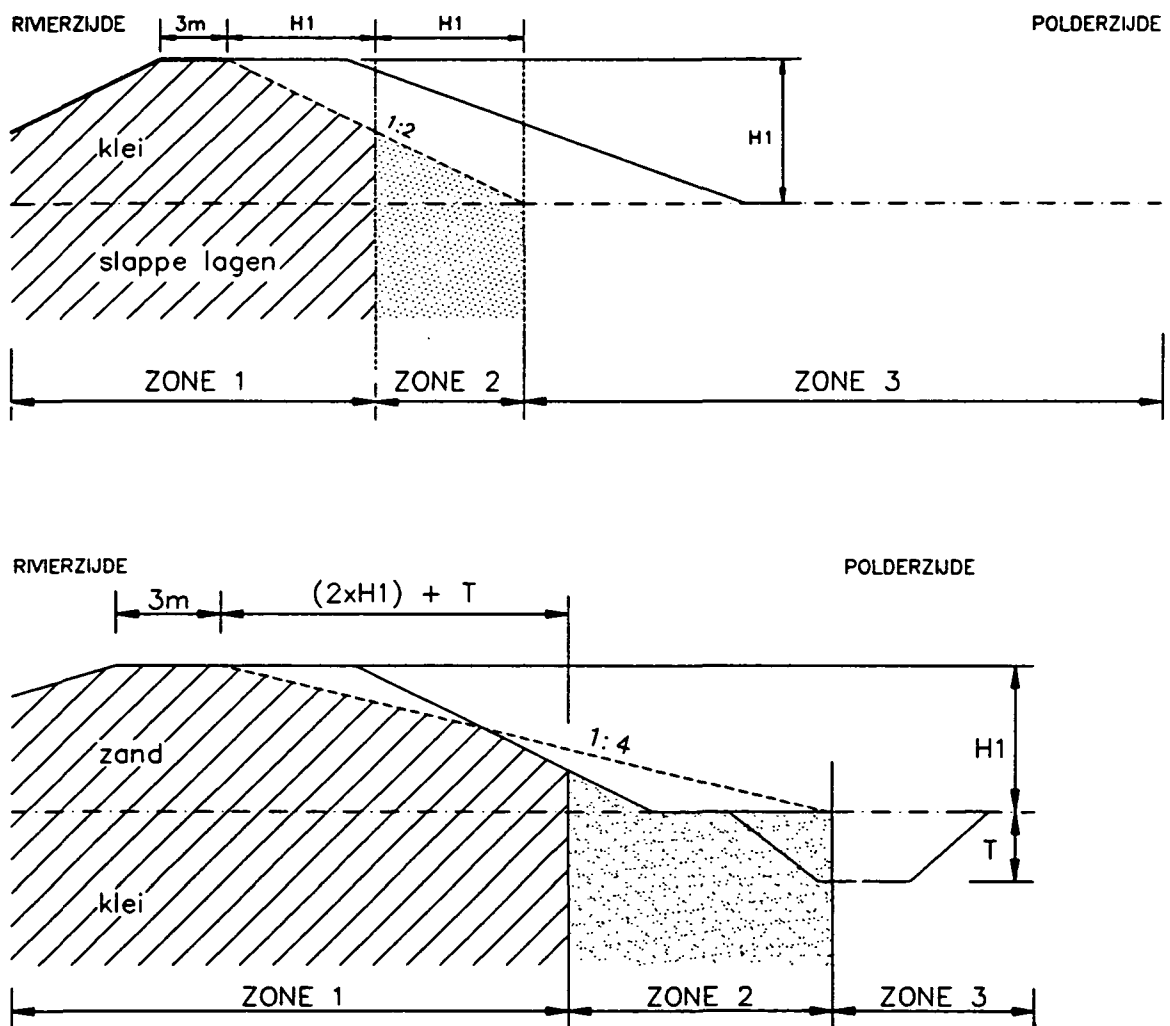
Voorts wordt aangenomen dat in het overblijvende grondlichaam opnieuw een actief glijvlak kan ontstaan, waarvan de afmetingen worden bepaald door de ter plaatse aanwezige grondsoort. Er wordt van uitgegaan dat de helling α van het binnentalud van het actieve deel van dat laatste glijvlak ongeveer de volgende waarden heeft.

- Voor cohesief materiaal met cohesie c , nat volumiek gewicht γ_n en volumiek gewicht water γ_w :
$$\text{tg } \alpha = (\gamma_n - \gamma_w) / \gamma_n \cdot (\text{tg } \phi + c \cdot \cos \alpha) \approx 0,5 \cdot (\text{tg } \phi + c \cdot \cos \alpha).$$
 Voor klei met $\phi = 20^\circ$ en $c = 0,5 \text{ kN/m}^2$ levert dit (iteratief) een hellingshoek op van circa 1 : 2.
- Voor niet-cohesieve grond
$$\text{tg } \alpha = (\gamma_n - \gamma_w) / \gamma_n \cdot \text{tg } \phi \approx 0,5 \cdot \text{tg } \phi.$$
 Voor zand met $\phi = 30^\circ$ wordt een helling aangehouden onder 1 : 4.

Het overblijvende minimale grondlichaam wordt geacht nog voldoende waterkerend vermogen te bezitten, wanneer aan de bovenzijde tenminste een strook grond ter breedte van 3 m op het ter plaatse vereiste ontwerppeil aanwezig is.

2.H.2 Zonering

Op basis van het bovenstaande is voor het geval van het beoordelen van brede dijklichamen een methodiek ontwikkeld waarbij voor de berekening van de stabiliteit van het binnentalud voor elk gedeelte van het dwarsprofiel niet aan één en dezelfde schadefactor wordt getoetst, maar waarbij onderscheid wordt gemaakt in drie zones waarvoor een verschillende schadefactor wordt gehanteerd.



Figuur 2.H.2. Zonering

De hoogste eis is van toepassing voor glijvlakken waarvoor geldt dat de stabiliteit van het restprofiel in gevaar kan komen als gevolg van erosie door overstromend water. Deze eis wordt gehanteerd voor glijvlakken van de dijk die binnen een

afstand van 1 maal de kerende hoogte in geval van klei, en 2 maal de kerende hoogte in geval van zand, vanuit de tenminste 3 m brede kruin hun intreepunt hebben (zone 1). Zie figuur 2.H.2.

Een minder hoge schadefactor is van toepassing voor cirkels waarvan het intreepunt is gelegen buiten de eerste zone en binnen het snijpunt van het (verlengde) vlak met bovengenoemde helling α met het oorspronkelijke maaiveld doorsnijdt (zone 2).

De minst hoge schadefactor is van toepassing voor glijvlakken waarvan het intreepunt buiten dat snijpunt ligt (zone 3).

In [Schelfhout en Westerhoven] wordt ook het gebied tussen het fysiek aanwezige binnentalud en het vlak met bovengenoemde helling α als zone 3 gedefinieerd.

Aanbevolen wordt om dit alleen aan te houden bij een overslagdebiet van 0,1 l/m/sec.

Bij een hoger overslagdebiet dient ofwel een uitsluitend verticale begrenzing tussen de zones te worden aangehouden ofwel dient de erosiegevoeligheid van het dijksmateriaal nader te worden onderzocht.

2.H.3 Schadefactoren

Voor zone 1 wordt aanbevolen de schadefactoren te hanteren die in Leidraad 1 respectievelijk Leidraad 2 worden aanbevolen. Voor het bovenrivierengebied bedraagt deze schadefactor 1,1, voor het benedenrivierengebied volgt de schadefactor uit paragraaf 7.5.4.1 met figuur 7.8 van Leidraad 2.

Voor zone 2 wordt voor het bovenrivierengebied een schadefactor van 1,0 aanbevolen. Voor het benedenrivierengebied worden de schadefactoren aanbevolen die in figuur 7.8 zijn af te lezen op de rechter as, voor "niet gecorreleerd met het optreden van hoogwater", ook als het ontwikkelen van het glijvlak is gecorreleerd aan het optreden van hoogwater.

Voor zone 3 wordt geëist dat de schadefactor na dijkverbetering niet slechter wordt dan deze in de oude toestand was.

2.H.4 Opmerking over paragraaf 7.5.4.1 van Leidraad 2

- Bij waterkeringlengtes L kleiner dan 10km, wijkt de in paragraaf 7.5.4.1 van Leidraad 2 gegeven formule en de daarna genoemde opmerking over de waarde van $\gamma_{n,L}$ soms af van de grafiek, gegeven in figuur 7.8. In dat geval wordt aanbevolen om de figuur te hanteren. $\gamma_{n,L}$ mag in.

2.1 REFERENTIES

- Barends, F.B.J., Calle, E.O.F. en Weijers, J.B.A., 1987
A new approach to evaluate pumping test data, Proceedings IX ESCMFE, Dublin, Balkema Publ. Rotterdam, Vol 1, pg 7-20
- Barends, F.B.J., Bauduin, Chr.M.H.L.G., 1988
Getijderespons onder Nederlandse dijken.
H₂O (21) 1 : pag 1-5
- Barends, F.B.J., 1986
Uitloopeffect bij hoogwater onder dijken,
Grondmechanica Delft, rapport CO-285690, 24 pag.
- Barends, F.B.J., 1982
Transient flow in leaky aquifers.
Int. Conf. Modern Approach to Groundwater Resource Management.
Capri
- Calle, E.O.F. en Weijers, J.B., 1992
Voorlopige rekenregel t.b.v. controle analyses m.b.t. het mechanisme piping bij rivierdijken.
Grondmechanica Delft, CO-326020/8
- Dekker, J. en Janse, E., 1993
Toetsing uitgangspunten rivierdijkversterkingen, deel 3: Constructief ontwerp.
Ministerie van Verkeer en Waterstaat
- Diefdijk, 1993
Geohydrologische situatie rondom de Diefdijklinie,
Grondmechanica Delft, rapport CO-341920/118, Appendix A
- Edelman, T., 1960
Het bezwijken van dijken in februari 1953; Stabiliteit van belopen onder invloed van een daarover stromende laag water.
De Ingenieur 1960, 72 B11 35-43.
- Engering, F.P.A., Spierenburg, S.E.J., 1990
Respons onder een dijk met voorland, achterland en ver achterland op een tijdsafhankelijke variatie van de rivierstand.
Grondmechanica Delft, rapport 240831/7, 36 pag.
- Fliervoet, L.M., 1992
Aanleg en beheer van grasland op rivierdijken
Unie van Waterschappen en Ministerie van Landbouw, Natuurbeheer en Visserij
- Hijum, E. van, 1994
Leidraad toetsing
TAW, 's Gravenhage, te verschijnen in 1994

Joustra, T., 1960

Het bezwijken van dijken in februari 1953; Onderzoek naar de oorzaken van dijkbeschadigingen ten gevolge van de stormvloed van 1 februari 1953, alsmede algemene conclusies uit dit onderzoek.

De Ingenieur 1960, 72 B9 23-28.

Keverling Buisman, A.S. en van Mourik Broekman, G.H., 1934

Waterspanningen in dijken en dammen.

De Ingenieur 1934 B 105-111.

Ooijen, D. van, Kruse, G. en Haan, W. de, 1994

Keuringseisen voor klei in de dijkbouw

TAW, 's Gravenhage, te verschijnen in 1994

Schelfhout, H.A. en Westerhoven, J.G., 1992

Procedure voor het beoordelen van de stabiliteit van primaire waterkeringen door het aangeven van een zone-ring.

Provincie Zuid-Holland, Dienst Water en Milieu, Afdeling Waterstaatszaken, bureau Waterkeringen en Pijpleidingen

Spencer, E., 1967

A method of analysis of the stability of embankments assuming parallel inter-slice forces

Géotechnique, vol. 17, No. 1, 11-26

Venmans, A.A.M., 1992

Verbetering berekeningsmethoden en veiligheidsfilosofie met betrekking tot opdrijven

Grondmechanica Delft, CO-333380/2

Weijers, J.B.A., 1988

Tijdsafhankelijke stroming en reductie van de waterspanningen in zandlagen met behulp van "negatieve consolidatie" in aangrenzende kleilagen

KIVI-lezing Nieuwe Ontwikkelingen bij Waterkeringen, Breda

BIJLAGE 3
CONSTRUCTIEF ONTWERP EN BEHEER
VAN DIJK UITGEVOERD IN GROND
MAART 1994

BIJLAGE 3
CONSTRUCTIEF ONTWERP EN BEHEER
VAN DIJK UITGEVOERD IN GROND
MAART 1994

GRONDMECHANICA DELFT
AFDELING GRONDCONSTRUCTIES
auteur: dr. H. den Adel

INHOUD:

Blz.:

3.A	KRUINBREEDTE	1
3.A.1	Probleemstelling	1
3.A.2	Dijk met openbare verkeersweg	1
	3.A.2.1 Rijbaan	2
	3.A.2.2 Berm	2
	3.A.2.3 Interactie tussen dijk en weg	2
3.A.3	Groene dijk	3
3.A.4	Paralleldijk	3
3.A.5	Aanbevelingen	5
3.B	BEHEER EN ONDERHOUD GRASTALUDS	6
3.B.1	Probleemstelling	6
3.B.2	Begroeiing, sterkte en belasting	7
3.B.3	Aandachtspunten bij beheer	8
	3.B.3.1 Soortenrijkdom	8
	3.B.3.2 Voedingsstoffen	9
	3.B.3.3 Agrarische toepassingen	9
	3.B.3.4 Conclusies ten aanzien van het beheer	9
3.B.4	Welk type onderhoud, maaien of beweiden?	10
3.B.5	Maaien en afvoeren	10
	3.B.5.1 Techniek	10
	3.B.5.2 Infrastructuur	11
	3.B.5.3 Wanneer	11
	3.B.5.4 Organisatie	11
3.B.6	Beweiden	12
3.B.7	Welk beheer?	13
	3.B.7.1 Eigen beheer, niet verpacht	14
	3.B.7.2 Eigen beheer, verpacht	14
	3.B.7.3 Eigendom derden	14
3.B.8	Conclusies	14
3.C	REFERENTIES	16

3.A KRUINBREEDTE

3.A.1 Probleemstelling

De breedte van de kruin is mede bepalend voor de ruimte, die een dijk in beslag neemt. Indien bij het ontwerp ruimtebeslag een beperkende factor is, kan door de breedte van de kruin te verkleinen ook worden voldaan aan de beperkingen die uit gebrek aan ruimte voortvloeien. Theoretisch kan een dijk met een smalle kruin worden ontworpen, die grondmechanisch gezien stabiel is en aan de waterkerende functie voldoet. De kruinbreedte kan evenwel niet onbeperkt worden verkleind. Er zijn grotendeels nevenvoorwaarden, die de breedte van de kruin vastleggen.

In leidraad 1, paragraaf 12.1.2 [2] staat de volgende passage vermeld:

"Tijdens hoogwater moet de dijk goed bereikbaar en redelijk begaanbaar zijn, met het oog op eventuele noodmaatregelen. Bij een dijk zonder openbare weg dient altijd tenminste een eenvoudige verharding aanwezig te zijn als inspectieweg. De minimale kruinbreedte waarop nog een goede inspectieweg kan worden aangebracht bedraagt 4,0 m."

De minimale kruinbreedte van 4 m, zoals die in de leidraad bovenrivieren [2] op bladzijde 151 wordt vermeld, wordt niet door waterbouwkundige of grondmechanische eisen voorgeschreven. Bijkomende voorwaarden, vooral op het gebied van verkeer, onderhoud en beheer, leggen de minimale kruinbreedte vast. Grondmechanisch gezien legt de breedte van de kruin, als het buiten- en binnentalud stabiel zijn, geen extra onafhankelijke voorwaarde op met betrekking tot de stabiliteit. De kruinbreedte is slechts een onderdeel van de geometrie van de dijk. Overigens via de geometrie heeft de kruinbreedte invloed op de stabiliteit, maar deze wordt impliciet bij de bepaling van de grondmechanische stabiliteit van de dijk meegenomen.

Ook voor de waterbouwkundige stabiliteit is er geen echte randvoorwaarde, slechts een overweging. Bij een brede kruin zal water ten gevolge van overslaande golven op de kruin tot stilstand kunnen komen en niet de polder inlopen.

Omdat er geen expliciete grondmechanische noch waterbouwkundige voorwaarden voor de kruinbreedte zijn, bestaat de dimensionering van de kruin uit een afweging van secundaire aspecten. De verkeersfunctie en het beheer zijn daarvan de belangrijkste. Zeker bij de reconstructie van een dijkvak werd vaak de oorspronkelijke kruinbreedte overgenomen of het ontwerp van een eerder gerealiseerde kruin gekopieerd.

3.A.2 Dijk met openbare verkeersweg

Voor een dijk, waarop een openbare verkeersweg ligt, is de breedte van de weg bepalend voor de vereiste kruinbreedte. Er dient slechts te worden nagegaan of de dijk in de beoogde geometrie grondmechanisch stabiel is.

3.A.2.1 Rijbaan

Ten bate van de dimensionering van de wegbreedte zijn er richtlijnen beschikbaar, bijvoorbeeld de RONA, (Richtlijnen Ontwerpen Niet-Autosnelwegen) [3]. In de RONA worden verschillende categorieën wegen onderscheiden, naar hun functie. Wegen op dijken hebben meestal slechts een ontsluitingsfunctie en soms een verkeersfunctie. De RONA bevelen voor dit soort wegen de types VII en VIII aan. Dit zijn tweestrooks wegen waarbij de rijbaan smaller is dan 5,50 m. Vanuit de wegenbouw geldt als richtlijn dat de berm aan weerszijden van de rijbaan bij type VII een breedte van 2 m heeft, bij type VIII bedraagt dit 1,50 m. Deze waarden gelden voor wegen op het maaiveld. Er wordt een breedte van 5,50 m voor de rijbaan aangehouden om de onderlinge hinder van gemotoriseerd verkeer te beperken. Tot een breedte van de rijbaan van 4,50 m ondervindt het gemotoriseerde verkeer nog geen noemenswaardige hinder van tegemoetkomend verkeer. Bij wegen met een rijbaanbreedte van 3,50 m of minder is er wel hinder voor het gemotoriseerde tegemoetkomende verkeer.

3.A.2.2 Berm

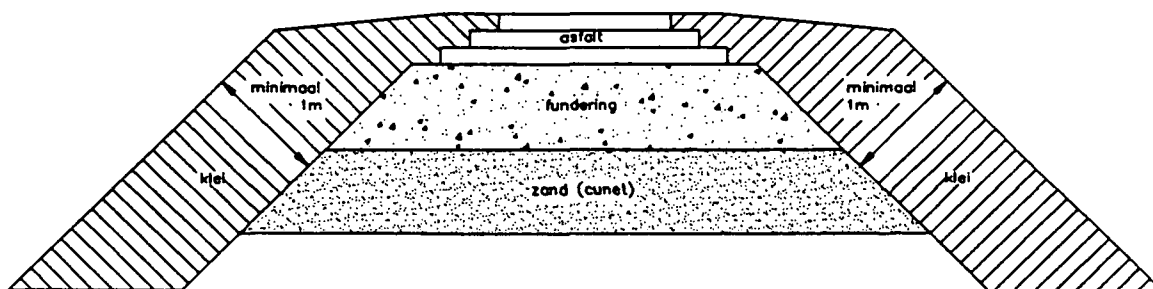
Een wat smallere rijbaanbreedte dan 5,50 m dient vanwege de onderlinge hinder van het gemotoriseerde verkeer met een wat bredere berm te worden gecombineerd. De winst, die door het toepassen van een smallere weg wordt verkregen, wordt weer gedeeltelijk te niet gedaan door de bredere berm. Tevens mag er in verband met uitwijkmogelijkheden geen groot verschil in hoogte tussen berm en rijbaan bestaan. Naast een uitwijkfunctie worden in de berm verkeersborden en ander wegmeubilair geplaatst, zoals hekken, en eventueel een vangrail. In een landelijke omgeving komen ook bushaltes en ophaalpunten voor melk voor. Tenslotte worden er in de berm vaak kabels en leidingen aangebracht, zie paragraaf 4.5 van de Handreiking.

3.A.2.3 Interactie tussen weg en dijk

De overgang tussen de weg, de berm en het talud vormt een zwakke schakel in de waterkerende constructie. De weg moet goed aansluiten op de grasmat of op de beplanting, zodat er op de overgang tussen weg en beplanting geen erosie kan ontstaan.

Een ander zwak punt is de fundering. Deze is vaak gemaakt van steenslag of puin, al dan niet voorzien van een laag zand, zie figuur 3.A.1. Beide lagen zijn in verhouding tot de rest van de dijk tamelijk doorlatend. In de leidraad bovenrivieren [2] staat op bladzijde 153 vermeld dat het talud moet zijn afgedekt met een laag klei van 1 m dik. Deze afdekkende laag moet voorkomen dat er te veel water door de dijk stroomt.

De fundering van de weg is meestal wat breder dan de rijbaan, waardoor deze in die kleilaag steekt. De fundering dient in ieder geval met een 1 m dikke kleilaag, gemeten loodrecht op het talud, te worden afgedekt. Vanwege de primaire, waterkerende functie van de dijk mag van de dikte van de afdeklaag niet worden afgeweken, ook als dit een bredere berm met zich meebrengt, dan strikt vanuit wegenbouwkundige richtlijnen zou volgen.



Figuur 3.A.1. Een weg op de kruin van een dijk

3.A.3 Groene dijk

Op een groene dijk ligt geen openbare verkeersweg. Als er eventueel een weg aanwezig is, is deze bedoeld voor onderhoud, zoals maaien en herstel. Als absoluut minimum wordt een wegbreedte van 2,75 m aangehouden. Dit is ongeveer gelijk aan de asbreedte van een zandauto, die ten behoeve van onderhoud aan de dijk nog ter plaatse moet kunnen komen. De weg is gedimensioneerd op eenrichtingsverkeer. Onder het wegdek wordt een funderingslaag aangebracht van 0,2 à 0,25 m verhardingsmateriaal, zoals steenslag of puin en eventueel een zandbed. De aantasting van de begroeiing, die voor de erosiebestendigheid van belang is, wordt daardoor verminderd. De verharding onder de weg wordt om funderingstechnische redenen iets breder dan de weg gemaakt, en wel ongeveer 0,25 m; de funderingsbreedte neemt derhalve 3 m in beslag. De kruinbreedte bedraagt minimaal 3 m.

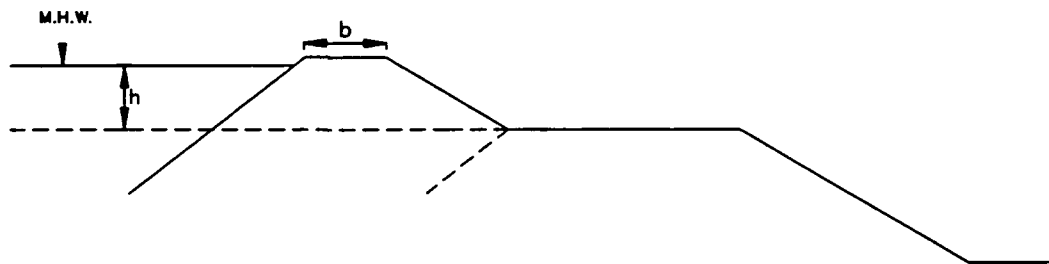
Omdat de waakhoogte minimaal 0,5 m bedraagt, ligt de onderzijde van de fundering altijd hoger dan de maatgevende hoogwaterstand (MHW). De afdekkende kleilaag mag daarom dunner zijn dan 1 m. De eis die aan de dikte wordt gesteld is, dat in de kleilaag zich een goede grasmat kan ontwikkelen. Doorgaans volstaat een dikte van 0,2 à 0,4 m.

3.A.4 Paralleldijk

Bij een paralleldijk is er naast het oude dijklichaam een verhoging aangebracht, meestal aan de rivierzijde, zie figuur 3.A.2. Er wordt van uitgegaan dat op de oorspronkelijke dijk een weg aanwezig is en dat de paralleldijk direct tegen de oude dijk is aangebouwd. Een paralleldijk aan de rivierzijde dient geheel uit klei te bestaan. Op deze manier wordt een opbouw bereikt, die aan de rivierzijde een lage waarde voor de doorlatendheid heeft en aan de polderzijde een hoge doorlatendheid kent. Dit voorkomt potentiële drukopbouw in de dijk.

Indien voor onderhoud, bijvoorbeeld het maaien van binnen- en buitentalud, geen gebruik van de bestaande (onderhouds) weg op de oorspronkelijke dijk kan worden gemaakt, dient de kruin van de paralleldijk zodanig breed te worden uitgevoerd, dat deze met een tractor en vergaarwagen kan worden bereden. Dit leidt tot een minimale kruinbreedte van 3 m.

Indien voor onderhoud wel van de bestaande verkeersweg op de oude dijk gebruik kan worden gemaakt, levert onderhoud geen eisen op, die aan de kruinbreedte van de paralleldijk moeten worden gesteld. Echter om de veiligheid bij inspectie van de dijk tijdens dijkbewaking te kunnen garanderen, wordt ook hier een minimale kruinbreedte van 3 m aangehouden.



Figuur 3.A.2. Paralleldijk, MHW ligt hoger dan de kruin van de oude dijk

Indien de MHW boven de kruin van de oorspronkelijke dijk uitkomt, zoals aangegeven is in figuur 3.A.2, is het noodzakelijk de grondmechanische stabiliteit van de paralleldijk tegen afschuiven via een horizontaal schuifvlak na te gaan. Voor het voorkomen van een horizontaal schuifvlak kan worden afgeleid:

$$\frac{b}{h} = \frac{\gamma_w * f_s}{2 (\gamma - \gamma_w) \tan(\phi)} - \cotg(\alpha) \quad (1)$$

b is de kruinbreedte, h is het hoogteverschil tussen MHW en de kruin van de oude dijk, γ is het volumieke gewicht van de klei, γ_w is het volumieke gewicht van water, f_s is de veiligheidsfactor, ϕ is de hoek van inwendige wrijving van de klei en $\cotg(\alpha)$ het gemiddelde van de cotangens waarden van de beide taludhellingen.

Deze afleiding is tamelijk conservatief. Allereerst wordt in de berekening de eventuele cohesie van de klei verwaarloosd. Ten tweede wordt aangenomen, dat de MHW gelijk is aan de kruinhoogte van de paralleldijk. In de praktijk steekt er nog een stuk dijk van minimaal 0,5 m boven de MHW uit, waardoor de korrelspanning ter plaatse van het diepst mogelijke glijvlak in werkelijkheid groter is dan bij de afleiding is aangenomen. Beide effecten compenseren ruimschoots eventuele extra krachten ten gevolge van

golfklappen, te meer daar nog een modelfactor van 1,5 wordt aangehouden.

Bij een talud van 1÷2, een waarde van h van 2 m, en een modelfactor van 1,5 wordt onder een tamelijk conservatieve aanname van materiaalparameters die bij niet al te goede klei passen, een kruinbreedte van 3 m gevonden.

3.A.5 Aanbevelingen

- Voor een dijk met een openbare verkeersweg wordt de kruinbreedte gedomineerd door de breedte van de weg. De kruinbreedte is dan altijd groter is dan de minimale kruinbreedte, zoals die wordt vermeld in leidraad bovenri-vieren. Er behoeven in dit geval geen aanbevelingen voor de kruinbreedte te worden gedaan.
- De breedte van de berm van de verkeersweg moet zodanig worden gedimensioneerd dat ook ter plaatse van de funde-ring van de weg de dikte van de afdekkende kleilaag minimaal 1 m bedraagt.
- Voor een groene dijk wordt geadviseerd de kruin minimaal 3 m breed te maken.
- De afdekkende kleilaag op een groene dijk dient zodanig dik te zijn, dat zich een goede grasmat kan ontwikkelen.
- De kruin van een parallelzijdig heeft een minimale breedte van 3 m.
- De parallelzijdig wordt in klei uitgevoerd. Er mag daarin geen doorlatend wegverhardingsmateriaal worden aange-bracht.
- Als de MHW hoger ligt dan de kruinhoogte van de oorspron-kelijke dijk, dient te worden nagegaan of bij deze kruinbreedte wordt voldaan aan de eisen tegen horizontaal afschuiven, zie formule 1. Indien deze evenwichtsbeschou-wing leidt tot een kruinbreedte groter dan 3 m, dient de grootste waarde te worden aangehouden.

3.B BEHEER EN ONDERHOUD GRASTALUDS

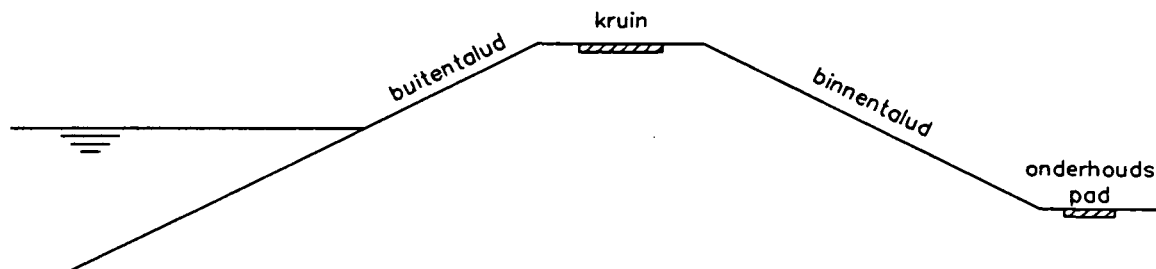
3.B.1 Probleemstelling

Bij toepassing van taluds die steiler dan 1÷3 zijn, bestaan er naast civiele problemen op het gebied van erosie, infiltratie door overslag en stabiliteit ook praktische problemen. Bij welke taludhelling zijn er voor het onderhoud speciale machines noodzakelijk? Welk beheer vereist een dergelijk steil talud? In dit hoofdstuk zullen beheer en onderhoud van steile taluds worden behandeld.

Om spraakverwarring te voorkomen worden de twee begrippen 'beheer' en 'onderhoud' kort omschreven.

- Beheer houdt zich bezig met het formuleren van doelstellingen en/of het opstellen van plannen, om een systeem, in deze context een dijk, goed te laten functioneren.
- Onderhoud bestaat uit de voorbereiding, de uitvoering en de nazorg van maatregelen om een systeem goed te laten functioneren.

Voor enkele andere begrippen, die in dit hoofdstuk worden gebruikt, wordt verwezen naar figuur 3.B.1.



Figuur 3.B.1 Enkele begrippen

De primaire functie van een dijk is waterkerend. Alle andere functies, zoals verkeer, recreatie, landschap-, natuur- en cultuurwaarden (LNC), bewoning en agrarische toepassingen zijn daaraan nevensgeschikt. Voor het goed functioneren van de dijk is het nodig dat deze wordt onderhouden.

Bij het beheer van dijktaluds zijn er drie verschillende manieren van aanpak. Het primaire doel bij alle drie vormen van beheer is het voldoen aan de waterstaatkundige eisen, die aan de begroeiing op de dijk wordt gesteld.

- 1 Waterstaatkundig beheer
Alleen aan de hoofddoelstelling zal worden voldaan. Andere functies van de vegetatie, zoals natuurwaarden en of agrarische toepassingen, zijn van bij deze vorm van beheer van ondergeschikt belang.
- 2 Aangepast agrarisch beheer
Naast de hoofddoelstelling heeft de vegetatie tot doel om als voedselbron voor de veeteelt te dienen.
- 3 Natuurtechnisch beheer
Naast de hoofddoelstelling geldt het behoud en de ontwikkeling van de natuurwaarden van de vegetatie en zijn diversiteit.

Er bestaat wisselwerking tussen de manier van onderhoud en het functioneren van de dijk:

- Beheer en onderhoud van een dijk beïnvloeden de sterkte van de dijk en wel in het bijzonder de dijkbekleding.
- Als er schade aan de dijkbekleding optreedt, moet het praktisch mogelijk zijn deze schade te herstellen.

Vooraf het laatste punt houdt in dat de taludhelling of de kruinbreedte van een dijk anders kan worden gekozen, dan strikt vanuit de waterkerende functie noodzakelijk of toelaatbaar zou zijn. Een legitieme reden voor een bijstelling van het ontwerp kan zijn dat hierdoor onderhoud technisch realiseerbaar wordt. De afweging van een dergelijke ingreep dient in het definitieve ontwerpplan te worden aangegeven. Aanpassingen van het ontwerp die voortvloeien vanuit het oogpunt van beheer of onderhoud mogen echter nooit de veiligheid van een dijk nadelig beïnvloeden. Beheer en onderhoud lijken hierdoor tegen de uitspraken van de commissie Boertien [1] in te gaan. Echter door adequaat onderhoud van de grasmat kan deze een bijdrage leveren aan de sterkte van de dijk. Daarom kan door toepassing van beheer op maat een bepaalde dijkbekleding en daarmee een zekere geometrie van de dijk technisch worden gerealiseerd, die bij een ander type beheer niet mogelijk zou zijn geweest.

3.B.2 Begroeiing, sterkte en belasting

De erosiegevoeligheid van talud en kruin, hangt bij een grasdijk in hoge mate van de begroeiing af. Bij een dichte en gevarieerde begroeiing is een dijk goed tegen erosie van langs- en afstromend water beschermd. Daarnaast heeft ook de kwaliteit van de grond in de toplaag invloed op de erodeerbaarheid van een talud, zie paragraaf 2.5.2 van de Handreiking.

Het gewas vervult qua bescherming tegen erosie twee functies. Het gedeelte boven de grond, de stengels, reduceert de belasting op de bodem, terwijl de wortels de losse delen van de bodem bijeenhouden. Effectief vertoont de grond door de doorworteling extra cohesie. De begroeiing beïnvloedt zodoende op twee manieren de verhouding tussen belasting en sterkte.

Het bovengrondse gedeelte van de begroeiing reduceert de stromingsbelasting op het dijklichaam. In welke mate de begroeiing het talud beschermt, hangt af van de aard en dichtheid van

de begroeiing. Voor een optimale bescherming dient het talud gelijkmatig te zijn bedekt. Tevens moet de begroeiing, met name in de winter en het voorjaar, voldoende lang zijn, zo'n 5 à 7.5 cm. Als bij de dimensionering van een dijk rekening wordt gehouden met het gewas, dient het gewas op ieder moment van het jaar de vereiste sterkte te kunnen leveren. Gedurende de winter en het voorjaar, als de grootste belastingen op het talud kunnen worden verwacht, mag het gewas niet afsterven of reeds zijn afgestorven. Evenmin mag de begroeiing grote kale plekken vertonen.

Het gedeelte van de begroeiing in de bodem vergroot de sterkte van de grond. De grootste invloed wordt door de doorworteling geleverd. Niet alleen dienen er nabij het oppervlak voldoende wortels te zijn, maar ook dieper in de grond dient het wortelpakket zich uit te strekken. Dit kan worden bereikt via een gevarieerde begroeiing met een gevarieerd en complex wortelsysteem, dat relatief diep wortelt, zie Fliervoet [4].

Een secundair effect van de doorworteling is het feit dat de begroeiing via het wortelsysteem water aan de bodem zal onttrekken. De freatische lijn kan hierdoor lager komen te liggen dan zonder begroeiing. Opgemerkt dient te worden dat gras deze eigenschap slechts in geringe mate heeft. Het grootste gedeelte van het wortelsysteem van gras bevindt zich in een gebied tot 25 cm onder het maaiveld. Dat is in het algemeen ver boven het freatisch niveau.

3.B.3 Aandachtspunten bij beheer

Welke strategie moet worden gekozen om er voor te zorgen dat er geen kale plekken ontstaan en dat de doorworteling zo hecht mogelijk is? Dit kan worden bereikt door het bevorderen van de diversiteit van de begroeiing, bijvoorbeeld door niet te zware klei toe te passen.

3.B.3.1 Soortenrijkdom

Door de soortenrijkdom ontstaat een gevarieerd beeld van begroeiing. Dit beeld zet zich zowel boven als onder de grond voort. Verschillende wortelstelsels wisselen elkaar af. Dieper wortelende planten komen hierbij naast minder diep wortelende planten voor. Samen zorgen zij voor een hechte wortelmassa van de begroeiing.

De soortenrijkdom kan worden beïnvloed door de hoeveelheid voedingsstoffen in de bodem. De soortenrijkdom neemt bij een toename van voedingsstoffen aanvankelijk toe, maar bij een verdere toename van voedingsstoffen weer af. De diversiteit in begroeiing bereikt bij een bepaalde bodemvruchtbaarheid een optimum. Bij een overmaat aan voedingsstoffen ontstaat er boven en onder de grond een eenzijdig beeld. De wortels groeien maar matig diep door. Bovendien is de structuur van de wortels erg eenzijdig.

Het beheer dient er op te zijn gericht een grote soortenrijkdom te creëren en te onderhouden. De optimale soortenrijkdom kan

momenteel worden bereikt door gebruik te maken van de 'natuurlijke' bodemvruchtbaarheid. Vanwege de zure regen infiltreert er voldoende stikstof de bodem in. Het is overbodig om meer mest toe te voegen. De beheersmaatregel luidt: Niet bemesten.

3.B.3.2 Voedingsstoffen

Om een gevarieerde begroeiing te verkrijgen en te handhaven moeten ook de aanwezige potentiële voedingsstoffen worden verwijderd. Hierbij moet vooral worden gedacht aan het afvoeren van het maaisel. Door afbraak van het maaisel komt er weer stikstof in de bodem. Tevens ontstaat er een heel losgepakte laag vruchtbare grond (humus) bovenop de wat schralere en compacte kleilaag. Door de voedselrijkdom in de bovenste humuslaag ontstaat er vaak een monocultuur van ruige kruiden, zoals die ook bij een rijke voedingsbodem optreden. De doorworteling evenals de bedekkingsgraad van de bodem is daarbij gering, hetgeen sterk nadelig is voor de erosiebestendigheid van de toplaag.

Bij toepassing van zware klei, zie voor de definitie paragraaf 2.5.2 van de Handreiking, neemt bij een wat hoger lutumgehalte de variatie aan soorten gewas af. Een landschappelijk aantrekkelijke vegetatie kan niet op dergelijk zware klei worden gerealiseerd. Daarnaast groeien de wortels minder diep door. De hiermee gepaard gaande afname in sterkte wordt gedeeltelijk gecompenseerd door de grotere cohesie van de zware klei.

Toch kan bij een dergelijke ondergrond een erosietechnisch gezien optimale grasmat van type A worden gerealiseerd, maar deze kent wat minder variatie. In klei van categorie 2 kan zich de kruidenrijke gevarieerde grasmat wel vestigen.

3.B.3.3 Agrarische toepassingen

Bij agrarische toepassingen wordt er naar gestreefd een zo hoog mogelijke opbrengst te behalen. Van die opbrengsten moeten zoveel mogelijk beesten kunnen eten, hetzij direct door beweiding, hetzij indirect als hooiland. Bemesting is de eerste stap naar een hoge opbrengst. Hierdoor botsen de belangen van de primaire waterkerende functie met die van de agrarische nevenfunctie.

Een geringe toevoeging van mest behoeft overigens niet direct tot dominantie van snel groeiende kruiden te leiden, het is desalniettemin minder ideaal. Omdat de voedingsstoffen vlak onder het grondoppervlak voor het oprapen liggen, is er voor de begroeiing geen noodzaak om diep te wortelen. Voor de sterkte van de toplaag is dat nadelig.

3.B.3.4 Conclusies ten aanzien van het beheer

Voor een optimaal functioneren van de dijk kunnen drie maatregelen worden uitgevaardigd.

- Niet bemesten. Dit houdt in dat er bij voorkeur waterstaatkundig of natuurtechnisch wordt beheerd. Alleen heel extensieve agrarische toepassingen zijn verenigbaar met de waterkerende functie van de dijk.
- Op regelmatige tijdstippen maaien.

- Potentiële voedingsstoffen verwijderen voordat deze in de bodem kunnen indringen. Het maaisel moet na het maaien worden verwijderd.

3.B.4 Welk type onderhoud, maaien of beweiden?

Door jaarlijkse groei van het gewas moet het worden onderhouden. Het gewas moet daarom op regelmatige tijden worden ingekort. Echter, als het gewas de winter ingaat, moet het een redelijke lengte hebben van 5 à 7.5 cm. Er zijn twee manieren van aanpak om de aanwas van het gewas te verwijderen:

- Maaien en afvoeren
- Beweiden

3.B.5 Maaien en afvoeren

Bij het maaien worden de grashalmen doorgesneden. Er zijn verschillende typen maaimachines. Bij de cyclomaaiers wordt een grashalm als één stuk afgesneden. Het gras van dit type maaiers is geschikt om in de veeteelt te worden gebruikt. Klepelmaaiers snijden de stengel op diverse plaatsen in stukken. Het maaisel kan daardoor lastig worden vergaard. In het algemeen is geklepeld gras onbruikbaar voor toepassingen anders dan composteren.

3.B.5.1 Techniek

Tot taludhellingen van 1÷3 kan machinaal met een tractor, voorzien van een veiligheidskooi, en een vergaarwagen worden gemaaid. Dit type onderhoud kan in feite iedere boer uitvoeren. Voor het maaien van taluds die 1÷2,5 of steiler zijn, wordt gebruik gemaakt van speciale apparatuur, zoals een maaïarm of een-assers. De maaïarm is ruwweg 8 m lang; hij wordt aan een tractor bevestigd. De lengte van de arm is in het algemeen te kort om het talud in zijn volle lengte vanaf alleen de kruin of de teen van de dijk te kunnen maaien. De lengte van het talud hangt af van de taludhelling en de hoogte van de dijk ten opzichte van de teen. Een dijk met een taludhelling van 1÷2 en een hoogte van 3,5 m heeft een taludlengte van bijna 8 m. De maaïarm is qua lengte dan nog maar net toereikend om het talud alleen vanaf de kruin of de teen te kunnen maaien. Een hogere dijk moet in twee stukken worden gemaaid: deels vanaf de kruin, deels vanaf de teen. Onder aan de dijk moet dan een onderhoudspad aanwezig zijn.

Het beheer moet een indeling maken van de te maaien percelen. Het is meestal financieel onverantwoord meer dan een speciale maaimachine per waterschap aan te schaffen. Als alternatief voor de aanschaf van speciale maaimachines kan het maaien van de steile stukken talud worden uitbesteed bij een gespecialiseerd bedrijf, dat gebruik maakt van de diensten van loonwerkers.

Er zijn inmiddels maaimachines, die in een gang maaien en het maaisel vergaren. Een variant hierop is een speciale maaier, waarbij het maaisel via een soort stofzuiger wordt opgezogen. Deze techniek maakt ook het klepelen mogelijk. Een nadeel is, dat ook al het dierlijke leven tussen het gras wordt opgezogen.

3.B.5.2 Infrastructuur

Een consequentie van een steil talud is, dat bij wat hogere dijken de maaimachine zowel over de kruin als langs de teen moet kunnen rijden. Om met een tractor over de kruin te kunnen rijden zal deze tenminste 3 m breed moeten zijn, zie paragraaf 3.1. Indien het om een wat hogere dijk gaat, dient bovendien een onderhoudspad onder aan de teen van het binnentalud te worden aangelegd, om ook via de onderzijde het talud te kunnen maaien. Bebouwing langs of onder aan de dijk is hierbij een belemmerende factor. Bij een buitentalud is een dergelijk pad niet mogelijk. Ook op het buitentalud mag het maaisel niet blijven liggen.

3.B.5.3 Wanneer?

Er moet niet eerder worden gemaaid, dan dat het gewas heeft zaad geschoten. De bekleding regenereert zich immers door aanmaak van nieuwe aanwas. Van deze regel kan worden afgeweken als een bepaald type ongewenst gewas domineert. Er moet dan juist voordat dit ongewenste gewas in het zaad schiet, worden gemaaid. Hiervoor is het advies van een botanicus nodig.

Bij een arme bodem is het veelal voldoende om slechts eenmaal per jaar te maaien, in de periode half augustus tot half september. Bij een wat rijkere bodem kan er tweemaal worden gemaaid: in de periode half mei tot medio juni en in het tijdvak half augustus medio september. Een maaiplan moet voorkomen dat er te laat in het seizoen (oktober-november) wordt gemaaid. De dijkbekleding moet immers met voldoende lengte (5 à 7,5 cm) de winter in gaan. Tevens dient er op te worden gelet, dat steeds op ongeveer hetzelfde tijdstip wordt gemaaid.

3.B.5.4 Organisatie

Vooraf met het oog op het maaien van steile taluds dient het beheer te voorzien in een maaiplan en op de strikte naleving hiervan toe te zien. De piekdrukke in de bezetting van speciale maaimachines kan door een aangepast maaiplan worden gespreid. In het maaiplan wordt opgenomen, in welke volgorde de percelen zullen worden gemaaid en welke apparatuur daarvoor nodig is. Als het waterschap de beschikking heeft over het vereiste materieel, kan het zelf het maaiplan zo optimaal mogelijk invullen. Indien het waterschap bij de inzet van speciale apparatuur afhankelijk is van boeren, loonwerkers of externe bedrijven, dienen bindende afspraken te worden gemaakt, om toch nog op tijd de laatste maaibeurt te kunnen geven.

Een complicatie bij het uitvoeren van het onderhoud van steile taluds is het feit dat de waterschappen vanwege inkrimping van het buitenpersoneelsbestand het maaionderhoud van de taluds de laatste tijd meer en meer uitbesteden aan omwonende boeren. Een boer heeft meestal wel een tractor en een maaimachine staan, waarmee hij zijn eigen land bewerkt. Het waterschap is daardoor qua maaionderhoud afhankelijk van de standaard middelen, die lokaal beschikbaar zijn. Ook wordt gebruik gemaakt van maaibedrijven, die van loonwerkers gebruik maken.

Steile taluds zijn gezien vanuit die ontwikkeling een hinderlijke bijkomstigheid. Voor een boer is het immers niet lonend een speciale maaïinstallatie aan te schaffen die hij alleen voor het maaien van enkele honderden meters dijk nodig heeft. Als de percelen zijn verdeeld over veel omwonenden komt het onderhoud bij algemene toepassing van steile taluds in gevaar. Ook het inschakelen van gespecialiseerde maaibedrijven leidt tot hoge onderhoudskosten: er zijn niet zo veel van die bedrijven, waardoor de concurrentie niet erg groot is.

Natuurtechnisch beheer is daarom kansrijker op taluds van 1 : 3 dan op steilere taluds. Omdat een talud van 1 : 3 met standaardmiddelen kan worden onderhouden, is het daarom simpeler de regels voor natuurrechnisch beheer te volgen: op vaste tijden maaien.

Het toepassen van steile taluds is overigens niet een algemene trend. Tot toepassing zal worden overgegaan als andere typen constructies niet mogelijk zijn, bijvoorbeeld omdat de LNC waarden daardoor sterk zouden worden geschaad. In dergelijke gevallen moet er een afweging worden gemaakt tussen het behoud van de LNC waarden en de extra kosten, die toepassing van steile taluds of speciale constructies met zich meebrengen. Gezien de financiële consequenties zal dit er toe leiden, dat steile taluds meer bij wijze van uitzondering zullen worden toegepast dan als regel.

Het is lastig de invloed van de toepassing van steile taluds op de prijs voor het onderhoud kwantitatief te bepalen. De prijs bij toepassing van een bepaald type maaimachine cq. maaitechniek wordt verkregen door de kostprijs te berekenen voor het maaien van een vrij groot stuk gemakkelijk toegankelijk gras. Hiermee zijn vergelijkingen mogelijk tussen verschillende machines onderling, omdat ze onder gelijke, tamelijk optimale omstandigheden worden getest. Steile taluds worden niet en masse toegepast, waardoor de percelen gras, die moeten worden gemaaid, verspreid liggen langs een dijk. Zelfs indien die percelen met standaard methoden zouden kunnen worden gemaaid, dan nog zou de onderhoudsprijs al hoger zijn dan voor het standaard stuk dijk, dat gemakkelijk toegankelijk is. Daarboven komen nog de extra kosten, die worden veroorzaakt door het toepassen van speciale apparatuur.

Fliervoet [5] vermeldt dat per hectare de maaikosten voor een 1 : 3 talud liggen tussen de NLG 800,-- en NLG 1.200,--. Voor een 1 : 2 talud varieert de hectareprijs tussen de NLG 1.200,-- en NLG 2.400,--.

3.B.6 Beweiden

Als de begroeiing door beweiden wordt kort gehouden, moet er een beweidingsplan worden opgesteld. Doelstelling van het plan is er voor te zorgen dat gedurende de winter en het voorjaar het gewas voldoende krachtig is. Uit ervaring is bekend hoeveel gras het land ongeveer opbrengt. De beweiding dient hierop te worden afgestemd. Het plan houdt o.a. in dat er niet continu kan worden beweid, maar in perioden van 3 à 4 weken. Het gewas heeft zo'n rustpauze nodig om weer aan te groeien en zich uit te zaaien. Gespreid beweiden voorkomt tevens de vorming van kale plekken,

in het bijzonder bij drinkbakken en hekken. Vanuit het standpunt van erosie is dit ongewenst. Ook met hoeveel beesten per hectare kan worden beweid staat in het beweidingsplan.

Koeien en paarden zijn door hun hoge hoefdruk ongeschikt voor beweiding, ze vertrappen de top laag van het talud. Schapen zijn toepasbaar voor de beweiding van taluds tot 1+2. Zeker bij de steile taluds is het nodig het beweidingsplan strikt te volgen.

De duur van beweiding hangt van de produktie van het land af, al dan niet bemest. Als er helemaal niet wordt bemest, zijn twee periodes van maximaal vier weken voldoende. De eerste periode start in begin mei en de tweede begin augustus. De grond moet dan in drie percelen worden onderverdeeld, om toch continu de schapen tijdens de zomer uit de stal te houden. Die percelen worden in achtereenvolgende perioden van ongeveer vier weken beweid: perceel 1 in mei en augustus, perceel 2 in juni en september en perceel 3 in juli en eventueel oktober. De hoeveelheid vee moet op de opbrengst en de grootte van de percelen worden afgestemd: 5 à 10 schapen per hectare.

Als er licht wordt bemest (maximaal 60 kg stikstof per hectare per jaar) in de vorm van kunstmest of vaste stalmest, kan er drie keer per jaar worden beweid: in april, juni en augustus. Een indeling in twee percelen volstaat in dit geval om de schapen in die periode buiten de stal te houden. De hoeveelheid schapen, waarmee wordt beweid, hangt af van de opbrengst en grootte van het perceel. Richtlijn is 10 à 15 schapen per hectare.

Het is voor het gewas overigens beter met relatief veel schapen gedurende een korte periode (twee à drie weken) te beweiden, dan met weinig schapen continu. Beesten hebben hun favoriete voederplaatsen, waardoor gemakkelijk kale plekken kunnen ontstaan. Door een korte periode te beweiden is er slechts lichte schade aan het gewas. Het kan zich zo beter van de graasaanval herstellen.

Natuurtechnisch beheer en beweiden kan samengaan, het is echter geen optimale combinatie. Bovendien dient een perceel, dat wordt beweid, toch na twee of drie jaar een keer te worden gemaaid.

3.B.7 Welk beheer?

Hierop kan geen kort antwoord worden gegeven. Het beheer hangt van de plaatselijke situatie af: welke functie oefent de grond uit en wie is de eigenaar van de grond. Indien het waterschap eigenaar van (de grond van) de dijk is, kan het zelf een passende vorm van beheer kiezen. Als de dijk door het waterschap is verpacht of indien derden eigenaar zijn, ligt de beheerskeuze bij de pachter of eigenaar. Evenwel als dwingende voorwaarde geldt in een dergelijke situatie dat de exploitatie van de grond niet mag afdoen aan de primaire functie van de dijk. Het verpachten van de grond neemt de laatste jaren geleidelijk af. In plaats daarvan wordt een onderhoudscontract opgesteld tussen waterschap en boeren, waarbij geen geldelijke vergoeding wordt gevraagd. De boer is daarbij verplicht op een vastgestelde tijd het gras te maaien en af te voeren. Als kanttekening wordt geplaatst dat de

belangstelling voor beweiden en/of hooien afneemt ten gevolge van overproduktie aan hooi, goedkope alternatieven (bijvoorbeeld maïs) en het wegvallen van ooi-premie.

Natuurtechnisch beheer voldoet aan alle eisen, die vanuit de waterkerende functie worden gesteld. Tevens wordt voldaan aan de wensen vanuit een biologisch gezichtspunt. Natuurtechnisch beheer is qua onderhoud veeleisender dan aangepast agrarisch of waterstaatkundig beheer. Omdat er niet mag worden bemest is de opbrengst aan gras c.q. hooi veel lager dan bij aangepast agrarisch beheer. Tegenover de onderhoudskosten staan veel lagere opbrengsten.

3.B.7.1 Eigen beheer, niet verpacht.

- Waterstaatkundig beheer. Er wordt een- of tweemaal gemaaid, het maaisel wordt afgevoerd. Indien het maaisel kan worden verkocht is dat financieel gezien een meeval-ler, anders moet het maaisel als afval worden beschouwd.
- Natuurtechnisch beheer. Dit is in het algemeen iets duurder, maar levert qua sterkte een dijkbekleding van vergelijkbare kwaliteit als waterstaatkundig beheer [4]. Er is daarnaast maatschappelijke consensus en het leidt tot een dijk met een hoge LNC en recreatieve waarde. Dit type beheer sluit qua sterkte goed aan bij beheer volgens waterstaatkundige eisen. Er wordt niet bemest. Het geproduceerde gras wordt door hetzij een- of tweemaal per jaar maaien en afvoeren, hetzij met tussenpozen laten beweiden met schapen verwijderd.

3.B.7.2 Eigen beheer, verpacht.

- Extensief agrarisch beheer, afwisselend beweiden met schapen en weer laten groeien. Zeker bij verpachten, waarbij het waterschap minder grip heeft op de exploitatie dan wanneer de grond in eigen beheer is, moeten toetsingen worden uitgevoerd om na te gaan of nog aan de primaire eisen als waterkering wordt voldaan.

3.B.7.3 Eigendom derden

- De keuze voor het type van beheer ligt bij de eigenaar. Het waterschap kan adviseren met welk type beheer (bijvoorbeeld extensief agrarisch beheer, afwisselend beweiden met schapen en weer laten groeien) kan worden voorkomen dat de primaire functie van de dijk wordt geschaad. Ook in deze situatie heeft het waterschap weinig grip op de exploitatie. Toetsingen om na te gaan of nog aan de primaire eisen als waterkering wordt voldaan, zijn daarom essentieel.

3.B.8 Conclusies

- Waterstaatkundig beheer houdt onder andere het volgende in:
 - * gras wordt gemaaid en afgevoerd of er wordt beweid
 - * er dient niet te worden bemest

- * er mogen geen chemische bestrijdingsmiddelen worden toegepast
- Natuurtechnisch beheer houdt ondermeer het volgende in:
 - * er dient niet te worden bemest
 - * het gras wordt onderhouden door maaien volgens een vrij strak maaiplan
 - * na het maaien moet het maaisel worden verwijderd
 - * het maaiplan is erop gericht de diversiteit in begroeiing te stimuleren
- Aangepast agrarisch beheer houdt ondermeer in:
 - * de beweiding dient kortstondig te zijn, slechts enkele weken
 - * bij beweiding moet vaak van perceel worden gewisseld. Hiervoor moet een beweidingsplan worden opgesteld
 - * land dat wordt beweid, moet ook eenmaal per twee à drie jaar worden gemaaid.
- Op een talud van 1÷3 is natuurtechnisch beheer kansrijker dan op steilere taluds.
- Taluds tot 1÷2 kunnen worden beweid indien aan de voorwaarden uit het beweidingsplan wordt voldaan:
 - * Gespreid in de tijd
 - * Niet langer dan 3 à 4 weken per keer
 - * Uitloop naar een vlakker stuk land
- Voor machinaal onderhoud van taluds die steiler zijn dan 1÷3 (steile taluds), zijn speciale maaimachines nodig.
- Natuurtechnisch beheer vereist meer inspanning en is meestal duurder dan zuiver waterstaatkundig beheer, maar beantwoordt zowel aan alle eisen van goed waterstaatkundig beheer als ook heeft het een hoge LNC waarde.
- Natuurtechnisch beheer is vaak duurder dan aangepast agrarisch beheer.

3.C Referenties

- [1] J. Dekker, E. Janse
Toetsing uitgangspunten rivierdijkversterkingen, deel 3:
Constructief ontwerp.
Ministerie van Verkeer en Waterstaat, 1993
- [2] Leidraad voor het ontwerpen van rivierdijken. Deel 1,
bovenrivierengebied.
TAW, 's Gravenhage, 1985
- [3] Richtlijnen voor het ontwerpen van niet-autosnelwegen.
Commissie RONA, 1992
- [4] L.M. Fliervoet
Aanleg en beheer van grasland op rivierdijken
Unie van Waterschappen en Ministerie van Landbouw,
Natuurbeheer en Visserij. 1992
- [5] L.M. Fliervoet
LNC aspecten en beheer van steile daktaluds
rapport IKC-NBLF, januari 1994

BIJLAGE 4
BESTAANDE NIET-WATERKERENDE OBJECTEN
IN, OP EN NABIJ DE DIJK
MAART 1994

BIJLAGE 4
BESTAANDE NIET-WATERKERENDE OBJECTEN
IN, OP EN NABIJ DE DIJK

GRONDMECHANICA DELFT
AFDELING GRONDCONSTRUCTIES

auteurs:

ir. M.A. Van
ir. J.A. van Twillert

INHOUD

0.	INLEIDING	1
1.	BEOORDELINGSPROFIEL	3
1.1	Begripsbepalingen	3
1.1.1	Leggerprofiel	4
1.1.2	Beheersprofiel	4
1.1.3	Keurzone	5
1.1.3.1	Invloedszone	5
1.1.3.2	Keurgrenzen	6
1.1.3.3	Profiel van vrije ruimte c.q. herbouwprofiel	7
1.1.3.4	Restprofiel	8
1.1.3.5	Afslagprofiel	8
1.1.3.6	Beoordelingsprofiel	10
1.2	Nadere uitwerking filosofie beoordelingsprofiel	11
1.2.1	Doorsnijding van het beoordelingsprofiel	14
1.2.2	Bijzondere constructies als onderdeel van het beoordelingsprofiel	14
2.	FAALMECHANISMEN	15
3.	BEBOUWING OP WATERKERINGEN	21
3.1	Funderingsaspecten	21
3.1.1	Fundering op staal	22
3.1.2	Paalfunderingen	22
3.2	Bijkomende aspecten	23
3.3	Schadecriteria	24
3.4	Invloeden van bebouwing	25
3.4.1	Belastingen	25
3.4.2	Geometrie	26
3.4.3	Grondgedrag	27
3.4.4	Waterspanningsverloop	28
3.4.5	Erosie	28
3.5	Staat van de bebouwing	29
3.6	Reststerkte na falen	30
4.	BOMEN OP WATERKERINGEN	31
4.1	Biologische aspecten	31
4.1.1	Soorten bomen	31
4.1.2	Vorm van het wortelstelsel	32
4.1.3	Sterkte van wortelstelsels	35
4.2	Invloeden van bomen	35
4.2.1	Belasting	36
4.2.2	Ontgronding	37
4.2.3	Grondgedrag	37
4.2.4	Waterspanningsverloop	38
4.2.5	Erosie bij bomen	39
4.3	Reststerkte na falen	40
4.4	Gedrag in de tijd	41
5.	LEIDINGEN IN WATERKERINGEN	42
5.1	Type en locatie van de leidingen	42
5.2	Zettingen en kiervorming	44
5.3	Lekkage of explosie	44
5.3.1	Waterleiding	45
5.3.2	Gasleiding	46

0. INLEIDING

In de Leidraad 3 komen onder andere de invloed van niet-waterkerende objecten in relatie tot het constructief ontwerpen van een dijk aan de orde. In deze bijlage zal dieper worden ingegaan op bestaande niet-waterkerende objecten in, op en nabij de dijk.

De niet-waterkerende objecten die worden beschouwd zijn:

- bebouwing;
- bomen;
- (nuts)leidingen;
- wegen.

In bebouwde gebieden zullen combinaties van bovengenoemde elementen voorkomen. Grote leidingkruisingen, bruggen, spoorwegen en tunnels worden hier niet in beschouwing genomen. Deze zijn al volgens verschillende voorschriften ontworpen, gebouwd en beheerd en het voert in het kader van deze bijlage te ver om deze opnieuw te behandelen.

In de Leidraad 3 is al naar voren gekomen dat de eerste stap bij de beoordeling van niet-waterkerende objecten het toepassen van het zogenaamde beoordelingsprofiel is. Bestaande objecten die buiten dat beoordelingsprofiel vallen, kunnen in het algemeen worden gedoogd.

Vanwege de belangrijke rol die dit beoordelingsprofiel vervult, wordt in hoofdstuk 1 hier eerst dieper op ingegaan. In de daaropvolgende hoofdstukken worden aspecten behandeld die vooral een rol spelen als de niet-waterkerende objecten zich binnen het beoordelingsprofiel bevinden.

In hoofdstuk 2 wordt per object uitgewerkt welke gebeurtenissen de functie van de waterkering kunnen verminderen of teniet doen (faalmechanismen). Deze gebeurtenissen zijn op een systematische wijze weergegeven in zogenaamde foutenbomen. Hierbij komt naar voren dat stabiliteit en erosie de twee belangrijke aspecten zijn die een rol spelen bij de invloed van niet-waterkerende objecten op de functie van de waterkering. De kans van optreden van deze aspecten met de daaruit voortvloeiende gevolgen worden sterk beïnvloed door het beheer. In hoofdstuk 3 tot en met 6 worden de invloeden en mogelijke gevolgen (bijvoorbeeld extra belasting, ontgronding, etc.) voor de dijk van de vier typen niet-waterkerende objecten beschreven. Kwantificering van het erosie-aspect wordt waar mogelijk in deze hoofdstukken behandeld. Aan de kwantificering van het gevolg van het object op de stabiliteit is een apart 7^e hoofdstuk gewijd, omdat er voor alle vier de typen niet-waterkerende objecten grote overeenkomsten zijn in de manier van aanpak.

In het daarop volgende hoofdstuk wordt nader ingegaan op het beheer. Voor de beoordeling van de niet-waterkerende objecten wordt in hoofdstuk 9 een methodiek aangegeven, waarbij gebruik gemaakt wordt van stroomschema's. De beoordelingsmethodiek is noodzakelijk om bij een dijkversterking geschikte alternatieven te kunnen ontwikkelen waarbij deze elementen (mogelijk) behouden blijven. Tenslotte worden in hoofdstuk 10 de conclusies vermeld.

5.4	Invloeden van leidingen	47
5.4.1	Belastingen	48
5.4.2	Geometrie	48
5.4.3	Grondgedrag	48
5.4.4	Waterspanningsverloop	49
5.4.5	Erosie	50
5.5	Staat van de leiding	51
6.	WEGEN OP WATERKERINGEN	52
6.1	Locatie en opbouw van wegen	52
6.2	Invloeden van wegen	52
6.2.1	Belastingen	52
6.2.2	Geometrie en grondgedrag	53
6.2.3	Waterspanningsverloop en erosie	54
6.3	Staat van de weg	55
7.	STABILITEIT	56
7.1	Macro-stabiliteit	56
7.2	Micro-stabiliteit	60
8.	BEHEER	61
9.	BEOORDELING	62
9.1	Stroomschema bebouwing	63
9.2	Stroomschema bomen	65
9.3	Stroomschema leidingen	69
9.3.1	Stroomschema "watervoerende" leidingen	70
9.3.2	Stroomschema gas- en electraleiding	74
9.4	Stroomschema wegen	77
10.	CONCLUSIES	79
	LITERATUUR	81

1. BEOORDELINGSPROFIEL

Door de Commissie Boertien is in navolging van Leidraad 1 gewezen op de mogelijkheid om bij het beoordelen van bestaande bebouwing en bomen gebruik te maken van wat in Leidraad 1 wordt genoemd het "theoretisch profiel".

Dit begrip dat in de Leidraad niet is gedefinieerd wordt door Boertien als volgt gedefinieerd:

"Een denkbeeldig minimum profiel van gedefinieerde afmetingen dat binnen het werkelijk aanwezige profiel moet passen.

Dit profiel mag niet door vreemde elementen worden doorsneden en moet op zichzelf de waterkerende functie kunnen vervullen".

Door de Commissie Boertien wordt aanbevolen de filosofie met betrekking tot dit profiel nader uit te werken en bij de beoordeling van bestaande bebouwing en bomen te betrekken.

Aan het toelaten van nieuwbouw op of in het dijklichaam wordt door de Commissie géén aandacht besteed.

1.1 Begripsbepalingen

Over het begrip "theoretisch profiel" bestaat veel spraakverwarring. Bij navraag worden veelal verschillende definities gegeven. In de bestaande praktijk blijkt het begrip "theoretisch profiel" onder verschillende benamingen en ten behoeve van verschillende doelen te worden gebruikt. Buiten dat worden in het kader van het ontwerpen en beheren van dijken ook andere min of meer gedefinieerde "profielen" gehanteerd.

Om tot eenduidigheid in benamingen te komen wordt eerst een opsomming gegeven van begrippen en benamingen zoals deze bij voorkeur gebruikt zouden moeten worden. Daarna wordt de filosofie met betrekking tot het beoordelingsprofiel nader uitgewerkt.

Reeds vooraf wordt opgemerkt dat het gewenst is de benaming "theoretisch profiel" zoals door de Commissie gebruikt te vervangen door de benaming beoordelingsprofiel. Om verdere verwarring te voorkomen zal het begrip "theoretisch profiel" niet meer worden gebruikt.

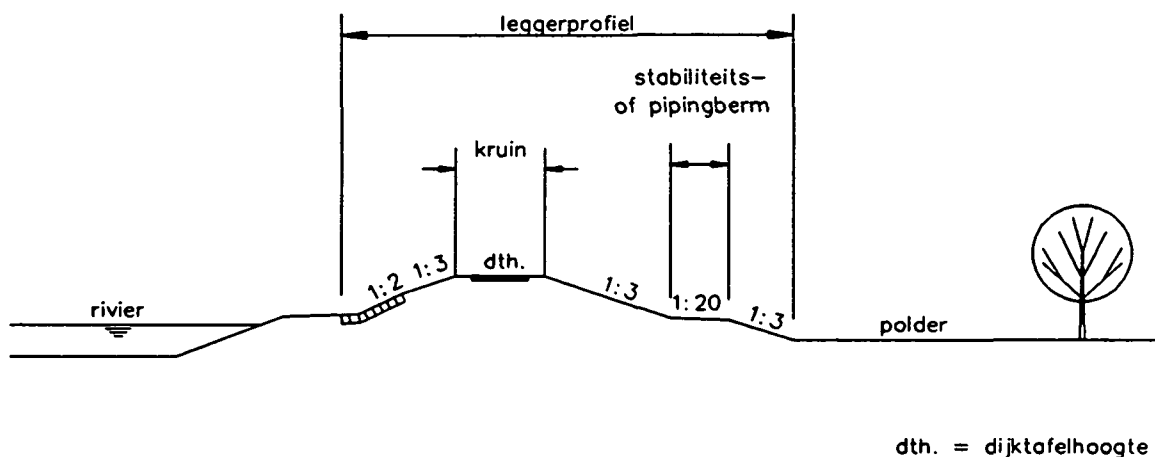
Tevens wordt opgemerkt dat het bij de uitwerking noodzakelijk bleek de door de Commissie geformuleerde definitie enigszins bij te stellen.

1.1.1 Leggerprofiel

Het leggerprofiel wordt vastgesteld op basis van ontwerpberekeningen. Het is het profiel dat theoretisch, met inachtnaam van eventuele andere functies nodig is om de ontwerpwaterstand te keren. Het feit dat de waterkering vaak bijvoorbeeld de functie van verkeersdrager heeft, betekent dat het profiel dat wordt ontworpen een andere omvang heeft dan alleen vanuit waterkeringsoogpunt noodzakelijk zou zijn. Dit heeft consequenties voor het beheer (zie verder paragraaf beheersprofiel).

Opgemerkt zij nog dat buiten het leggerprofiel een zone aanwezig is die noodzakelijk is voor de instandhouding van het leggerprofiel (zie verder paragraaf invloedszone).

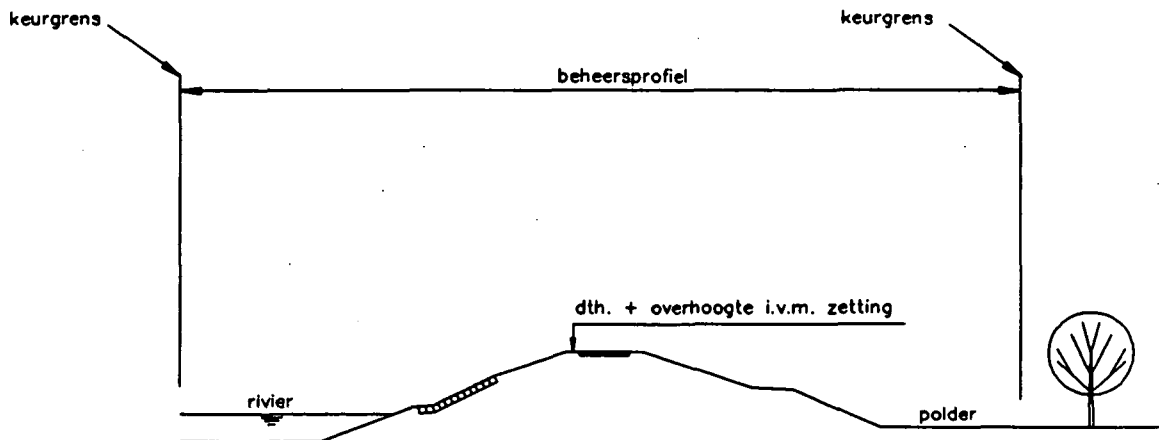
In de legger zijn, behalve het leggerprofiel, ook alle overige begrenzingen van het keurgebied aangegeven.



Figuur 1. Voorbeeld leggerprofiel (= ontwerpprofiel)

1.1.2 Beheersprofiel

Het beheersprofiel wordt gehanteerd ten behoeve van het beheer. Het beheersprofiel is bijna altijd gelijk aan het aanwezige profiel. Dat wil dus zeggen: het beheersprofiel heeft minimaal dezelfde afmetingen als het leggerprofiel. Een profiel dat vanwege andere functies ruimer is dan uit waterkeringsoogpunt noodzakelijk, wordt dan ook als zodanig beheerd. Vanwege bijvoorbeeld overhoogte kan het beheersprofiel ruimer zijn dan het leggerprofiel. Ook moet om het leggerprofiel in stand te houden een zone buiten het leggerprofiel worden beheerd (zie verder paragraaf invloedszone). Indien het beheersprofiel lager/kleiner wordt dan het leggerprofiel moet aanpassing plaatsvinden.



Figuur 2. Voorbeeld beheersprofiel

1.1.3 Keurzone

Voor een goed functioneren van de waterkering kan niet worden volstaan met beheer van het dijklichaam als zodanig. Via de keur wordt door het Waterschap in een breder gebied zeggenschap verkregen.

In deze keurzone worden onderscheiden:

- de kernzone (vroeger waterkeringszone geheten)
- de beschermingszone
- de buitenbeschermingszone.

De kernzone is het gebied met het strengste gebodsregime.

De buitenbeschermingszone is het gebied met het minste strenge gebodsregime.

In het kader van keur worden tevens de begrippen invloedszone en profiel van vrije ruimte (of herbouwprofiel) gehanteerd.

1.1.3.1 Invloedszone

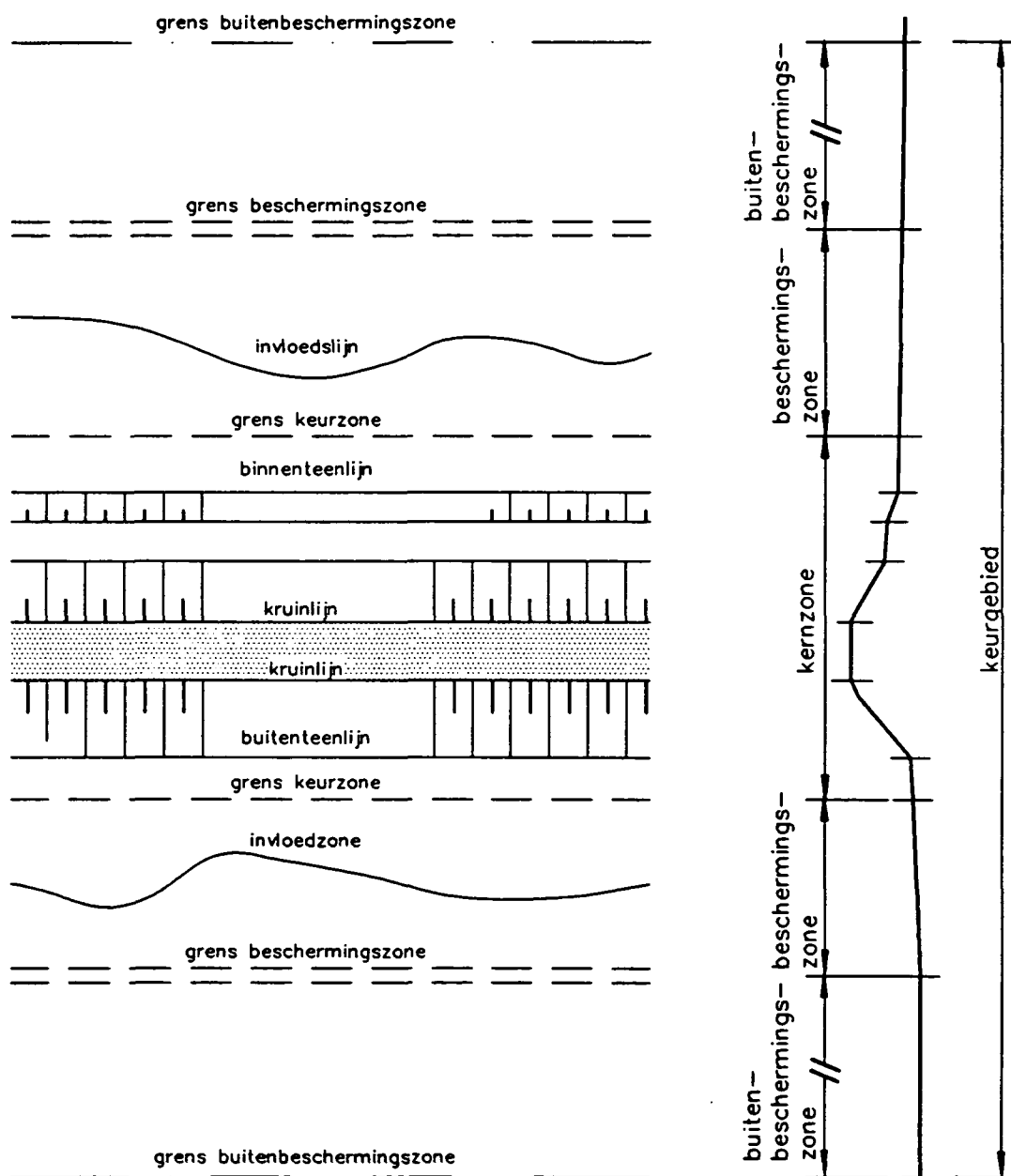
Voor de goede werking van de waterkering is niet alleen het dijklichaam (waterkeringszone) als zodanig van belang maar ook de gronden ter weerszijden van het grondlichaam. Deze gronden waarborgen de stabiliteit van het dijklichaam; gronden en dijklichaam gezamenlijk vormen aldus de eigenlijke constructie waterkering. In dit verband moet bijvoorbeeld gedacht worden aan:

- de aanwezigheid en de continuïteit van een afdekkend pakket en de ligging van het intreepunt in het watervoe- rend pakket buitendijks
- de aanwezigheid, de dikte en de volumieke massa van het afdekkend pakket aan de binnenzijde van de dijk in rela- tie tot de grootte van de waterspanningen die onder maatgevende omstandigheden in het watervoerende pakket kunnen optreden.

De gronden die een daadwerkelijke bijdrage aan de stabiliteit leveren, worden gedefinieerd als de invloedszone.

1.1.3.2 Keurgrenzen

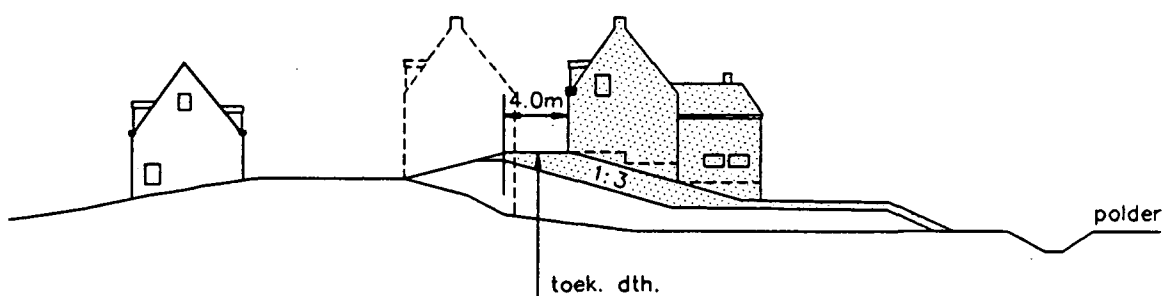
De breedte van de invloedszone is met name afhankelijk van de bodemgesteldheid bij de primaire waterkering en derhalve - soms sterk - variabel. Met name ten behoeve van de duidelijkheid naar de burger is het echter wenselijk dat een zoveel mogelijk vaste keurbegrenzing ten opzichte van de primaire waterkering wordt gehanteerd (minimaal de omhullende van de invloedszone). Voor de breedte van de buitenbeschermingszone geldt géén vaste maat, de breedte wordt meestal lokaal vastgesteld. Op deze wijze ontstaat een situatie als in figuur 3 aangegeven.



Figuur 3. Bovenaanzicht van een dijkvak met de begrenzing van keur- en invloedszone

1.1.3.3 Profiel van vrije ruimte c.q. herbouwprofiel

Met dit profiel kan de beheerder aangeven welke ruimte door een toekomstige dijkverzwaring binnen een aan te geven planperiode van bijvoorbeeld 50 jaar, in beslag zal worden genomen. Het profiel van vrije ruimte is, evenals de invloedzone, een toetsingskader van de beheerder bij het verlenen van vergunningen. De beheerder kan zo aan de hand van het aangeven van het profiel van vrije ruimte een op de toekomst gericht beleid voor een primaire waterkering ontwikkelen, waarbij ruimtelijke reserveringen of voorwaarden van belang voor toekomstige dijkverzwaringen mogelijk worden. In dit beleid wordt er dus rekening mee gehouden dat toekomstige dijkversterkingen nog mogelijk moeten zijn zonder dat tot amovering van nieuwbouw etcetera moet worden overgegaan.



Figuur 4. Voorbeeld bouwprofiel

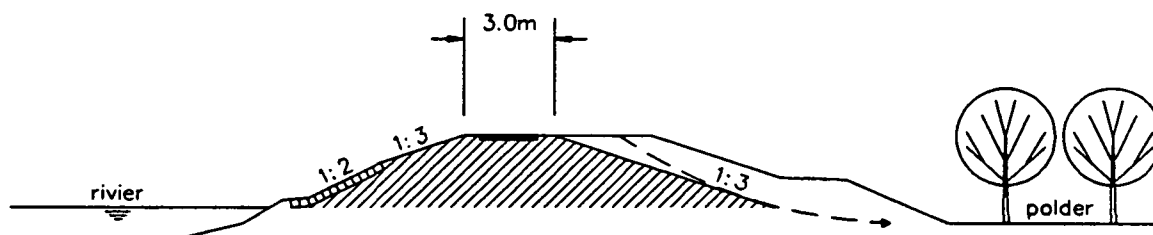
1.1.3.4 Restprofiel

Het restprofiel is een middel om het inundatierisico te beoordelen.

Het restprofiel is het gedeelte van het aanwezige profiel dat, na een binnenwaartse erosie of afschuiving of na een buitenwaartse afslag tenminste moet overblijven om een directe inundatie van het achter de waterkering gelegen gebied te voorkomen.

Een complete filosofie met betrekking tot het restprofiel bestaat nog niet, zo zal onder meer nog invulling moeten worden gegeven aan het duurzaamheidsaspect van het begrip reststerkte. In het kader van een toekomstige dijkkringbepaling zal een en ander relevant worden.

Toch wordt incidenteel reeds gebruik gemaakt van deze filosofie, bijvoorbeeld bij het begrip restprofiel na afslag (afslagprofiel).



Figuur 5. Voorbeeld restprofiel (na afschuiving of erosie)

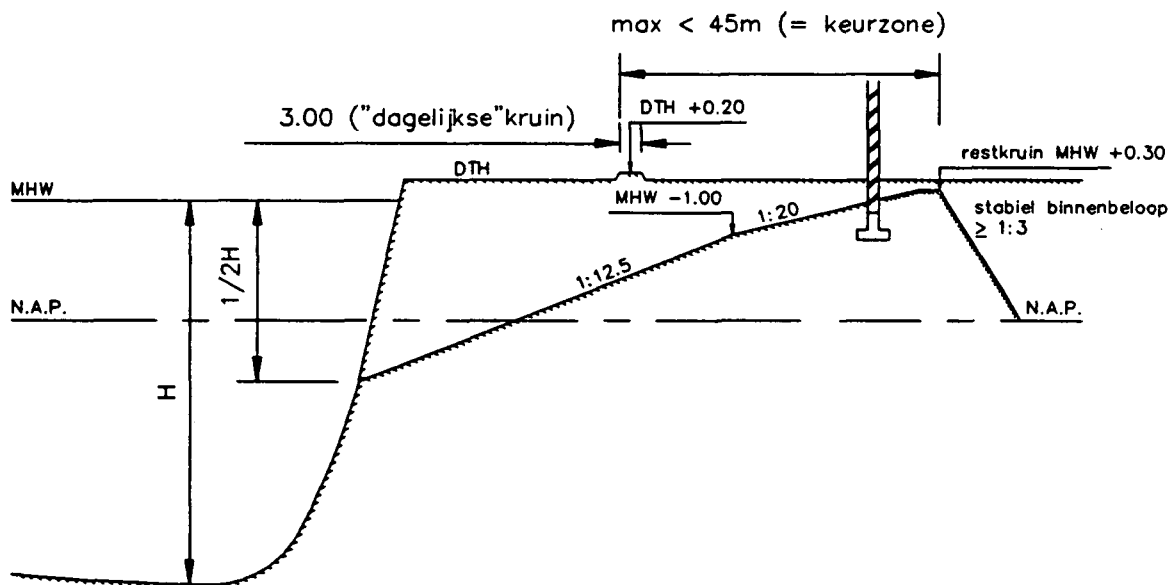
1.1.3.5 Afslagprofiel

Bij een hoog, boven maatgevend hoog water gelegen, en breed voorland kan zich een situatie voordoen waarbij in geval van optredende erosie geen risico voor dijkdoorbraak ontstaat. In een dergelijke situatie wordt de filosofie van het afslagprofiel toegepast, die is weergegeven in de notitie "Toepassen afslagcriterium bij hoge terreinen" van 12 februari 1992 van de Technische Adviescommissie voor de Waterkeringen.

Randvoorwaarden voor de toepassing van deze filosofie zijn:

- er moet een feitelijke waterkering aanwezig zijn met een breedte van minimaal 3 m op ontwerppeil (dijktafelhoogte + 0,20 m, minimale overhoogte voor zetting omdat het situaties betreft met bestaand hoogliggend terrein). Binnen- en buitentalud van dit profiel hebben een helling van 1 : 3 in geval van gras of 1 : 2 in geval van een stenen bekleding. Dit profiel dient, afgezien van erosie, voldoende stabiel te zijn

- indien voldoende breed en hoog terrein aansluitend aan de kruin aanwezig is, kan een erosie van het waterkeringsprofiel in maatgevende omstandigheden tot zekere hoogte worden geaccepteerd. Dit betekent dat dan met de waterkering strijdige elementen zoals bomen en dergelijke in het waterkeringsprofiel kunnen worden toegelaten. Voorwaarden hierbij zijn:
 - * het hoge terrein aansluitend aan de kruin moet een hoogte hebben van minstens 0,30 m (0,10 m NAP daling/seculaire zetting en 0,20 m onzekerheidsmarge) boven maatgevend hoog water (MHW)
- er moet na erosie een restprofiel binnen de keurzone aanwezig zijn met een kruin op deze zelfde hoogte, een kruinbreedte van 3 m op niveau ontwerppeil en een voldoende stabiel binnenbeloop. Het erosieprofiel kan worden afgeleid van het evenwichtsprofiel, dat bij duinafslag ontstaat (beneden MHW - 1 m talud 1 : 2,5, boven MHW - 1 m talud 1 : 20). Een vergelijkbaar profiel ontstaat in de loop van de tijd ook bij gorzen (samenhangende gronden). Het toepassen van dit restprofiel vanaf de rivierbodem leidt tot onwaarschijnlijk grote erosie. Doordat erosiemateriaal mogelijk op diepe delen onder water zal leiden tot aanzanding en omdat aan de waterzijde enige verdediging tegen erosie aanwezig is, kan er van worden uitgegaan dat beneden een bepaalde diepte geen erosie meer plaatsvindt. Gekozen is hierbij voor een hoogte van $\frac{1}{2} H$, waarbij H het hoogteverschil is tussen rivierbodem en dijktafelhoogte. Het voorgaande leidt tot het in figuur 6 aangegeven restprofiel.



Figuur 6. Voorbeeld afslagprofiel

- De aanwezig binnendijkse te beschermen bebouwing moet bij maximale erosie intact blijven.
- Het risico van kruisende leidingen (water, gas en riole-ring) moet worden beperkt door het plaatsen van afsluiters en waarnodig damwandschermen. Voor leidingen moet gerekend worden met ontgrondingen tot 0,5 m onder de leidingen.

In deze benadering van het restprofiel is het duurzaamheidsaspect verzekerd. Het profiel beschrijft de uiteindelijke toestand.

1.1.3.6 Beoordelingsprofiel

Het begrip beoordelingsprofiel is geïntroduceerd met als enig doel een gewogen oordeel te kunnen geven of bestaande bebouwing en bomen op een waterkering gedurende de restlevensduur getolereerd kunnen worden.

Bij een nadere uitwerking van de filosofie met betrekking tot dit beoordelingsprofiel is de definitie van het begrip essentieel.

In de definitie van de Commissie Boertien is sprake van een "op zichzelf volledig de waterkerende functie kunnen vervullen".

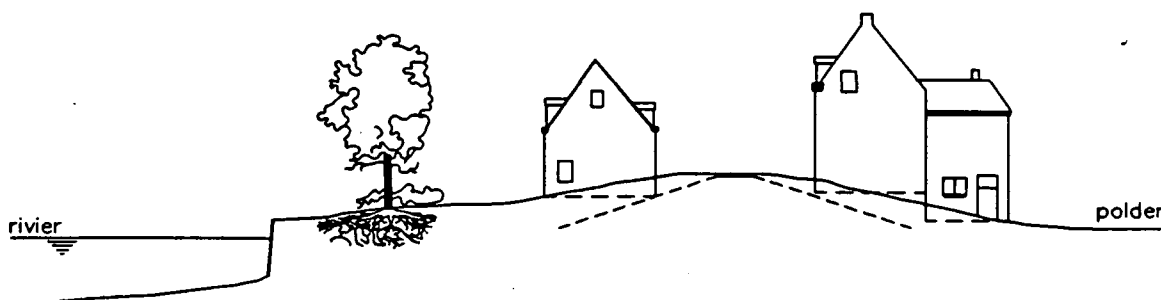
Deze formulering geeft in die zin kans op misverstanden dat zou kunnen worden gedacht dat het werkelijk aanwezige profiel is overgedimensioneerd.

Dit is nu allerm minst het geval. Het is niet de bedoeling dat het beoordelingsprofiel zondermeer de waterkerende functie volledig vervuld. Wel moet worden geëist dat, als door de aanwezigheid van niet-waterkerende objecten, of het falen daarvan, één van de functies van (een onderdeel van) de waterkering faalt (bijvoorbeeld de erosiebescherming op het binnentalud), het aanwezige beoordelingsprofiel een garantie biedt dat ter plaatse tijdelijk voldoende veiligheid wordt geboden.

Aldus zou het beoordelingsprofiel als volgt moeten worden gedefinieerd.

Definitie.

Het beoordelingsprofiel is een denkbeeldig minimum profiel van gedefinieerde afmetingen dat binnen het werkelijk aanwezige profiel moet passen. Dit profiel mag niet door niet-waterkerende objecten worden doorsneden en moet de garantie bieden dat falen van een onderdeel van de waterkering, ten gevolge van de aanwezigheid van het object, niet onmiddellijk tot falen van de waterkering leidt.



Figuur 7. Theoretisch profiel volgens Boertien (overgenomen uit "Toetsing uitgangspunten rivierdijkversterkingen")

1.2 Nadere uitwerking filosofie beoordelingsprofiel

Het beoordelingsprofiel wordt zoals opgemerkt gebruikt bij de beoordeling van bestaande bebouwing en bomen in de waterkering, er is sprake van een gedoogsituatie.

Deze beoordeling is onder meer noodzakelijk als in het kader van dijkversterking bij een beleidsanalytische studie variant oplossingen gewogen dienen te worden.

In het kader van deze filosofie zijn niet-waterkerende objecten als bebouwing en bomen slechts dan acceptabel als duidelijk is dat ondanks hun aanwezigheid (ook in geval van calamiteiten met deze elementen, denk aan instorten en omwaaien) de waterkering tijdelijk voldoende veiligheid blijft bieden. Bij dit "voldoende veiligheid" wordt verondersteld dat er in geval van een calamiteit sprake is van een beheersbare situatie.

In feite vormt het gedogen van niet-waterkerende objecten een extra risico, zo zal bijvoorbeeld ter plaatse van een ontworpen boom op het binnentalud in het algemeen een grotere erosiebelasting optreden dan overeenkomend met het veronderstelde gemiddelde debiet over de kruin. Impliciet wordt bij "voldoende veiligheid" bewaking en het tijdig kunnen treffen van maatregelen verondersteld.

Bovenstaande geeft aan dat op basis van het beoordelingsprofiel zeker geen nieuwbouw- of beplantingsbeleid kan zijn gebaseerd. Eén en ander zou een ongebreidelde groei van het aantal risicofactoren inhouden dat in geval van calamiteiten niet meer is te beheersen.

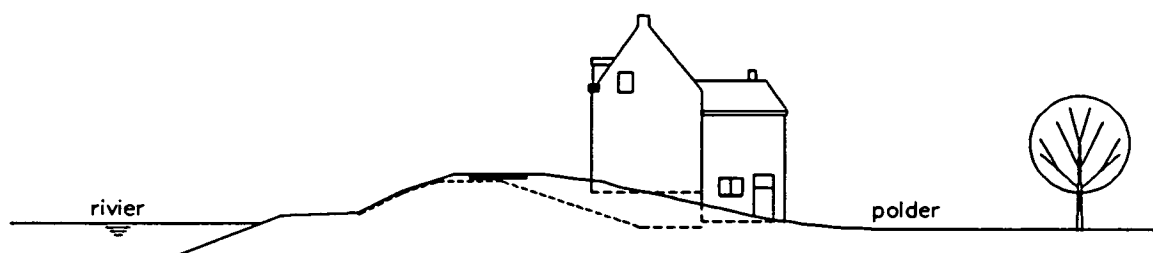
Om aan te kunnen geven welk beoordelingsprofiel de gewenste "voldoende veiligheid" biedt, moet de belijning (de afmetingen) van het beoordelingsprofiel worden gedefinieerd. In principe moeten de afmetingen zodanig zijn dat falen van een onderdeel van het dijklichaam tijdelijk kan worden "opgevangen". Op basis van de huidige inzichten zou dan tot de volgende belijning worden gekomen.

Buitentalud

Bij de aanwezigheid van niet-waterkerende objecten bijvoorbeeld bijvoorbeeld bebouwing op of in het buitentalud zal, naast mogelijke discontinuïteit met betrekking tot waterdoorlatendheid, vooral het aspect erosie moeten worden beschouwd.

Bij het intact zijn van deze bebouwing maar zeker na instorten van deze bebouwing zal de erosiebestendigheid minder goed zijn dan op naast gelegen verdedigde taluds.

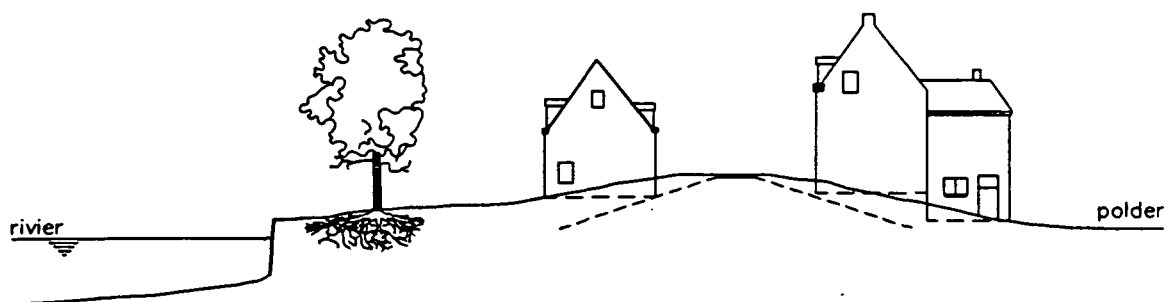
Zolang geen volledig inzicht bestaat in de reststerkte bij erosie is het niet verantwoord in algemene termen een veilige helling van het denkbeeldige "buitentalud" vast te stellen. Met andere woorden het buitentalud van het beoordelingsprofiel zal in het algemeen worden gelegd op het fysiek aanwezige buitentalud.



Figuur 8. Voorbeeld beoordelingsprofiel bij verdedigd buitentalud

Daarmee is niet gezegd dat niet-waterkerende objecten op, in of nabij het buitentalud per definitie ontoelaatbaar zijn.

- In geval van een breed hoog gelegen voorland kan het probleem via de theorie van het afslagprofiel worden benaderd.
- Bij incidentele (waardevolle) bebouwing kan de diepgaande benadering zoals in het vervolg van deze bijlage geschetst duidelijkheid verschaffen.
- Bij intensieve bebouwing op een meer of minder hoog gelegen niet al te breed voorland kan vaak nauwelijks een fysiek buitentalud worden gedefinieerd laat staan beheerd. In dit soort situaties wordt de as van het beoordelingsprofiel gelijk gehouden met de as van de bestaande kruin. Bebouwing kan alleen worden geaccepteerd als de erosiebestendigheid van de buitenzijde kan worden gegarandeerd. Gedacht wordt hierbij bijvoorbeeld aan het inbrengen van een erosiescherm.



Figuur 9. Voorbeeld beoordelingsprofiel bij 2-zijdig bebouwde dijk

Binnentalud

In geval van een calamiteit met de niet-waterkerende objecten moet er van worden uitgegaan dat er géén afdekkende laag meer op het binnentalud aanwezig is. Dit betekent dat ofwel kale klei ofwel zand door erosie wordt belast.

Uit bijlage 2 kan worden afgeleid dat er bij belasting van onbeschermde grond eigenlijk niet meer overslag dan 0,1 l/m/sec zou moeten worden toegelaten (zowel uit een oogpunt van erosie als uit een oogpunt van infiltratie).

Dit leidt er, zowel uit een oogpunt van erosie als uit een oogpunt van infiltratie, vervolgens toe dat de vereiste helling van het "binnentalud" op 1 : 2 voor een kleidijk en 1 : 4 voor een zanddijk zou moeten worden gesteld. (Voor zandige toplagen op een kleidijk zou dan eveneens de helling van 1 : 4 moeten worden aangehouden).

Kruinbreedte

De "kruinbreedte" van het beoordelingsprofiel zou op basis van andere dan constructieve overwegingen (zie bijlage 3) op minimaal 3 m moeten worden gesteld.

Binnenberm

Een binnenberm die op grond van stabiliteits- of pipingoverwegingen aanwezig is, dient onderdeel van het beoordelingsprofiel uit te maken. Onderbrekingen in de vorm van kelders en te laag gelegen vloeren dienen met name aandacht te krijgen. Als afmetingen van het beoordelingsprofiel kunnen de minimaal benodigde afmetingen van de stabiliteits- of pipingberm volgens de beontwerpberekeningen gelden. Dit is niet altijd conform het leggerprofiel, dat om andere redenen ruimer kan zijn.

Samenvatting

Aldus kunnen de randvoorwaarden en de afmetingen van het beoordelingsprofiel als volgt worden aangehouden.

kruinhoogte:	vastgesteld bij een overslag van $\leq 0,1$ l/m/sec
kruinbreedte:	min. 3 m
buitentalud:	valt samen met fysieke buitentalud 1) 2)
binnentalud:	1 : 2 bij kleikern
	1 : 4 bij zandkern

binnenberm: conform minimaal ontwerpprofiel

- 1) indien een zeer breed hooggelegen voorland aanwezig is zou bij de beoordeling gebruik kunnen worden gemaakt van de filosofie van het afslagprofiel
- 2) indien vanwege (een beperkt) voorland het buitentalud niet als zodanig herkenbaar is, dient de as van het beoordelingsprofiel te worden gekozen op de as van de bestaande kruin. Acceptatie van bebouwing is dan alleen mogelijk indien de erosiebestendigheid van de buitenzijde volledig is gegarandeerd.

Op basis van deze filosofie kan geconstateerd worden dat het handhaven van bestaande buitendijkse bebouwing en bomen in het algemeen niet mogelijk is, tenzij (zie volgende hoofdstukken) de integriteit van de waterkering bij het instorten van de bebouwing of het omwaaien van bomen kan worden aangetoond, dan wel bewerkstelligd.

1.2.1 Doorsnijding van het beoordelingsprofiel

De eis dat het beoordelingsprofiel in principe niet door niet-waterkerende objecten mag worden doorsneden houdt in, dat dit profiel vrij moet zijn van bebouwing en van onderdelen daarvan. Dit geldt ten volle voor buitentalud, kruin en binnentalud. Ter plaatse van binnenbermen geldt een uitzondering in die zin dat geheel door grond omsloten gedeelten van funderingen op staal toelaatbaar zijn. Ook funderingspalen zijn toegelaten op voorwaarde dat deze zodanig zijn uitgevoerd dat zij geen aanleiding kunnen geven tot het ontstaan van piping. Met andere woorden palen met een verzwaarde punt zullen in veel gevallen niet acceptabel zijn.

1.2.2 Bijzondere constructies als onderdeel van het beoordelingsprofiel

Bijzondere constructies zoals erosieschermen kunnen een deel van het beoordelingsprofiel uitmaken. Echter deze schermen zullen dan tevens een onderdeel van het leggerprofiel vormen.

2. FAALMECHANISMEN

Niet-waterkerende objecten beïnvloeden de veiligheid van waterkeringen. In de leidraad [5] wordt eigenlijk in grote lijnen gesteld dat het aanbeveling verdient zo min mogelijk niet-waterkerende objecten toe te laten in en op waterkeringen. Om uiteenlopende redenen is dit echter niet haalbaar en zullen verschillende factoren onderzocht moeten zijn om te oordelen of in een bepaalde situatie, eventueel met de toepassing van speciale maatregelen, niet-waterkerende objecten (bomen, bebouwing, leidingen en wegen) wel of niet toelaatbaar zijn. Hierbij wordt zowel gekeken naar dijken met een zandkern als naar dijken die geheel uit klei bestaan.

Om de invloed op de totale veiligheid in een dijkring te kunnen kwantificeren zal in eerste instantie de invloed van het object op een dijkdoorsnede moeten worden bekeken en daarmee de mogelijke faalmechanismen. Hierna kan deze getoetst worden aan een norm. Bij het niet voldoen aan een bepaalde norm kan gekozen worden voor een verbetering van een aantal factoren of verwijdering.

In principe zijn er twee "hoofdfaalmechanismen" die worden beschouwd, te weten:

- instabiliteit;
- erosie.

Indien het beheer faalt zal dit in het algemeen een grote invloed hebben op de kans dat één of beide van de hoofdfaalmechanismen optreedt.

Een niet-waterkerend object in of op de waterkering heeft over het algemeen invloed op deze twee hoofdfaalmechanismen. Het object hoeft hiertoe niet persé zelf te falen, omdat ook de aanwezigheid ervan al voldoende aanleiding kan zijn tot falen. Andersom hoeft het falen van een niet-waterkerend object niet altijd te leiden tot het falen van de waterkering.

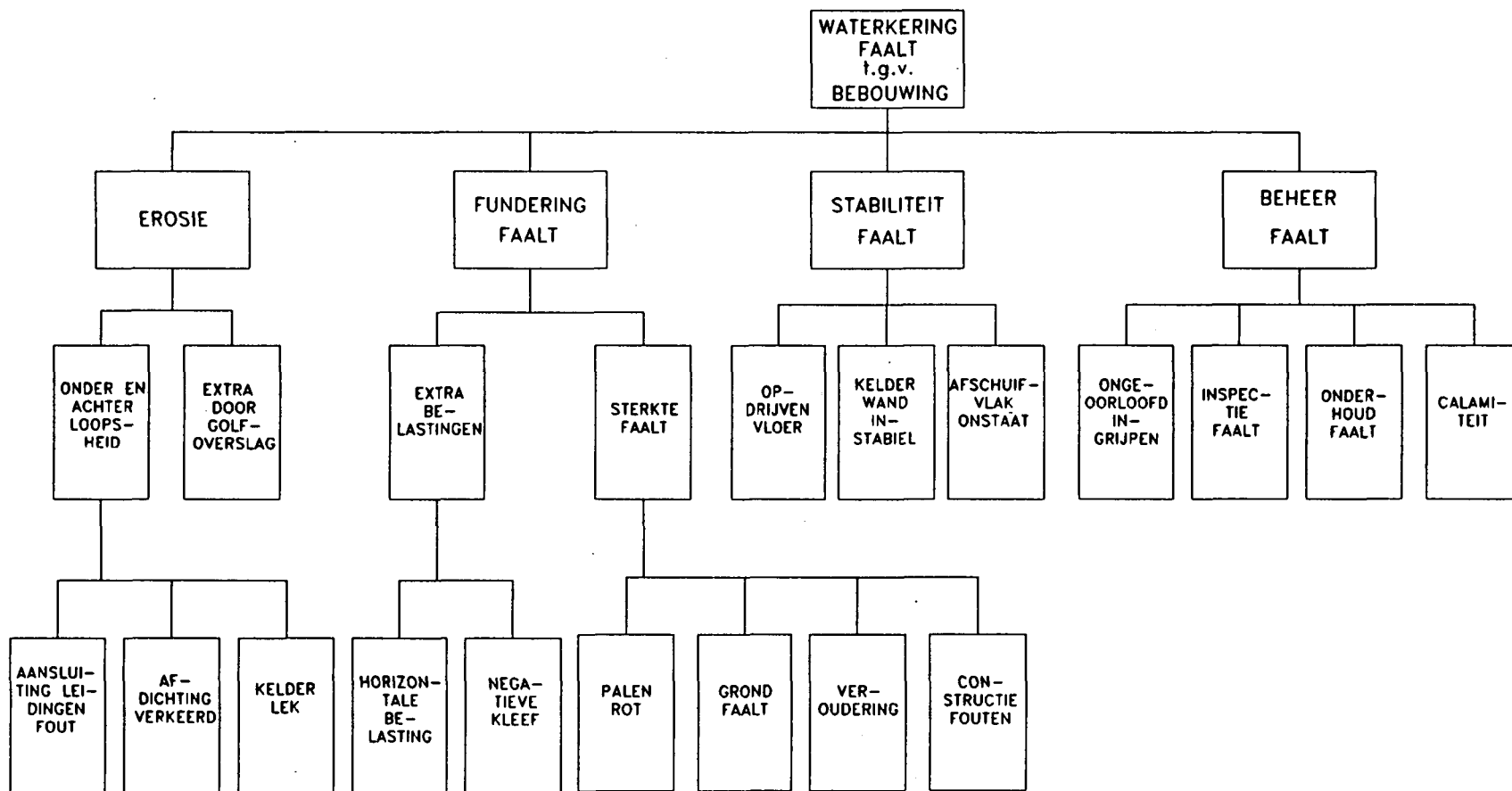
Voor de vier genoemde niet-waterkerende objecten zijn de faalmechanismen in foutenbomen weergegeven (zie figuren 10 tot en met 13). De foutenboom is een schematische weergave van de logische opeenvolging van alle gebeurtenissen, die leiden tot falen van de waterkering. Het falen staat als "topgebeurtenis" bovenaan de boom [54]. Er is uitgegaan van een indeling met drie

"hoofdfaalmechanismen" te weten: stabiliteit, erosie en beheer. Strikt genomen is beheer geen faalmechanisme, maar beïnvloed het de kans van optreden van de twee andere mechanismen. Teneinde de foutenboom niet onnodig onoverzichtelijk en uitgebreid te maken is beheer als faalmechanisme aangeduid. De diverse invloeden van niet-waterkerende objecten op de veiligheid van de waterkering, die in de navolgende vier hoofdstukken zijn beschreven, zijn in deze foutenbomen terug te vinden.

Zettingsvloeiing kan optreden, indien in de dijk kern onder de freatische lijn een meer dan 5 meter dikke losgepakte zandlaag aanwezig is. Over het algemeen zal dit niet het geval zijn, zodat zettingsvloeiing in dit rapport verder buiten beschouwing wordt gelaten.

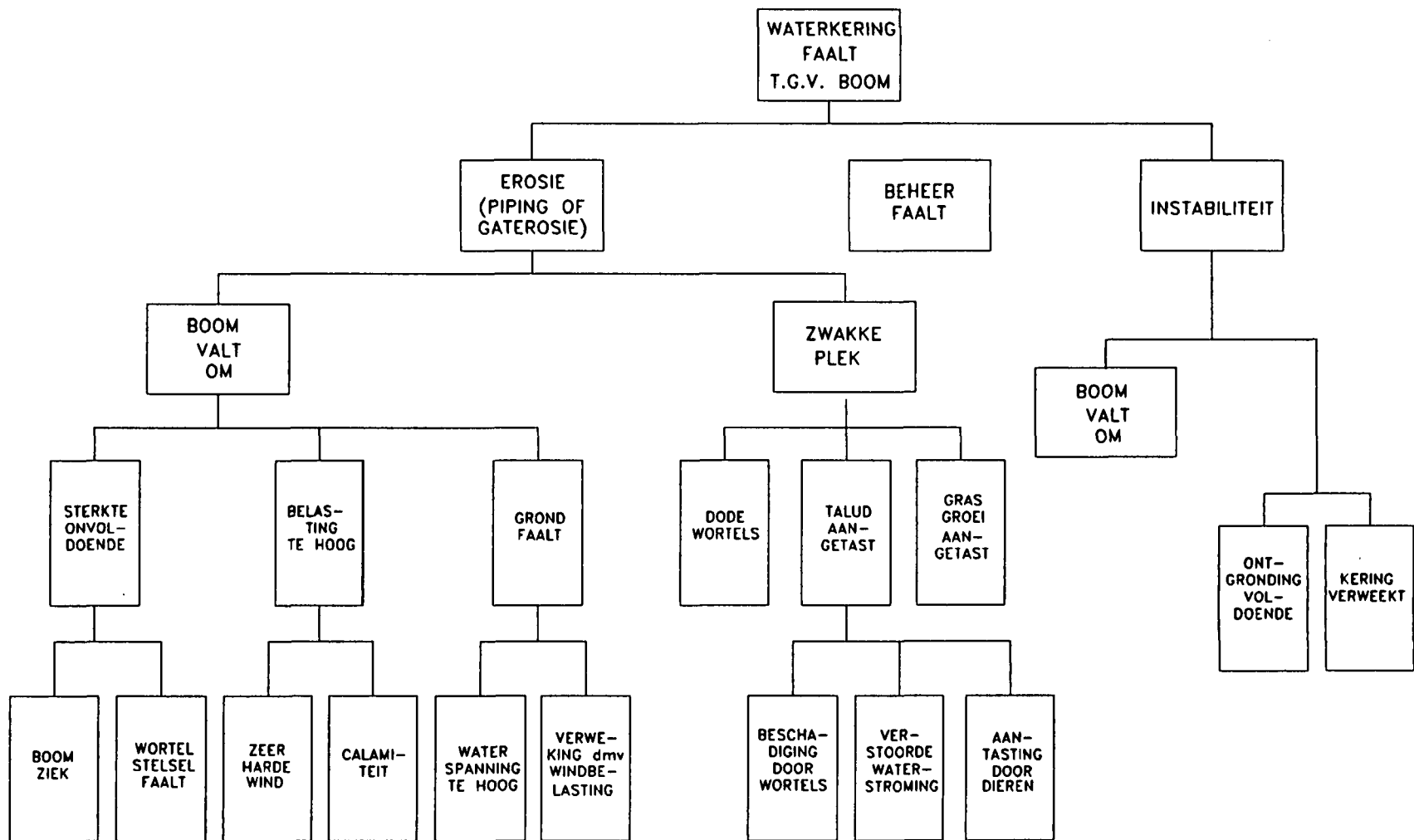
Figuur 10.

Foutenboom bebouwing.

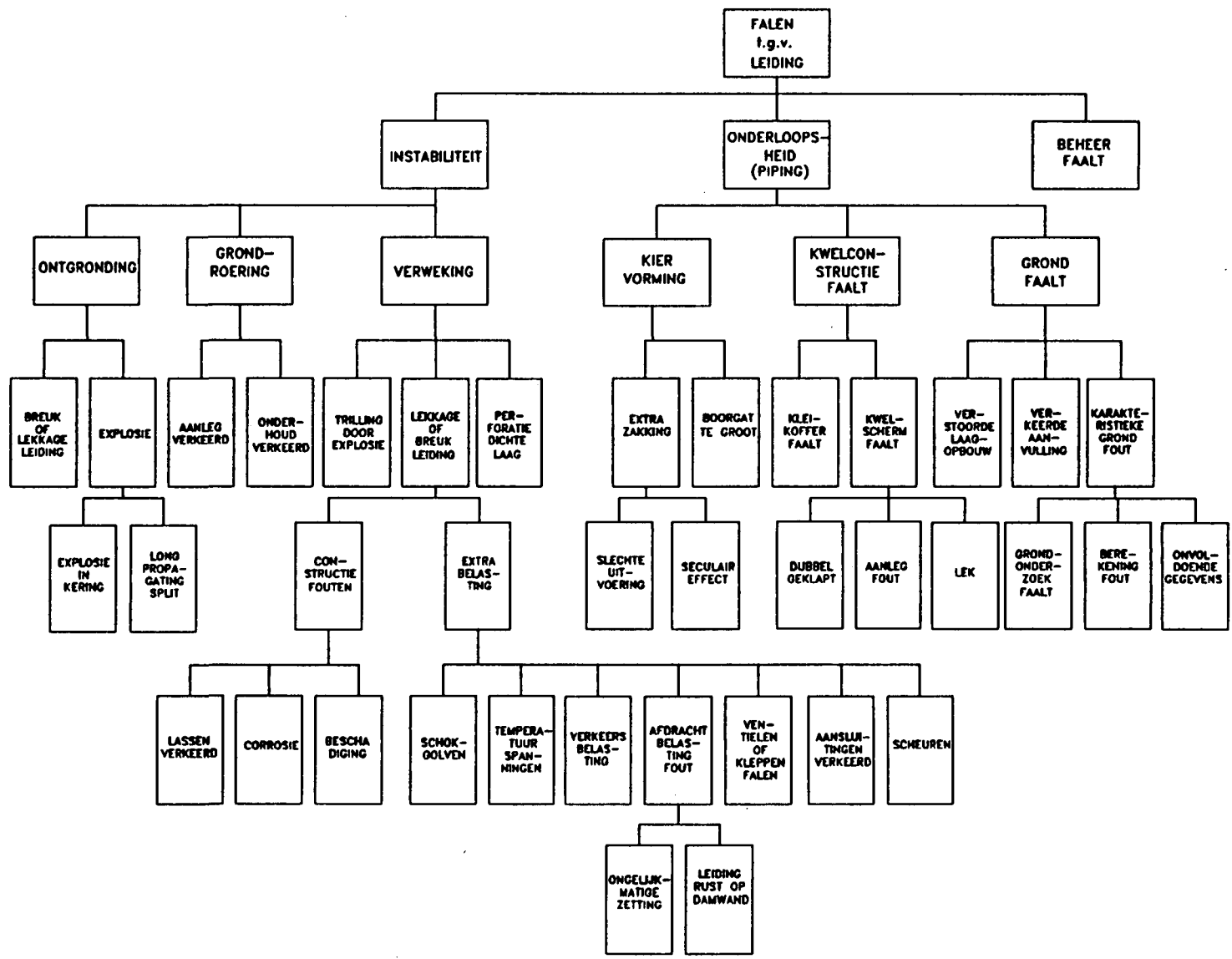


Figuur 11.

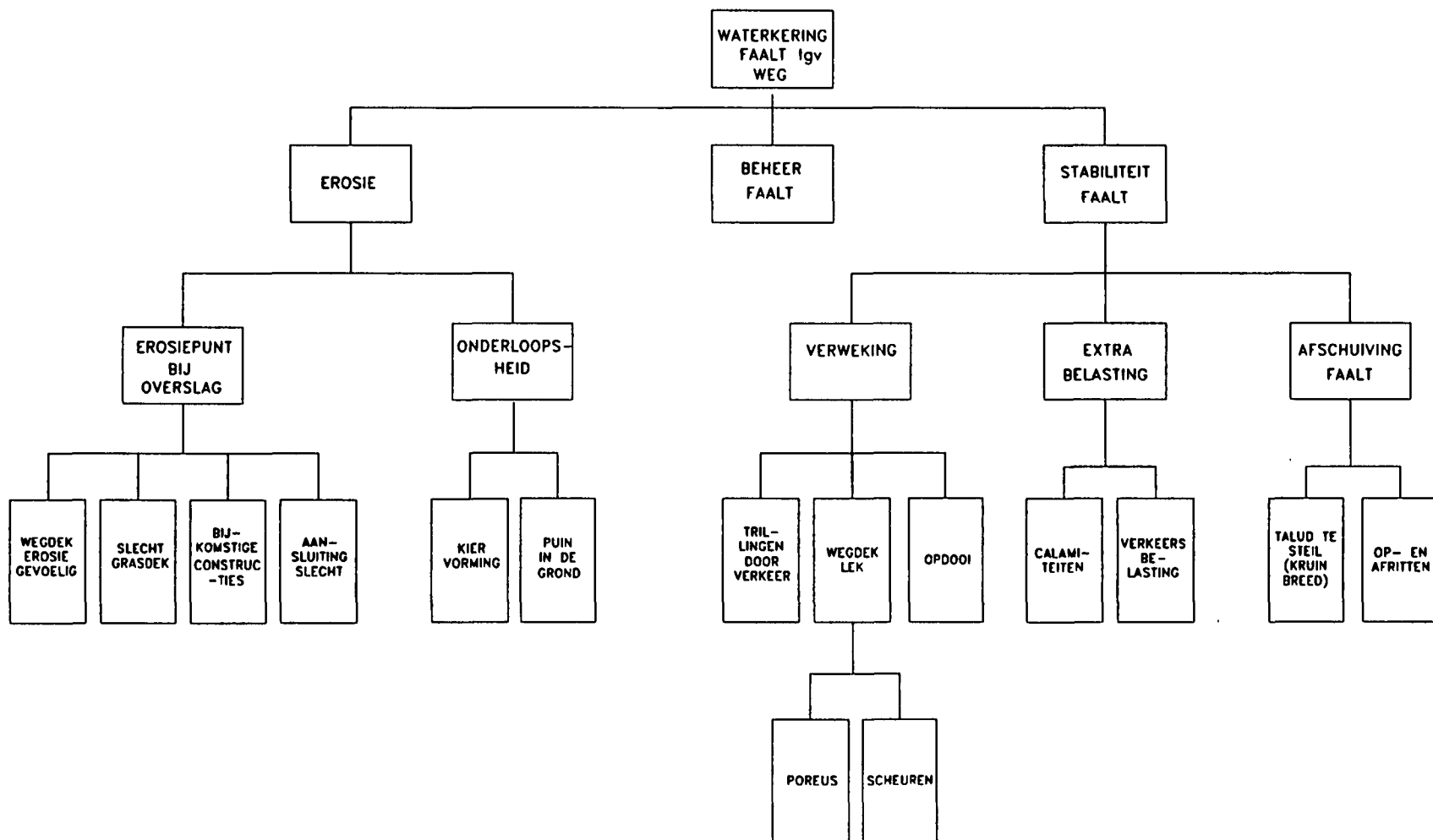
Foutenboom bomen.



Figuur 12. Foutenboom (nuts)leidingen.



Figuur 13. Foutenboom wegen.



3 BEBOUWING OP WATERKERINGEN

In het verleden zijn er op een groot aantal locaties steden en dorpen op en langs de dijk ontstaan. De functie van een waterkering verschilt van de functie van bebouwing. Als de functie van bebouwing verloren gaat zoals bijvoorbeeld bij een onbewoonbaar verklaarde dijkwoning hoeft dit niet te betekenen dat het functioneren van de waterkering minder wordt dan wel verloren gaat. Dit zal alleen zo zijn als de functie van de waterkering wordt beïnvloed door het niet-functioneren van de bebouwing.

In deze paragraaf worden een aantal aspecten van bebouwing behandeld die van belang kunnen zijn voor het functioneren van de waterkering en de bebouwing. Zowel de aanwezigheid van bebouwing als het falen (instorten, wegspoelen) van bebouwing kunnen een rol spelen op de veiligheid van de waterkering. Na falen van de bebouwing is de reststerkte van belang.

Bij bebouwing zijn vrijwel altijd bijkomende aspecten (bijvoorbeeld tuinen) aan te geven die ook een zekere invloed hebben op de veiligheid van de waterkering. Een nadere analyse van deze aspecten is bij de beoordeling van de veiligheid van de waterkering noodzakelijk. Een van die bijkomende aspecten is de aanwezigheid van kabels en leidingen. Hiervoor wordt verwezen naar hoofdstuk 5. Conclusies worden in hoofdstuk 10 aangegeven.

Overigens blijkt uit literatuurinventarisaties [6], [19], [20] en [21] dat de aanwezigheid van bebouwing meestal geen inundaties tot gevolg hebben gehad.

3.1 Funderingsaspecten

Van de verschillende invloeden die bebouwing op waterkeringen heeft wordt eerst nader ingegaan op funderingsaspecten [23], [24] en [25]. Globaal kan een indeling worden gemaakt in twee soorten bebouwing namelijk, oudere woningen (meer dan 40 jaar oud) met een eenvoudige fundering op staal en nieuwe woningen en gebouwen met een fundering op palen.

Funderingen behoren een sterkte te hebben die voldoende is om de optredende belastingen op te kunnen nemen. De sterkte die nodig is kan opgedeeld worden in een evenwichtsdraagvermogen en een vormveranderingsdraagvermogen. Het vormveranderingsdraagvermogen geeft aan dat er een beperking opgelegd kan worden ten aanzien van de vormveranderingen bij de op te nemen belasting. Dit om te zorgen dat er geen schade aan het gefundeerde gebouw ontstaat. Het draagvermogen wordt bepaald door de afmetingen van de fundering en de kwaliteit van de ondergrond ondergrond waaraan de fundering zijn belasting overdraagt. De belasting op de fundering wordt mede bepaald door de opbouw en door de deformaties van de ondergrond. Bijvoorbeeld zettingen kunnen negatieve kleeft veroorzaken.

Voor de berekening van funderingen is een vrij groot aantal rekenmethoden beschikbaar. Bij de controle van funderingen moet men ook rekening houden met minder gebruikelijke belastingen op de fundering. Dit kunnen horizontale belastingen

zijn, trillingen veroorzaakt door machines, sterk wisselende belastingen (opslagplaatsen) of vroegere zware belastingen.

3.1.1 Fundering op staal

Bij de funderingen op staal is een onderscheid te maken in funderingen met kelders of funderingen met muren op een eenvoudige voet.

Deze funderingen zullen zettingen van het dijklichaam blijven volgen. Over het algemeen zijn deze huizen ook enigszins vervormd. De voorgevel zal vaak naar de dijk toegebogen staan door (seculaire) zettingen van het dijklichaam. Hierbij wordt vaak scheurvorming in de zijgevel direct achter de voorgevel geconstateerd.

Bij funderingen op staal zijn ten gevolge van de aanwezigheid van een dijklichaam geen wezenlijke invloeden die het evenwichtsdraagvermogen aantasten. Doordat de statische belasting relatief ondiep op de onderliggende lagen wordt overgedragen verbeteren de wrijvingseigenschappen. Dit geldt niet bij funderingen op palen waarbij de belasting naar diepere lagen wordt overgedragen.

3.1.2 Paalfunderingen

Bij een fundering op palen is onderscheid te maken in houten palen, houten palen met betonnen oplangers, betonnen palen en stalen palen. Bovendien is er onderscheid te maken in palen die op "kleef" zijn geheid (meestal korte en licht belaste palen) en op "stuit" geheide palen (meestal langer en zwaarder belast).

Bebouwing met palen op kleef zal net als een fundering op staal relatief slap zijn.

Bij (houten) paalfunderingen kan door de wisselende freatische lijn de sterkte teruglopen. Dit kan zich uiten door het optreden van grotere zakkingen van gebouwen. Controlerende funderingsberekeningen kunnen uitgaan van een verminderde paaldoorsnede. Aan de belastingkant zal de belasting van de opbouw vaak slechts in geringe mate toenemen. Wel kunnen zich extra belastingen voordoen door de deformaties van de bodem. Dit kunnen zettingen zijn maar ook horizontale deformaties. De zettingen geven extra negatieve kleef. Deze negatieve kleef kan verminderd worden door de extra zakking van de funderingspaal. De maximale kleef wordt vaak bereikt bij een relatieve zetting ten opzichte van de paal van circa 2 cm. In het algemeen is bij waterkeringen de zetting van de kruin in de tijd bekend en zal deze de 2 cm ook overschrijden. Het is dan ook raadzaam om met een maximale negatieve kleef te rekenen.

Door horizontale deformaties kunnen extra momenten in de palen optreden. De grootte van dit moment hangt af van de mate waarin de paal deze deformaties wil verhinderen.

Probleem bij houten palen is het verrottingsproces. Dit proces verschilt per soort hout. De houtaantasting wordt veroorzaakt door macro-schimmels of micro-schimmels en bacteriën. Aantasting door macro-schimmels zal alleen optreden als er ruim voldoende zuurstoftoetreding plaatsvindt (0,5 à 1 m boven de grondwaterspiegel).

De aantastingssnelheid kan erg groot zijn. Na 10 jaar kan de paal(kop) reeds volledig aangetast zijn. Aantasting door micro-schimmels en bacterien vindt plaats in de nagenoeg zuurstofloze zone boven de constante waterspiegel. Dit proces bij houten palen blijft over het algemeen beperkt tot het spinhout. Dit is het buitenste, bij het kappen van de boom nog weinig verhoude deel van de stam, waarin (in levende toestand) het watertransport plaatsvindt. Het binnenste deel van de stam bestaat uit kernhout wat niet of weinig aangetast wordt. De maximale aantasting zal na 30 à 70 jaar bereikt. Als maximale aantastingssnelheid wordt ook wel 2 mm per jaar aangehouden. Per houtsoort verschilt de hoeveelheid spinhout aanzienlijk. Bij vuren, dennen en lariks bedraagt het aandeel in de diameter circa 20 à 50% en bij grenen circa 40 à 70%. Bij gezaagd hout kan het percentage spinhout sterk verschillen.

Het bezwijken van paalfunderingen door paal- of kespbreuk kan tot gevolg hebben dat er relatief veel zettingen optreden. De oorzaken kunnen extra belastingen ten gevolge van negatieve kleef zijn of extra momenten ten gevolge van horizontale deformaties.

3.2 Bijkomende aspecten

Bebouwing (woningen, fabrieken etc.), en de daarbijbehorende voortdurende aanwezigheid van activiteiten van mensen, is van invloed op de veiligheid van de waterkering. Deze activiteiten introduceren een extra onzekerheid rond de instandhouding van de veiligheid van de waterkering. In de loop der tijden kan bebouwing verschillende wijzigingen ondergaan. De bijkomende zaken zijn in het algemeen moeilijk controleerbare zaken waar nogal het een en ander aan ongeoorloofd menselijk handelen kan optreden. Zaken die naar voren komen zijn problemen bij nutsleidingen (zie hoofdstuk 5), rioolputten, (illegaal) geslagen waterputten en tuinen.

In de laatste tientallen jaren zijn er vaker en meer uitgebreide tuinen aangelegd bij bebouwing. De meest uiteenlopende beplantingen komen daarin voor maar ook vijvers, bielen constructies etcetera. Ook uitbreiding van tuinen door afgravingen en ontgravingen van gedeelten van taluds komt voor. Dit wordt vaak oogluikend getolereerd waardoor het steeds extreme vormen aan kan nemen en optreden hiertegen problematisch kan zijn.

Een regelmatige inspectie van de bebouwing en omgeving en een vergunningenstelsel zijn noodzakelijk om de genoemde problemen beheersbaar te houden.

Gunstig aspect van het menselijk handelen is dat in het algemeen de controle van de eigenaar groot is en dat bij het optreden van kwel en dergelijke dit in het algemeen bij bebouwing vroeg gesignaleerd wordt.

3.3 Schadecriteria

In het verleden zijn schadecriteria opgesteld voor bebouwing ten gevolge van bijvoorbeeld dijkversterkingen. Deze schadecategorieën zijn opgesteld voor op staal gefundeerde bebouwing [4], [29] en [48] en gaan uit van een optredende ongelijkmatige zetting van de bebouwing. Hierbij is de volgende onderverdeling gemaakt:

1. geen schade; zettingshelling 1:500;
2. esthetische schade; zettingshelling 1:500 - 1:250; kans op eenvoudig repareerbare schade;
3. constructieve schade; zettingshelling 1:250 - 1:100; kans op grotere repareerbare schade, geen risico voor de bewoners;
4. gebruikersschade; zettingshelling groter dan 1:100 kans op ernstige schade, risico's voor bewoners.

Bij mogelijke schade ten gevolge van polderpeilverlagingen is een indeling in 2 soorten schaden gemaakt [25].

De zogenaamde A-schaden zijn schaden ten gevolge van vervormingen van het gebouw en B-schaden zijn schaden die gerelateerd zijn aan de zakking van het maaiveld. De 5 schadeklassen van A zijn:

1. zeer lichte schade; scheurwijdte 1 mm; fijne scheuren, eenvoudig herstelbaar door dichtzetten of verlijmen;
2. lichte schade; scheurwijdte 1-5 mm; zichtbare scheuren, ambachtelijk herstelbaar door dichtzetten, verlijmen en/of uithakken; klemmende deuren en ramen;
3. matige schade; scheurwijdte 5-15 mm (of meer dan 3 scheuren); duidelijk zichtbare matige scheuren, meer vaktechnische begeleiding noodzakelijk voor uithakken en opnieuw inmettelen; ontzette kozijnen, lekkages;
4. ernstige schade; scheurwijdte 15-25 mm (ook afhankelijk aantal scheuren); grote scheuren vooral boven ramen en deuren, sterk vervormde kozijnen, merkbaar hellende vloeren (> 1:100), muren bol of uit het lood (>1:100), enkele balken verliezen oplegglengte;
5. zware schade; scheurwijdte 25 mm; zware konstruktieve schade, begeleiding expert noodzakelijk in verband met geheel of gedeeltelijke afbraak.

Voor de kategorie B zijn de volgende schade klassen aan te geven:

1. zeer lichte schade die leidt tot enig extra onderhoud;
2. lichte schade die leidt tot frekwenter onderhoud, bijvoorbeeld het verzakken van tuinen en paden;
3. matige schade die extra controle en enig herstelwerk vraagt bijvoorbeeld het verzakken van bedrijfsvloeren;
4. ernstige schade die directe herstelwerkzaamheden noodzakelijk maakt bijvoorbeeld leidingbreuk;
5. zware schade die omvangrijke herstelwerkzaamheden met deskundige begeleiding noodzakelijk maakt.

Deze schadecriteria geven een indelingsmogelijkheid van bebouwing waaraan een beoordeling gekoppeld kan worden.

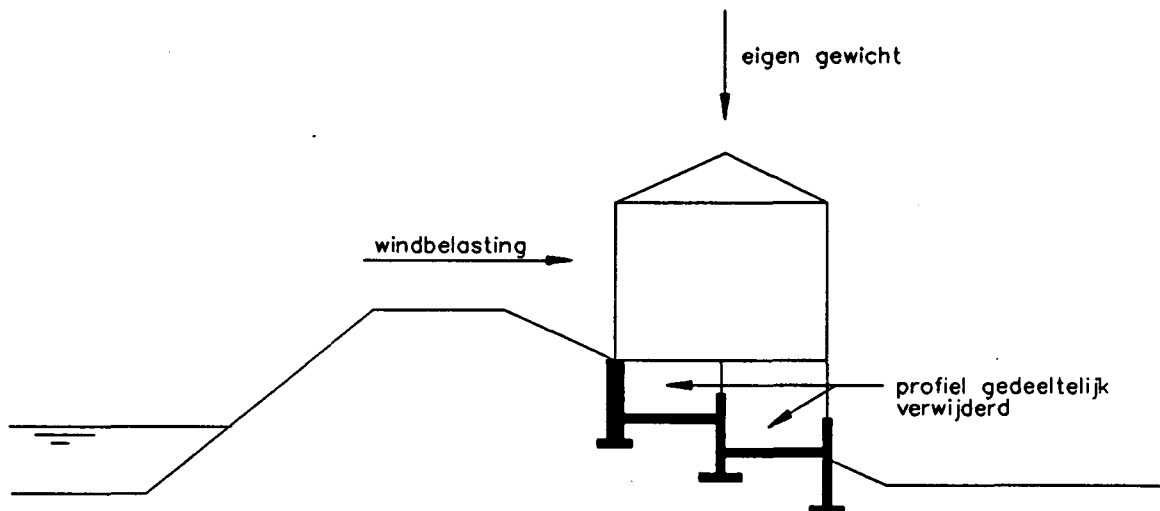
3.4 Invloeden van bebouwing

Voor de waterkering is een aantal factoren van essentieel belang namelijk:

- belastingen;
- geometrie;
- grondgedrag;
- waterspanningsverloop;
- erosie.

Bebouwing heeft invloed op al deze factoren. Daarbij is de plaats van bebouwing in het profiel van belang.

3.4.1 Belastingen



Figuur 14. Extra belastingen ten gevolge van bebouwing.

Door de aanwezigheid van bebouwing kunnen er extra belastingen op een dijklichaam optreden (zie figuur 14) [18], [22], [27] en [28]. Van deze belastingen is weinig bekend en dijklichamen zijn meestal niet op deze belastingen ontworpen of gecontroleerd. De volgende belastingen zijn aan te geven:

- extra belasting door eigen gewicht van de bebouwing
- extra windbelasting (dynamisch zowel als statisch).
- extra dakbelasting (sneeuw).

Het eigen gewicht van bebouwing is redelijk nauwkeurig vast te stellen. Voor normale woonhuizen kan ter oriëntering vaak worden volstaan met vuistregels (zoals 0,5 kN/m³). Bij controlerende berekeningen zal dit wat nader uitgewerkt moeten zijn [28].

De wind geeft een bepaalde stuwdruk op gebouwen. In de normen [28] worden hier waarden en rekenmethoden voor gegeven. Voor de stuwdruk wordt een waarde aangegeven afhankelijk van de hoogte van het gebouw. Gezien de andere aspecten zijn deze waarden als windbelasting aan te houden.

Ook voor de dakbelastingen worden in de normen [28] waarden aangegeven. Ook hiervan lijkt het niet nodig om daarvan af te wijken.

Het eigen gewicht van huizen is relatief de grootste (statische) belasting. Dit in tegenstelling tot bomen waarbij de (dynamische) windbelasting als voornaam factor geldt. Dit heeft tot gevolg dat bij bebouwing de bodem zich al grotendeels heeft aangepast aan deze belasting en dus 'sterker' is geworden.

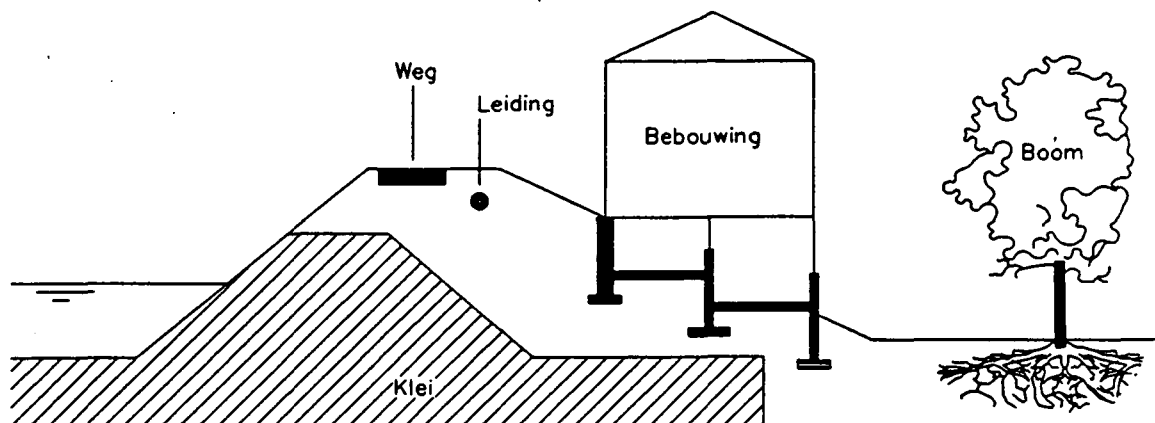
De belastingen die een extra aandrijvend moment geven, zijn in principe de windbelasting en het eigen gewicht [27] en [28]. De wind zal gunstig en ongunstig kunnen werken. Hierbij speelt de kracht en het aangrijpingspunt op de bebouwing een rol en de plaats van de bebouwing op de waterkering. Door de windbelasting worden geen extra korrelspanningen (en dus extra schuifweerstand) gegenereerd (ongedraineerd gedrag). De dynamische belasting ten gevolge van wind is moeilijk te beschrijven.

De afdracht van de belasting kan verschillend zijn. Dit kan door middel van palen naar diepere zandlagen maar ook door strokenfunderingen ter plaatse van de gevels. Overigens kan de toename van de korrelspanning tengevolge van het eigengewicht ter plaatse van de maatgevende glijcirkel van weinig belang zijn. Vaak zal onder de bebouwing het een en ander ontgraven zijn wat weer een gewichtsvermindering met zich meebrengt.

Als voorbeeld is in hoofdstuk 7 de evenwichtsfactor uitgerekend voor twee voorkomende waarden van het eigen gewicht (lichte bebouwing 150 kN/m' en zwaardere bebouwing 240 kN/m') in combinatie met de windbelasting. Voor de wind kan het aandrijvend moment worden berekend volgens formule 1 uit paragraaf 2.2.1. In de voorbeeld berekening is uitgegaan van een gemiddelde afstand van de as van het mogelijke glijvlak van 5 m, een gemiddeld oppervlak van 5 m^2 per meter dijk en een stuwdruk van $0,5 \text{ kN/m}^2$. De in rekening te brengen windbelasting is dan $12,5 \text{ kNm/m'}$.

3.4.2 Geometrie

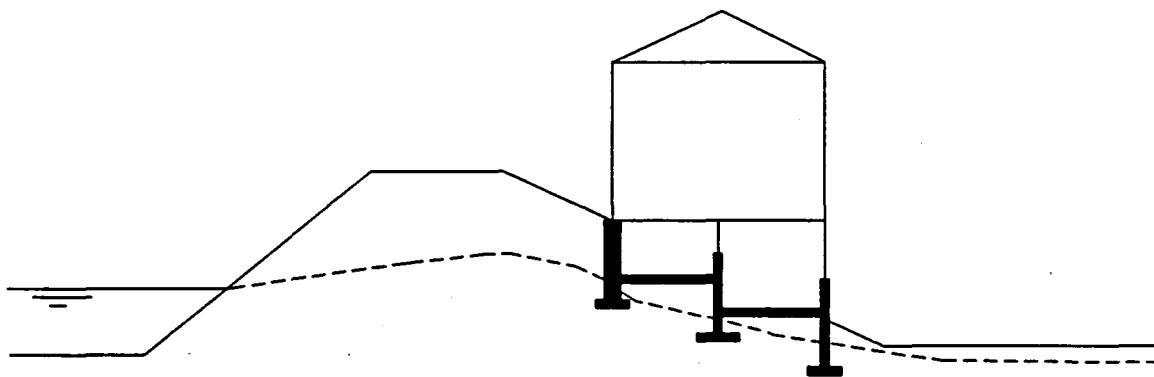
De geometrie kan door bebouwing ingrijpend gewijzigd worden. Dit kan bijvoorbeeld door de aanwezigheid van kelders, waardoor een gedeelte van het profiel niet aanwezig is. De invloed hiervan kan aanvaardbaar zijn als een beoordelingsprofiel (zie hoofdstuk 1 en figuur 15) overblijft waardoor de waterkerende functie tijdelijk voldoende intact blijft.



Figuur 15. Voorbeeld beoordeling op basis van vergelijkingsprofiel.

3.4.3 Grondgedrag

Grondgedrag kan op velerlei wijzen veranderen bijvoorbeeld door de aanleg van tuinen. Grondroering van diepere lagen vindt plaats bij de toepassing van geboorde funderingspalen en bij palen met een verzwaarde punt kunnen holle ruimten ontstaan. Hierdoor kunnen de wrijvingseigenschappen afnemen van grondlagen die een rol spelen bij het ontstaan van mogelijke glijcirkels.



Figuur 16. Mogelijke freatische lijn onder normale omstandigheden.

3.4.4 Waterspanningsverloop

Ter plaatse van bebouwing kan de freatische lijn beïnvloed worden (zie ook paragraaf 4.2.4). Onderscheid moet hier gemaakt worden voor veranderingen bij normale omstandigheden, maatgevend hoogwater en bij neerslag en voor bebouwing binnendijks en buitendijks.

Onder normale omstandigheden kunnen de waterspanningen hoger worden door bijvoorbeeld langdurig lekkende leidingen (zie hoofdstuk 5).

Bij maatgevend hoogwater zal de freatische lijn bij buitendijkse bebouwing aanzienlijk hoger kunnen worden. Kelders kunnen immers onder water komen te staan en tevens kunnen lekwegen langs de fundering voorkomen. Voor binnendijkse bebouwing zullen deze effecten geringer kunnen zijn alhoewel er door overslag ook ongunstige situaties kunnen ontstaan. Direct naast de bebouwing kan een geconcentreerde afvoer van grote hoeveelheden water optreden.

Bij zeer grote neerslag kan een verhoging van de freatische lijn voorkomen. Bebouwing kan dit verergeren door een gebrekkige afvoer van hemelwater.

Tevens dient er rekening mee gehouden worden dat bepaalde slecht doorlatende lagen kunnen worden doorsneden door bebouwing (muren, kelders en paalfundering). Dit zou de kwelweg voor piping kunnen verkorten.

Voor maatgevende omstandigheden zal van de ongunstige situatie uitgegaan moeten worden dat de freatische lijn een extra verhoging ten gevolge van de aanwezigheid van bebouwing kan ondergaan.

3.4.5 Erosie

De erosie van waterkeringen ten gevolge van de aanwezigheid van bebouwing kan een aantal oorzaken hebben. In het algemeen zijn aansluitingen van grond met starre elementen erosiegevoelige punten. Bebouwing kan zo'n aangrijpingspunt van erosie zijn. Hierbij moet vooral gedacht worden aan overslag bij binnendijkse bebouwing en langsstroming en oploop buitendijks. Tevens van belang is de grondwaterstroming rond bebouwing. Door een aangetaste kleibedekking, lekkage langs wanden en vloeren, water door lekke dakgoten, kapotte drainagesystemen, grondwaterontrekking en lekkende leidingen kunnen de waterspanningen in en om de dijk beïnvloed worden [2], [4], [17] en [26].

Bij bebouwing is bij de aanleg een bepaald gedeelte veelal bouwrijp gemaakt. Hierbij kan een aanzienlijke hoeveelheid zand zijn aangebracht en de kleibedekking verloren zijn gegaan.

Door de aanleg van tuinen wordt de grasmat vaak weggehaald en gaat een gedeelte van de kleidekking en de verdichting daarvan verloren. Bij langsstroming of overslag kan hierdoor doorgaande erosie ontstaan.

Gezien waarden uit de literatuur moet voor een goede weerstand tegen erosie op klei uitgegaan worden van minstens een goede grasbedekking. In het verleden uitgevoerde modelproeven hebben aangetoond [12] dat bij onvoldoende erosiebestendige bekleding er sprake kan zijn van snelle voortgaande erosie (zie paragraaf 4.2.5).

Voor een nadere uitwerking kan nog onderscheid gemaakt moeten worden tussen bekleding bij binnendijkse bebouwing en buitendijkse bebouwing (in verband met langsstroming en golfoploop).

Bij bebouwing op het buitentalud zal rond bebouwing een turbulente stroming optreden en het materiaal zal door bijvoorbeeld de aanleg van tuinen erosiegevoelig zijn. Hierdoor zal extra erosie plaatsvinden. Zeker bij hoge stroomsnelheden is dit een onwenselijke en mogelijk onbeheersbare situatie.

Bij bebouwing in het voor- en achterland kan indien de bebouwing slecht doorlatende lagen doorsnijdt piping een grotere rol gaan spelen. Als de doorlatendheid van het voorland groter wordt dan zal de respons van de waterspanning in het watervoerende zand groter zijn. Als rekenmethodiek zou hierbij uitgegaan kunnen worden van een veranderde kwelweglengte.

Bij binnendijkse bebouwing kan door de aanleg van trappen, paden e.d. bij golfoverslag een vrijwel doorgaande stroom ontstaan waardoor plaatselijk veel erosie kan optreden. Effecten van de aanwezigheid van bebouwing is een mogelijke vermindering van uitspoeling van de binnentoe door wateroverslag bij de bebouwing terwijl naast de bebouwing de uitspoeling groter kan zijn. Tevens kan bij golfoverslag de stabiliteit van het binnentalud vaak een belangrijker faalmechanisme zijn dan erosie. De aanwezigheid van bebouwing op het binnentalud kan in dat geval een gunstig effect hebben.

De huidige (ontwerp)criteria van golfoverslag geven aan dat bij een bijzonder slechte bekleding (zoals bij bebouwing vaak voorkomt) geen overslag van enige betekenis mag plaatsvinden en slechts 0,1 l/s/m' toelaatbaar is.

3.5 Staat van de bebouwing

De staat en daarmee samenhangend de functie van bebouwing heeft echter niet een directe invloed op de waterkering. Uitzondering moet gemaakt worden voor delen van bebouwing die een deel van de waterkering uitmaken zoals grondkerende muren. Voor een dijkbeheerder betekent dit dat de bebouwing een bouwval mag zijn indien bijvoorbeeld een mogelijk aanwezige grondkerende muur wel intact is.

Verschuiven die vooral kunnen optreden bij bebouwing op het binnenmaaiveld zijn het opdrijven van keldervloeren en piping. Door de verandering in grondwaterstroming kan tegen een moge-

lijk aanwezige keldervloer een dermate grote waterdruk opgebouwd worden dat gevaar bestaat voor opbarsten en piping. Metingen van waterspanningen en grondwaterstromingsberekeningen kunnen hierover uitsluitsel geven.

In het algemeen kunnen vrij gemakkelijk maxima voor het opdrijven aangegeven worden omdat de maximaal te bereiken waterdrukken niet moeilijk te bepalen zijn. Aangegeven wordt wel [2] om maximaal het gewicht van de vloer en een mogelijk daaronder aanwezige kleilaag als tegenwerkende belasting mee te rekenen. Dit lijkt echter niet zonder meer overal toepasbaar.

Bij oude bebouwing zullen in het algemeen de waterdrukken tegen wanden niet zo hoog oplopen vanwege optredende lekkages. De kelderwanden van bebouwing zijn ook blootgesteld aan grond- en waterdrukken. De muur onder de voorgevel van dijkhuizen is vaak grondkerend en kan in de loop der tijd aanzienlijke vervormingen hebben ondergaan. Deze stabiliteit kan gecontroleerd worden met verschillende methoden. Als belasting kan hiervoor de neutrale gronddruk aangenomen worden [2].

Grondkerende muren en keldervloeren die aan opdrijfkrachten worden blootgesteld zijn in principe constructies die een gedeelte van de functies van de waterkering vervullen en als zodanig ook bekeken moeten worden.

3.6 Reststerkte na falen

Als vooraf de reststerkte bepaald kan worden van de waterkering na het falen (instorten, wegspoelen) van bebouwing is dit een belangrijke aanwijzing in de beoordeling van waterkeringen.

Voor de reststerkte van de waterkering ten aanzien van erosie is het van belang of er zich een stabiele eindsituatie kan instellen en het overblijvende deel van de waterkering voldoende veiligheid biedt tegen inundatie. Dit zal een belangrijk criterium zijn. Als voorwaarden zijn te stellen dat een schadeprofiel nog voldoende veiligheid tegen inundatie moet bieden of een afdoende mogelijkheid tot het nemen van noodmaatregelen. Grootheden die daarbij een rol spelen zijn:

- de waterstand na falen bebouwing
- de significante golfhoogte
- het initiële profiel
- de berging van het weggespoelde materiaal.

De bepaling van de reststerkte ten aanzien van erosie is een gecompliceerde zaak. De verwachting is echter dat, ook gezien het mogelijke bouw materiaal (bakstenen, beton), het instorten van bebouwing een kleine invloed heeft op de sterkte van de waterkering in verhouding tot andere factoren.

4 BOMEN OP WATERKERINGEN

Indien bomen op of nabij de waterkering voorkomen kunnen deze invloed hebben op de veiligheid daarvan. Een analyse van de verschillende aspecten van bomen geeft meer inzicht in de mate van invloed op de waterkerende functie en de mogelijk toe te passen maatregelen. Conclusies worden in hoofdstuk 10 aangegeven.

4.1 Biologische aspecten

Teneinde enig inzicht te verkrijgen in de mogelijke invloeden wordt eerst nader ingegaan op de biologische aspecten zoals, de voorkomende soorten en de vorm en sterkte van het wortelstelsel.

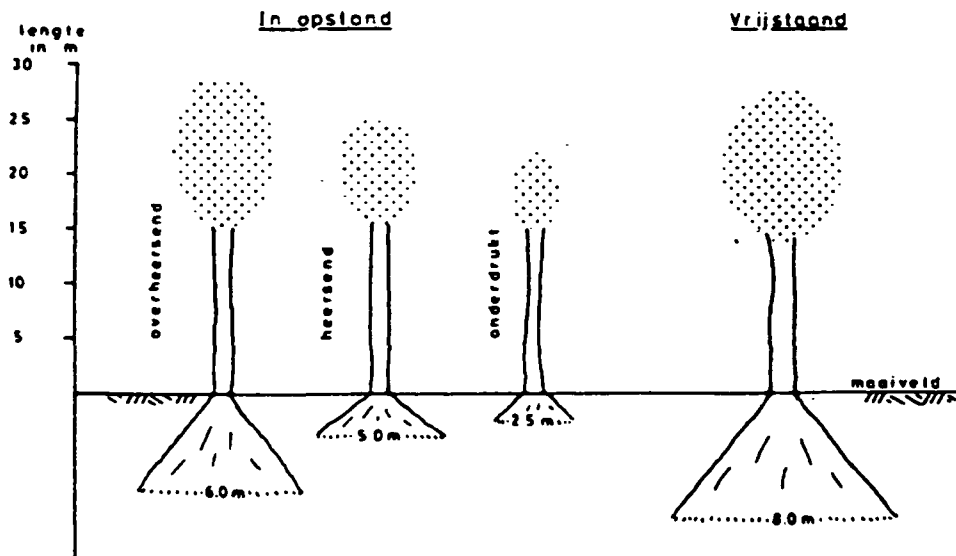
4.1.1 Soorten bomen

De verschillende soorten bomen hebben verschillende omstandigheden nodig om tot een goed ontwikkeld wortelstelsel te komen. Deze ontwikkeling is noodzakelijk voor de goede gezondheid van een boom en voor de nodige windvastheid. In Nederland zijn oude dijken veelal kleidijken en nieuwe dijken hebben vaak een zandkern met een kleibekleding. Op nieuwe dijken zullen in het algemeen bomen niet toegelaten zijn en veel minder voorkomen. Van belang is dus de mogelijke ontwikkeling van wortelstelsels op kleigronden. Uit literatuur [10] blijkt dat de volgende soorten bomen daarvoor geschikt zijn:

- grauwe els;
- zilverspar;
- wilg;
- winter- en zomereik;
- populier;
- berk;
- es;
- esdoorn;
- haagbeuk;
- iep.

Deze soorten zijn ook redelijk bestand tegen wortelrot bij normale fluctuaties van het grondwater. Bovendien hebben ze een zeer lage tot matige relatieve zuurstofbehoefte om tot een goede wortelontwikkeling te komen. De leeftijd van de onderzochte bomen lag tussen de 25 en 50 jaar. De worteldiepte ligt gemiddeld tussen de 1,6 en 1,9 m met maxima van rond de 2,25 m.

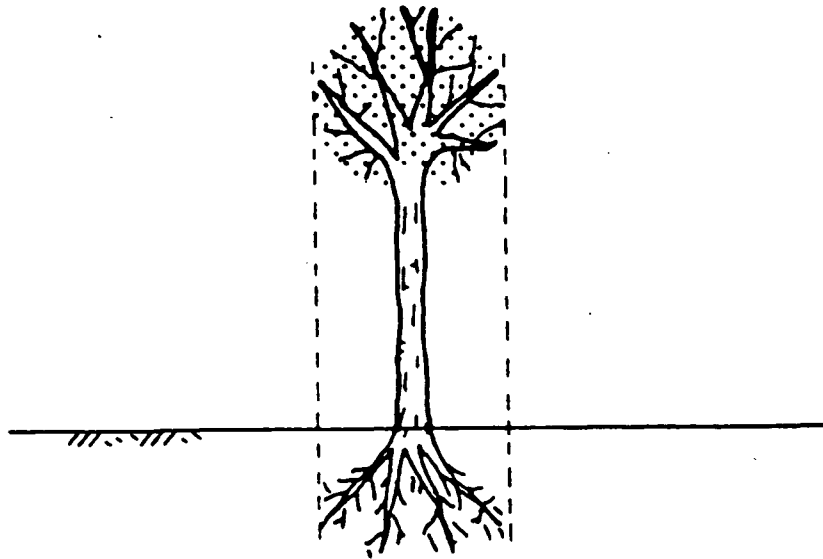
4.1.2 Vorm van het wortelstelsel



Figuur 17. Amerikaanse eik in verschillende categorieën.

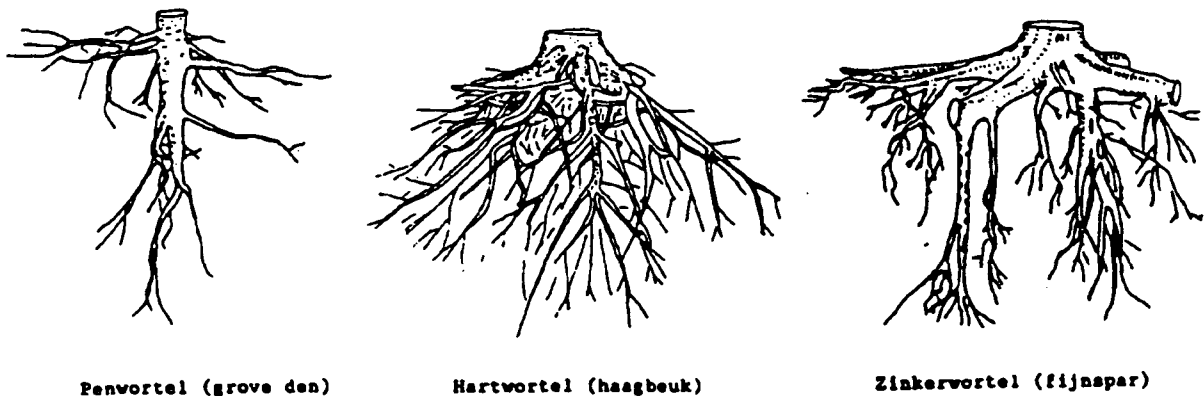
Duidelijke verschillen liggen in de omgevingssituatie van de betreffende boom [10], [11], [12], [13], [14] en [15]. Vrijstaande bomen hebben een andere ontwikkeling dan bomen in opstand. Voor bomen in opstand zijn drie categorieën aan te geven, namelijk overheersende, heersende en onderdrukte bomen (zie figuur 17).

Alle bomen blijken te reageren op wortelconcurrentie zodanig dat dit het wortelstelsel beïnvloed. Zo zal het wortelstelsel van een in opstand overheersende boom over het algemeen kleiner zijn dan van een vergelijkbare vrijstaande boom terwijl de hoogte van de overheersende boom groter zal zijn.



Figuur 18. Kruinprojectie en horizontale spreiding wortels.

Bij een aantal soorten bomen wordt als vuistregel aangehouden dat het horizontale bereik van de wortels samenvalt met de kroonprojectie van de boom (zie figuur 18). Hierop kunnen echter uitzonderingen zijn.



Figuur 19. Voorbeelden van een penwortel, hartwortel en zinkervortel.

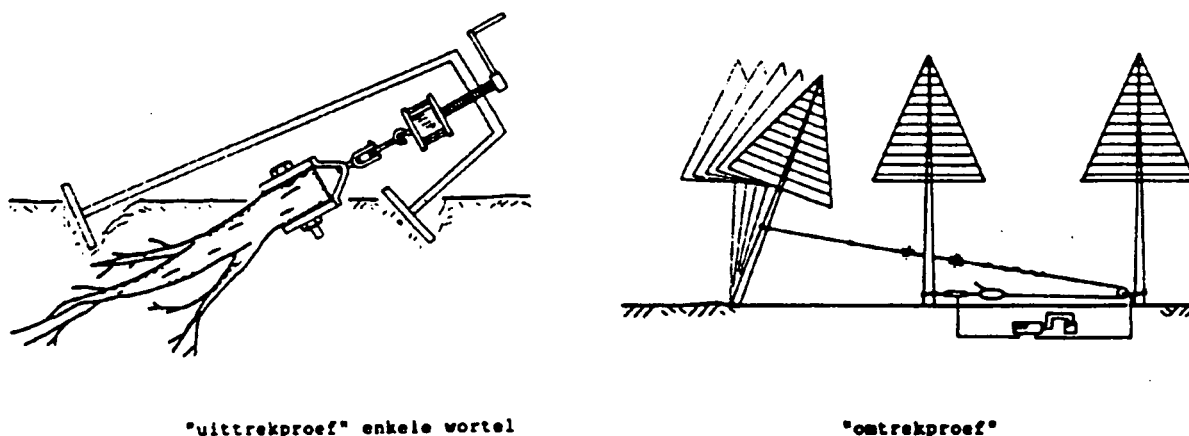
Over het algemeen worden de typen wortelstelsels ingedeeld in penwortel, hartwortel of zinkervortel (zie figuur 19). Verreweg de meeste boomsoorten hebben in hun jeugd een primaire wortel. Bij het penworteltype is er sprake van een voortzetting en ontwikkeling van deze primaire wortel. De penwortel is in zekere mate op te vatten als het ondergrondse deel van de stam.

Het hartworteltype wordt gekenmerkt door vaak primaire wortels die schuin vanaf de stronk de bodem ingroeien. Het horizontale deel is evenals bij het penworteltype niet sterk ontwikkeld. De bodem wordt meestal intensief en in een halve bolvorm ontsloten. De wortels hebben een sterke neiging tot vertakken.

Bij het zinkerworteltype is het horizontale deel sterk ontwikkeld. Het bestaat over het algemeen uit ver reikende horizontale hoofdwortels waarvan vrij dunne wortels (zinkerwortels) loodrecht de grond ingroeien.

De ontwikkeling van een wortelstelsel hangt af van een aantal factoren. Een belangrijke factor is de waterhuishouding. Wortels groeien verder van de stam op een droge bodem dan op een natte bodem. Normaliter zullen wortels enkele decimeters het grondwater kunnen indringen. Bij gronden met een wisselende grondwaterstand zullen de meeste houtsoorten het zomerpeil als referentieniveau voor de dieptegroei aanhouden. Bij buitengewoon hoge grondwaterstanden in de zomer zullen de wortels afsterven (reeds na 2 à 3 dagen). In de winterperiode zal een dergelijke grondwaterstand geen invloed hebben. Er zijn uitzonderingen op het bovengenoemde. Zo is het mogelijk dat bijvoorbeeld de wortels van de grauwe els tot 2 m onder de grondwaterstand kunnen indringen. De zomereik kan horizontale wortels hebben tot 18 m van de stam. De populier kan tot 4 m diepte bewortelen (afhankelijk van de grondwaterstand). De wortelgroei en opbouw is ook afhankelijk van de soort grond. Op klei- en veengronden worden aanzienlijk minder diepe wortelstelsels gevonden dan op zandgronden. De oorzaak hiervan ligt in het feit dat dat klei vrij zuurstofarm is. Ook is gevoeligheid voor wortelrot van belang bij de gezondheid van een boom.

4.1.3 Sterkte van wortelstelsels



Figuur 20. Voorbeeld van een "uittrekproef" en een "omtrekproef".

In verschillende onderzoeken [14] en [15] zijn trekproeven gedaan op een aantal bomen van verschillende soorten (eik, linde, Douglas spar). Hierbij is onderscheid te maken in trekproeven op wortels en wortelstelseldelen en gehele bomen. Bij de trekproeven is onderzoek gedaan naar de 'uit'trekkkrachten en naar de 'om'trekkkrachten. Bij uittrekkkrachten (zie figuur 20) worden waarden van totaal ong. 75 kN gevonden (eik exclusief eigen gewicht). Bij de omtrekproeven (zie figuur 20) zijn waarden (momenten) gevonden tussen de $2 \cdot 10^4$ Nm en $15,5 \cdot 10^4$ Nm met een gemiddelde rond de $5 \cdot 10^4$ Nm (Douglas spar op zandgronden). De waarden zijn gecorreleerd aan een groot aantal parameters zoals groeiruimte, hoogte van de kluit en de hoogte-diameter (h/d) verhouding van de boom. Uit de metingen op meerdere bomen blijkt het maximale moment (bij omtrekken) ongeveer 2 à 3 maal het gemiddelde moment te zijn.

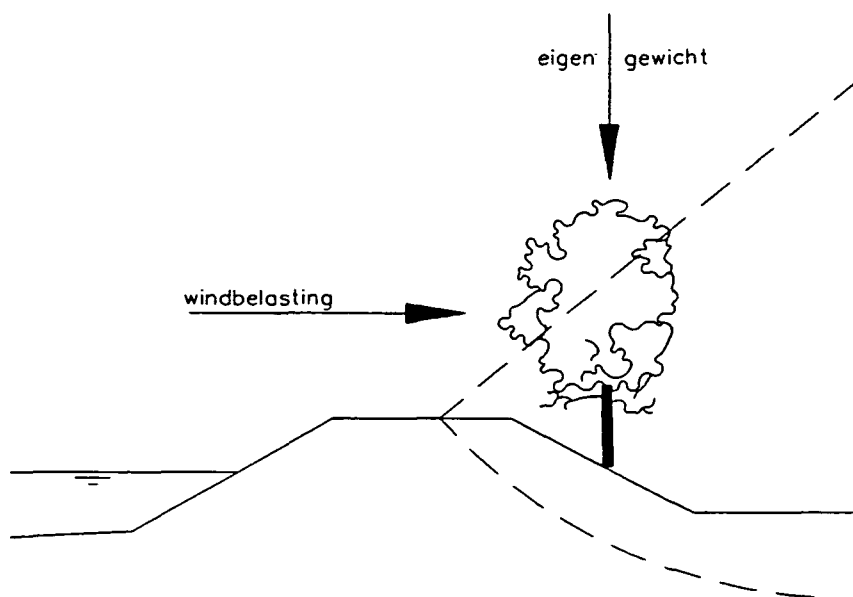
4.2 Invloeden van bomen

Voor de mogelijke invloeden van bomen op de veiligheid van een waterkering is het noodzakelijk om na de biologische aspecten van bomen zelf, op de aanwezigheid ervan in een dijklichaam in te gaan. De volgende aspecten zijn hierbij aan te geven:

- belasting;
- ontgronding;
- grondgedrag;
- waterspanningsverloop;
- erosie.

Op elk van deze aspecten zal apart worden ingegaan.

4.2.1 Belasting



Figuur 21. Extra belastingen tengevolge van bomen.

Door de aanwezigheid van bomen kunnen er extra belastingen op een dijklichaam optreden [11], [12], [14] en [15] (zie figuur 21). Van deze belastingen is weinig bekend en dijklichamen zijn meestal niet op deze belastingen ontworpen of gecontroleerd. De volgende belastingen zijn aan te geven:

- extra belasting door eigen gewicht van de bomen;
- extra windbelasting (dynamisch zowel als statisch).

Het eigen gewicht van bomen is af te schatten met behulp van diameter, hoogte en soortelijk gewicht. Uit trekproeven zijn waarden af te leiden (bij eiken) van 50 kN wat redelijk overeenkomt met geschatte waarden.

Gezien het feit dat het gewicht buiten het verhogen van de belasting ook een gunstig (zij het beperkt) effect op de korrelspanning heeft, is het te overwegen om het eigen gewicht niet in rekening te brengen.

Ten gevolge van wind ondervindt de boom een bepaalde stuwdruk. Deze stuwdruk wordt als volgt berekend:

$$p = \frac{1}{2} \cdot \rho \cdot C_d \cdot V_c^2$$

met:

- p = stuwdruk (kN/m²)
- ρ = dichtheid van lucht (=1,22 kg/m³ bij 20 °C en 1013 mbar)
- C_d = Luchtweerstandscoefficiënt (-)
- V_c = windsnelheid (m/sec).

Deze stuwdruk vermenigvuldigd met het door de wind belaste oppervlak van de boom geeft de windbelasting.

Voor de windsnelheid zijn verschillende waarden mogelijk. Er is een traject aan te geven van 32 m/s (windkracht 9, gemid-

delde snelheid tussen 21 en 27 m/s) tot 44 m/s (windkracht 12). Voor bomen in een opstand wordt als gemiddelde kritieke snelheid wel 22 ± 4 m/sec aangehouden.

De C_d -waarde is afhankelijk van de soort boom en kan sterk verschillen maar zal in het algemeen tussen 0,1 en 0,5 liggen.

Voor een zware tot zeer zware storm is het realistisch aan te nemen dat de kans op een dergelijke storm in de orde van enkele tienden per jaar ligt. Na 1910 zijn er gemiddeld 3 à 5 zware stormen per 10 jaar opgetreden. Globale berekeningen voor de bepaling van de faalkans van een boom hebben geresulteerd in faalkansen van $2 \cdot 10^{-3}$ /jaar. Bij het voorkomen van honderden bomen zal bij een zware tot zeer zware storm de kans op windworp in de orde grootte van 0,05/jaar liggen. Dit is een pessimistische schatting en bij een goed beheer zal de kans op windworp kleiner zijn.

De wind zal gunstig en ongunstig kunnen werken. Hierbij speelt de kracht op de kroon een rol en de plaats waar de boom zich op de waterkering bevindt. De windbelasting kan in stabiliteitsberekeningen worden geschematiseerd als een aandrijvend moment (ongedraineerd). Indien bijvoorbeeld wordt uitgegaan van een gemiddelde afstand van de as van het mogelijke glijvlak van 10 m, een gemiddeld oppervlak van 10 m^2 per m'dijk en een stuwdruk van 1 kN/m^2 kan voor de invloed van de windbelasting op de macro-stabiliteit een extra aandrijvend moment in rekening worden gebracht van $100 \text{ kNm/m}''$ (zie ook hoofdstuk 7). Op de invloed van wind als dynamische belasting wordt niet nader ingegaan. Hierover is weinig bekend. Mogelijk kan dit echter wel effecten in de ondergrond tot gevolg hebben zoals bijvoorbeeld verweking.

4.2.2 Ontgronding

Door driedimensionale effecten zal de invloed van een alleenstaande boom op de veiligheid tegen afschuiven in het algemeen niet zo groot zijn. Dit kan veranderen als het om een gehele groep bomen gaat (zie hoofdstuk 7). De grootte van de ontgronding zal afhankelijk zijn van de grootte van het wortelstelsel maar ook van de plaats waar de wortels zullen afscheuren. Wortelstelsels zullen over het algemeen niet ver onder de freatische lijn liggen. Bij de grootte van de ontgronding kan als bovengrens de grootte van het wortelstelsel worden aangehouden.

4.2.3 Grondgedrag

Afwijkend grondgedrag kan optreden door de aanwezigheid van wortels [10] en [11]. Door de aanwezigheid van wortelstelsels zal de grond enigszins gewapend zijn. Dit gedrag is te beschrijven door een verhoging van de cohesie van de grond toe te passen en de hoek van inwendige wrijving van de grond hetzelfde te laten. Deze verhoging is afhankelijk van de soort grond en de soort boom. De waarde van deze verhoging ligt tussen de 1,0 en $17,5 \text{ kN/m}^2$. De meest voorkomende waarden (onder andere op kleiige gronden) liggen op 3 à 5 kN/m^2 . De cohesie van de grond met wortels is dus vaak hoger dan de

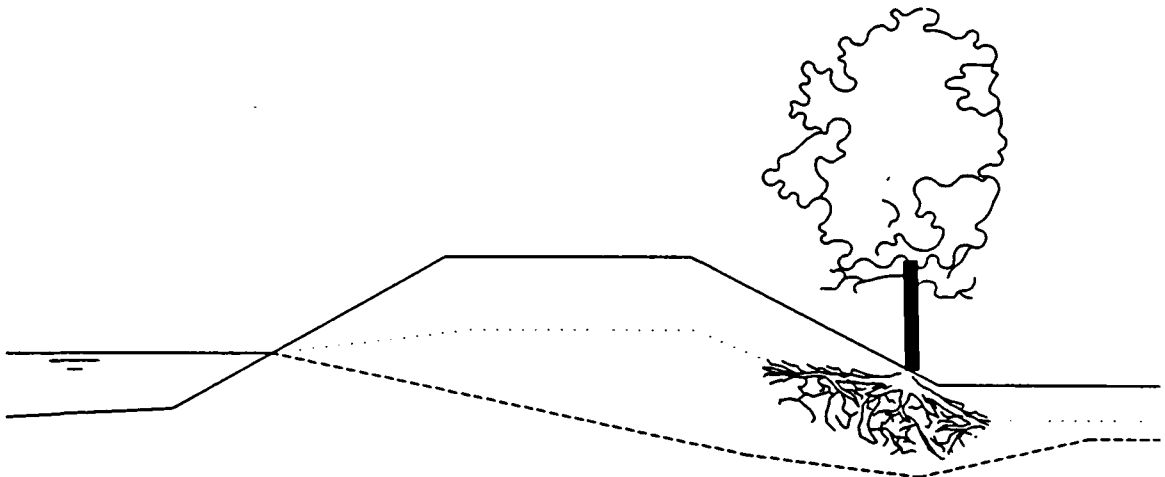
grond zonder de wortels.

Bij een groter talud met meerdere bomen kan een effect ontstaan van verankeringen ter plekke van de wortelstelsels en tussen de verschillende wortelstelsels een boogwerking.

Door de aanwezigheid van bomen kunnen de water- en korrelspanningen (zie paragraaf 4.2.4) veranderen. De grondwateronttrekking door het wortelstelsel van de boom heeft een daling van de freatische lijn tot gevolg. Hierdoor zal de korrelspanning toenemen waardoor een verbetering van de grondeigenschappen optreedt. Dit gunstige effect zal bij kritieke situaties echter zeker niet altijd optreden.

4.2.4 Waterspanningsverloop

Van de beïnvloeding van de freatische lijn in een dijk is helaas weinig bekend [10], [11], [12], [13], [14] en [15]. Voorbeeld hierbij is de invloed van neerslag. De gevolgen van neerslag worden gekwantificeerd door een zeer globale schematische verhoging van de freatische lijn [3] en [4]. De verandering van de freatische lijn ten gevolge van de aanwezigheid van een boom kan optreden onder normale omstandigheden of bij extreme (maatgevende) omstandigheden.



Figuur 22. Mogelijk freatische lijnen.

Onder normale omstandigheden kan de waterconsumptie van de boom een verlaging van de freatische lijn tot gevolg hebben. In figuur 22 wordt dit schematisch aangegeven.

Bij extreme omstandigheden wordt de freatische lijn beïnvloed door neerslag, overslag of een ander patroon van de grondwaterstroming. De aanwezigheid van de boom beïnvloedt de freatische lijn door een verandering van de doorlatendheid van de bovenlagen tengevolge van grondscheuren, (dode) wortels, oppervlakteverstoring (geen grasdek) of lagere dichtheden. Door dit effect kan de freatische lijn bij extreme omstandigheden hoger dan normaal komen te liggen.

Als gunstig effect is te noemen dat bomen neerslag op kunnen

nemen. Dit kan betekenen dat de verhoging van de freatische lijn door grote neerslag minder kan zijn.

Een aantal effecten is seizoensafhankelijk. De grondwateronttrekking in de herfst en winter is over het algemeen minimaal. Dit betekent dat in herfst en winter geen daling van de freatische lijn is te verwachten ten gevolge van de aanwezigheid van een boom. Ook is in deze periode geen extra opnamevermogen te verwachten.

Zoals reeds aangegeven is de modellering en kwantificering van deze aspecten ten behoeve van bijvoorbeeld stabiliteitsberekeningen een lastige zaak. Vooralsnog lijken grondwaterstromingsberekeningen en mogelijke (arbitraire) aanpassingen van de freatische lijn de aangewezen weg om deze effecten in modellen op te nemen. Voor maatgevende omstandigheden zal van de ongunstige situatie uitgegaan moeten worden dat de freatische lijn een extra verhoging ten gevolge van de aanwezigheid van bomen ondergaat. De verhoging van freatisch vlak geeft een verslechtering van de stabiliteit.

Bij de stabiliteitsberekening (zie hoofdstuk 7) kan bijvoorbeeld worden uitgegaan van een overigens arbitraire verhoging van de freatische lijn onder de bomen op het binnentalud van + 0,5 m ten opzichte van de normale situatie bij maatgevend hoogwater. Deze schematische verhoging komt overeen met de verhoging die toegepast wordt als rekening gehouden wordt met hevige neerslag [3] en [4].

Bij bomen in voor- en achterland kunnen dunne afdekkende lagen van openingen worden voorzien door wortels. Bij de beoordeling op piping zal dan met een verkorte kwelweglengte rekening gehouden moeten worden.

4.2.5 Erosie bij bomen

De erosiegevoeligheid van waterkeringen ten gevolge van de aanwezigheid van bomen kan een aantal oorzaken hebben. Het is duidelijk dat hierin drie gevallen zijn te onderscheiden namelijk een dode boom, een omgewaaide boom en een levende boom.

Voor een dode boom is het gevaar dat wortelresten gaan verrotten en gangen en gaten gaan vormen. Uit verschillende onderzoeken zijn dergelijke gangenstelsels gevonden die meters diep kunnen gaan. Dit kan de veiligheid tegen piping en zandmeevoerende wellen verminderen. Hieruit lijkt de conclusie gerechtvaardigd dat dode bomen dan wel wortelresten die zich in een waterkering bevinden zo volledig mogelijk geruimd dienen te worden [16]. Gezien de mogelijke problemen dient dus een adequaat inspectiesysteem hiervoor nodig te zijn. Ook al omdat bij een langdurige periode zonder inspectie de wortelresten en stronken over het algemeen moeilijk te vinden zijn. Na stormen en dergelijke is extra inspectie te overwegen bij het opruimen van omgewaaide c.q. afgebroken bomen.

Bij ontworteling gaan hele nieuwe faalmechanismen een rol spelen. Het moge duidelijk zijn dat bij ontworteling van bomen in waterkeringen hier zo snel mogelijk de schade aan de waterkering hersteld dient te worden. Duidelijke risico's liggen in de combinatie van hoogwater en ontworteling. Bij ontworteling zal snel erosie op kunnen treden door het ontbreken van de bekleding. Alleen bij snel ingrijpen of een groter profiel van de waterkering dan strikt noodzakelijk lijkt een voldoende veiligheid gewaarborgd. Bij een dijk met een kleidekking en een zandkern is een wegvallen van die kleidekking ontoelaatbaar. Als erosie-effect zal rekening gehouden moeten worden met een voortgaande erosie na ontworteling. In het verleden uitgevoerde modelproeven hebben dit aangetoond [12]. Bij deze proeven was uitgegaan van een hellend en qua oppervlak glad talud, dat bekleed was met een kleiachtig materiaal (zandgehalte 33%). De stroomsnelheid varieerde en bedroeg maximaal 3.2 m/s. Na 2,5 uur was reeds een gat ontstaan van 1 m lengte, 0,5 m breedte en 0,4 m diepte. De erosie bij zand zal nog veel sneller verlopen. Bij erosie treden ook factoren op als gatruwheid en uitdroging van klei (door wateronttrekking van de boom). Dit alles betekent dat daadwerkelijke actie noodzakelijk is bij een optreden van ontworteling en mogelijk hoogwater.

Bij ontworteling van bomen in het voorland kan piping een grotere rol gaan spelen. Als de doorlatendheid van het voorland groter wordt dan zal de respons van de waterspanning in het watervoerende zandpakket groter zijn. Ook ontgrondingen in het achterland en binnentalud kunnen een begin van welvorming (eventueel zandmeevoerend) zijn. Als rekenmethodiek zou hierbij uitgegaan kunnen worden van een veranderde kwelweglengte.

Bij een levende boom is het erosieprobleem afhankelijk van onder andere het stromingsgedrag rond de boom, het materiaal als dekking rond de boom en de mate van grasontwikkeling. Op het buitentalud zal rond een boom een turbulente stroming optreden en het materiaal kan door uitdroging erosiegevoeliger zijn. Hierdoor zal extra erosie plaatsvinden. Zeker bij hoge stroomsnelheden is dit een onwenselijke situatie. Het wortelstelsel zal echter ook zorgdragen voor een extra wapening van de grond en kluitvorming waardoor meer weerstand tegen erosie wordt verkregen.

4.3 Reststerkte na falen

Als vooraf de reststerkte bepaald kan worden na het falen van een boom is dit een belangrijke aanwijzing in de beoordeling van waterkeringen. Voor de reststerkte is het van belang of er zich een stabiele eindsituatie kan instellen en het overblijvende deel van de waterkering voldoende veiligheid biedt tegen inundatie. Dit zal een belangrijk criterium zijn. Als voorwaarden zijn te stellen dat een schadeprofiel nog voldoende veiligheid tegen inundatie moet bieden, de hoeveelheid overslag beperkt moet blijven (bijvoorbeeld 0,1 l/s per m') of een afdoende mogelijkheid tot het nemen van noodmaatregelen. Grootheden die daarbij een rol spelen zijn:

- de waterstand na falen boom;
- de significante golfhoogte;
- de valsnelheid van zand in water;
- het initiële profiel;
- de berging van het weggespoelde materiaal.

Dit probleem is aanverwant met de micro-stabiliteit en kan daarvan niet los gezien worden.

Bij mogelijke ontgrondingen (ook in het achterland) zal rekening gehouden moeten worden met nieuwe kwelwegen waardoor zandmeevoerende wellen kunnen ontstaan.

4.4 Gedrag in de tijd

Bomen en beplanting vertonen in de tijd een ander gedrag dan dijklichamen zelf. Dit heeft als consequentie dat de veiligheid van waterkeringen met beplanting in de tijd anders verloopt dan die zonder beplanting. Dit heeft onder andere te maken met de levensduur en het verloop van de grootte van een boom in de tijd.

De levensduur van bomen is in het algemeen korter dan die van dijken. Gezien de invloedsfactoren lijkt het alleszins acceptabel om te vereisen dat een boom op een waterkering gezond moet zijn en een goede vitaliteit moet hebben. Als een nader inzicht verkregen is in het verloop van boomziektes en de effecten op sterktes en dergelijke is het misschien mogelijk om incidenteel hiervan af te wijken.

Bij bomen met een korte levensduur zal bij een onvoldoende verwijdering van de dode wortelstelsels een steeds groter deel van de kleibekleding vrij snel in kwaliteit achteruitgaan. Bij bomen met een lange levensduur is dit ongunstige effect minder groot.

De grootte van de boom, en daarmee samenhangend de belasting en mogelijke ontgronding e.d., kan gedurende de levensduur variëren. Als uitgangspunt lijkt het noodzakelijk om de maatgevende grootte van de betreffende soort te veronderstellen.

5 LEIDINGEN IN WATERKERINGEN

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 veiligheid van de waterkering. Er kan onderscheid worden gemaakt in kabels en leidingen in de lengterichting van een waterkering en kruisende met de waterkering. Bovendien wordt onderscheid gemaakt in hoge druk en lage druk leidingen. De grens ligt hiervoor bij 10 bar overdruk of voor een waterleiding een druk van 100 meter waterkolom. Tenslotte wordt onderscheid gemaakt voor leidingen met een grote of kleine diameter. In dit rapport wordt deze grens gesteld op een diameter van 0,3 m.

De type leidingen die in dit hoofdstuk worden behandeld zijn:

- (1)- lagedruk waterleidingen met een diameter van maximaal 0,3 meter;
- (2)- rioleringen, drainageleidingen en kolken t.b.v. bebouwing en wegen met een diameter van maximaal 0,3 meter.
- (3)- lagedruk gasleidingen met een diameter van maximaal 0,3 meter;
- (4)- PTT-, CAI- en electriciteitskabels met een diameter van maximaal 0,05 m.

In de Pijpleidingcode en de ontwerpnormen NEN 3650, 3651 wordt uitgebreid ingegaan op vele aspecten betreffende leidingen. In dit rapport is hiervan dan ook gebruik gemaakt.

De kabels en leidingen in de lengterichting van de dijk worden in de huidige leidraad [5] in het algemeen niet toegestaan; bij voorkeur zouden deze in de terreinstrook buiten de stabiliteitszone moeten worden gelegd. Bij de kruisende kabels en leidingen dienen voorzieningen te worden getroffen in de vorm van bijvoorbeeld een kwelscherm. Omdat kabels en leidingen in de dijken veelvuldig vóórkomen en de diverse beherende instanties tegenovergestelde belangen kunnen hebben is een genuanceerde benadering gewenst. Conclusies worden in hoofdstuk 10 aangegeven.

5.1 Type en locatie van de leidingen

De kabels en leidingen die in waterkeringen kunnen voorkomen zijn gas-, water- en elektriciteitleidingen, rioleringen en communicatie-kabels.

De leidingen en kabels worden binnen de bebouwde kom bij voorkeur onder troittoirs aangelegd [30]; buiten de bebouwde kom is de berm naast de wegverharding de aangewezen plaats [31]. Bij aanleg van een leiding of kabelbundel is een sleuf met een bodembreedte van 0,4 m voldoende. De materialen, diameters, ligging e.d. van de beschouwde (nuts)leidingen worden per type op een rij gezet.

-Waterleidingen

Oude waterleidingen zijn gemaakt van gietijzer asbestcement of PVC. De nieuwe waterleidingen worden veelal gemaakt van HDPE en in enkele gevallen van modulair gietijzer. De

maximale diameter bedraagt 0,3 m. Volgens de norm [30] en [31] ligt de leiding binnen de bebouwde kom op een diepte van 0,8 à 1,0 m en buiten de bebouwde kom op een diepte van 1,0 m beneden maaiveld. De bedrijfsdruk in de waterleiding bedraagt circa 3 bar.

-Rioleringen

Rioleringen zijn gemaakt van asbestcement (diameters tot 0,25 m), gietijzer (diameters tot 0,2 m) of gesinterde klei c.q. gresbuizen (diameter tot 0,6 m). Rioolpersleidingen zijn gemaakt van PVC en hebben diameters tot 0,5 m. De huisaansluiting van de rioleringen en de aansluiting van kolken hebben een diameter van maximaal 0,16 m en zijn gelegen op een diepte van 0,4 tot 1,5 m beneden maaiveld. De riolering kan andere leidingen zowel aan de boven- als aan de onderzijde kruizen [30]. Onder een wegverharding zullen veelal drainageleidingen aanwezig zijn die tezamen met kolken op een riool aansluiten.

-Gasleidingen

Oude gasleidingen zijn gemaakt van gietijzer; de nieuwere van PVC. De maximale diameter bedraagt 0,2 m. Volgens de norm [30] en [31] ligt de leiding binnen de bebouwde kom op een diepte van 0,65 m en buiten de bebouwde kom op een diepte van 0,80 m. De overdruk in een gasleiding tussen een hoofdverdeelstation en een districtstaions of een afleveringsstation voor een grootverbruiker bedraagt maximaal 8 of maximaal 3 bar; het zogenaamde 8-bar respectievelijk 3-bar deelnet. Van de districtstation naar de gebruikers is de maximale overdruk in de leiding 1 bar (het zogenaamde 1-bar deelnet met een bedrijfsdruk van 0,2 bar).

-Elektriciteitsleidingen

De diameter van electriciteitskabels is niet groter dan 0,05 m; de leidingen worden veelal als een kabelbundel aangelegd. Laagspanningskabels liggen op een diepte van 0,6 m beneden maaiveld; hoogspanningskabels op een diepte van 0,9 m beneden maaiveld. Lichtmasten langs de weg worden gevoed met betrekkelijk dunne voedingskabels die aangesloten zijn op de laagspanningskabel. Het materiaal waarvan de kabels zijn gemaakt is flexibel.

-Communicatiekabels

Communicatiekabels zijn gemaakt van een flexibel materiaal. PTT- en TV-kabels liggen op een diepte van 0,5 à 0,7 m beneden maaiveld en hebben een kleine diameter (maximaal 0,05 meter).

Ter plaatse van waterkeringen liggen de leidingen, met uitzondering van de riolering, doorgaans in de kruin naast de weg of in de teen van de dijk, waarbij de op en afritten worden gebruikt om de leiding de dijk op en af te leiden. De riolering is gelegen aan de achterzijde (de polderzijde bij bebouwing aan de binnenkruin c.q. de rivierzijde bij bebouwing aan de buitenkruin) van de bebouwing. Bij het kruizen van opritten wordt de leiding met een minimum dekking ingegraven onder de weg of hij wordt op een dieper gelegen niveau onder de oprit door geperst. Normaliter zullen de kabels en leidingen in de dijk op een diepte van 0,6 à 1 meter liggen. Tengevolge van in

het verleden uitgevoerde dijkverzwaringen kan het voorkomen dat de leiding op een grote diepte (bijvoorbeeld 2 meter) in de dijk is komen te liggen. Aansluitingen naar huizen vinden veelal plaats met aftakkingen loodrecht op de leiding, waarbij het geregeld voorkomt dat de leiding loopt van de kruin van de dijk naar de bebouwing aan de teen.

5.2 Zettingen en kiervorming

Zettingen van de dijk zullen in de loop van de tijd vrijwel altijd blijven optreden als gevolg van het zogenaamde seculair effect. In de ontwerphoogte van een dijk is deze seculaire zetting al verdisconteerd.

De zettingen zullen over het dwarsprofiel van de dijk niet gelijkmatig zijn, waardoor zettingsverschillen optreden. Eveneens kunnen tengevolge van naverdichting of een wisselende volumieke massa van het ophoogmateriaal of wisselende ondergrond zettingsverschillen in langsrichting van de dijk optreden. Door te grote verschilzettingen kan lekkage en/of breuk van de leiding ontstaan.

Voor de aansluiting van leidingen bij bebouwing is een kritisch punt doordat de bebouwing, met name als deze op palen is gefundeerd, veel minder zal zetten dan de omliggende grond. Dit geldt ook voor leidingen die rusten op vaste of stijvere steunpunten, zoals bijvoorbeeld een damwand. Meer inzicht hierin is te verkrijgen door de zetting van de kruin per bepaalde tijd te vergelijken met de zetting van bijvoorbeeld de bebouwing.

Als gevolg van verschilzettingen kan lekkage of breuk van de leiding ontstaan, waardoor de freatische lijn hoger kan komen te liggen en/of ontgrondingen kunnen optreden. Daarnaast kunnen kieren ontstaan die tot gevolg hebben dat de kwelengte van het mechanisme piping ernstig verkort kan worden.

5.3 Lekkage of explosie

Lekkage of breuk van een leiding kan ontstaan door te grote verschilzettingen, maar ook tengevolge van een constructiefout (bijvoorbeeld soort materiaal, lassen en aansluitingen, corrosie, beschadigingen, ventielen of kleppen, etc.) of een te grote belasting (bijvoorbeeld verkeersbelasting). Als gevolg van breuk of lekkage van de waterleiding of riolering of ten gevolge van een explosie van een gasleiding kan een ontgronding optreden. Bij dit laatste zou ook een een doorlopende kratervorming kunnen ontstaan (propagating split). Voor de water- en gasleiding wordt afzonderlijk de invloed van lekkage respectievelijk explosie op de omliggende grond in ogenschouw genomen.

5.3.1 Waterleiding

Voor waterleidingen waarvoor geldt:

$$H^3 \cdot D_i^5 < 40 \quad (2)$$

met:

H = maximale bedrijfsdruk in meters waterkolom
D_i = inwendige buisdiameter in meter

kan bij volledige breuk van de leiding een erosie krater ontstaan, waarvoor geldt:

$$R_b = 2 \cdot (H^3 \cdot D_i^5)^{\frac{1}{8}} \quad (3)$$

$$R_l = 2 \cdot R_b$$

met:

R_b = breedte erosiegat in meter
R_l = lengte erosiegat in meter

Uit experimenten is gebleken dat bij een waterleiding met een diameter van 0,05 m en een druk van 30 m waterkolom net geen ontgronding optreedt. Voor overige leidingen is in tabel 1 een klein overzicht gegeven van de ontgrondingszone. De diepte van de invloedszone of het erosiegat is circa 1 m (=de diepteligging van de leiding plus 1,6 maal de diameter).

Tabel 1. Invloedszones bij lekkage van een waterleiding.

druk in waterleiding (meters waterkolom)	≤30 m			≤60 m		<100 m	
diameter van de waterleiding (m) *	0,0 5	0, 1	0, 2	0,1	0,2	0, 1	0, 2
ontgrondingszone bij lekkage	0,0	1, 7	2, 6	2,2	*	2, 7	*
- R _b (m)	0,0			4,4	*		*
- R _l (m)		3, 4	5, 2			5, 3	
* Voor waterleidingen die niet voldoen aan formule 1 kan de erosie krater worden berekend met behulp van [33], waarbij onder andere het maximale debiet c.q. de pomp-capaciteit van belang is.							

Voor wat betreft het toepassen van kwelschermen en damwanden bij kruisende waterleidingen wordt verwezen naar paragraaf 5.4.5.

5.3.2 Gasleiding

Voor een 8-bar, 3-bar en 1-bar deelnet zal op grond van de berekeningswijze volgens de pijpleidingcode [33] elk van de aspecten bij lekkage en explosie worden gekwantificeerd.

Bij lekkage van een gasleiding kan ontgronding ten gevolge van erosie ontstaan. De lengte van het erosiegat is gegeven in tabel 2; de breedte bedraagt ongeveer de helft van de lengte.

Bij explosie van gasleidingen zijn drie aspecten aan de orde namelijk:

- verwekingszones (tijdelijk t.g.v. schokgolf);
- erosiekraters;
- plastische vervorming (bolvormig) in de omgeving.

De verwekingszone wordt gedefinieerd als het gebied waarbinnen de conusweerstand meer dan 5% kan afnemen tengevolge van de schokgolf tijdens explosie. Volgens [33] treedt er geen verweking op in klei en veen. Bij een exploderende gasleiding met een diameter van 0,2 m en een druk van 8 bar geldt voor waterverzadigd zand, dat verweking kan optreden in een zone van circa 4,2 m. In tabel 2 is voor een tweetal diameters de verwekingszone gegeven.

Uitgaande van een propagating split, een gronddekking van minimaal 0,65 m, een diameter van 0,2 m, een overdruk van 8 bar en een losse grondsoort zoals zand geeft volgens [33] geen explosie krater. Bij lagere drukken of kleinere diameters zullen deze dan ook niet ontstaan.

De straal van de plastische zone, c.q. de zone waarbinnen de vervormingen zodanig zijn geweest dat de grond plastisch heeft gereageerd, heeft bij een druk van 8 bar, een leidingdiameter van 0,2 m en een gronddekking van 0,65 m een grootte van 2,6 m. De waarden van andere diameters en drukken staan eveneens in tabel 2. Bij een grotere gronddekking neemt de straal van de plastische zone af.

Geconcludeerd kan worden dat voor de beschouwde 8-bar deelnet gasleidingen de maximale invloedszone circa 4,2 m in zand en 2,6 m in klei en veen bedraagt, waarbij het maximale gat dat bij erosie kan ontstaan 1,35 m is. De diepte van de invloedszone of het erosiegat is circa 1 m (1 m - maaiveld).

Tabel 2. Invloedszones bij lekkage of explosie van een gasleiding.

	8-bar deelnet		3-bar deelnet		1-bar deelnet	
diameter van de gasleiding (m)	0,2	0,05	0, 2	0,0 5	0, 2	0,0 5
lekkage:						
- ontgrondingszone * (m)	1,3	0,4	0, 8	0,2	0, 5	0,1
explosie:						
- verwekingszone ** (m)	4,2	1,1		0,7		0,5
- erosiekrater (m)	nvt	nvt	2, 8	nvt	2, 0	nvt
- plastische straal *** (m)	2,6	0,3	nv t 1, 6	0,2	nv t 1, 1	0,1
* grootte van gat lengte loodrecht op de leiding; de breedte van dit gat is circa de helft van de lengte ** geldt voor zand; in klei en veen treedt geen verweking op [33] *** bolvormige zone met een bepaalde straal						

Opgemerkt wordt dat 8 bar en 3 bar maximale overdrukken in de leiding zijn terwijl de gemiddelde overdruk voor deze deelnetten in de orde van 1,5 bar respectievelijk 0,8 bar ligt, waaruit volgt dat de in werkelijkheid optredende effecten van lekkage en/of explosie van deze gasleidingen normaliter veel kleiner zullen zijn. Ook in de literatuur zijn er voor de beschouwde gasleidingen geen schadegevallen gevonden tengevolge van lekkage en/of explosie.

5.4 Invloeden van leidingen

De leidingen kunnen over relatief lange trajecten in dijken aanwezig zijn. Vanwege deformaties van het dijklichaam en de ondergrond zijn deze leidingen in het algemeen onderhoudsgevoelig en hebben ze invloed op de veiligheid van de waterkering. De volgende aspecten zijn bij de invloed van leidingen van belang:

- belastingen;
- geometrie;
- grondgedrag;
- waterspanningsverloop;
- erosie.

Leidingen hebben invloed op al deze factoren. Echter de invloed op het waterspanningsverloop is de belangrijkste.

5.4.1 Belastingen

Bij het ontwerp, de uitvoering of het beheer c.q. onderhoud van de leiding kunnen menselijke fouten een rol spelen die de invloed van de leiding op de veiligheid van de waterkering negatief beïnvloeden. Deze fouten kunnen betrekking hebben op de kwaliteit van de leiding, zoals bijvoorbeeld onvoldoende sterkte of corrosiebescherming, alsmede op de belasting op de leiding, waarbij te denken valt aan te hoge verkeersbelastingen, een agressief milieu of mechanische beschadigingen. Neveneffecten van een explosie zijn spanningen tengevolge van hoge temperaturen en extra waterspanningen door bluswater.

5.4.2 Geometrie

Gedurende de graafwerkzaamheden wordt de geometrie gewijzigd. De breedte van de sleufbodem zal circa 0,4 meter bedragen en de sleufdiepte is circa 1,0 meter. De taludhelling van de sleuf zal in klei te lood zijn, maar in zand mag de helling niet steiler zijn dan 3:1 (verticaal:horizontaal). De sleuf is meestal maar een korte tijd open. Gedurende die tijd kan in de teen of het achterland het verticaal evenwicht van de grond worden verstoord, waardoor opbarsting van de sleufbodem (bij een te hoge potentiaal in de zandvoerende laag) zou kunnen optreden. Na opbarsten kan welvorming of piping problemen geven.

Bij breuk of lekkage van een waterleiding kan een gat van een aanzienlijke grootte ontstaan. Bij lekkage van de beschouwde gasleidingen zal geen of een veel kleiner gat ontstaan; bij explosie treedt er geen kratervorming op (zie paragraaf 4.3).

Bij leidingen in het voor- en achterland kan indien de leiding slecht doorlatende lagen doorsnijdt piping een grotere rol gaan spelen. Als de doorlatendheid van het voorland groter wordt dan zal de respons van de waterspanning in het watervoerende zand groter zijn. Als rekenmethodiek zou hierbij uitgegaan kunnen worden van een veranderde kwelweglengte.

5.4.3 Grondgedrag

De vele graafwerkzaamheden ten behoeve van kabels en leidingen brengen telkens grondroeringen met zich mee. Hierdoor kunnen de wrijvingseigenschappen afnemen van grondlagen die een rol spelen bij het ontstaan van mogelijke glijcirkels.

De pakkingsdichtheid van de geroerde grond zal in het algemeen zijn afgenomen. Bij aanvulling van de sleuf dient het materiaal dan ook goed verdicht te worden. Ondanks een goede verdichting kan nog zetting optreden door naverdichting. Daarnaast kan de waterdoorlatendheid van deze grond toenemen, waardoor kwel eerder kan optreden.

Het uitgegraven materiaal moet in de juiste volgorde worden teruggebracht om de oorspronkelijke grondsamenstelling zoveel mogelijk te herstellen [32]. De laag teelaarde en de onderliggende lagen mogen door het graven niet vermengd worden of in

omgekeerde volgorde te worden teruggestort. Hierdoor zal de laagopbouw tengevolge van graafwerkzaamheden niet veranderen. Verwacht mag worden dat na wederaanvullen meer dan de helft van de oorspronkelijke schuifsterkte over zal blijven. In hoofdstuk 7 is als voorbeeld een stabiliteitsberekening gemaakt met een gehalveerde schuifsterkte in de sleuf. Het effect hiervan op de evenwichtsfactor voor de stabiliteit is zeer gering.

5.4.4 Waterspanningsverloop

Lekkende waterleiding en rioleringen kunnen de freatische lijn in en nabij de dijk sterk beïnvloeden, terwijl dit veelal moeilijk is te detecteren. Hierbij moet onderscheid worden gemaakt in veranderingen bij normale omstandigheden, bij neerslag en bij maatgevend hoogwater alsmede in de locatie van de leiding (zie paragraaf 4.2.4).

Onder normale omstandigheden zullen de waterspanningen hoger worden door langdurig lekkende leidingen. Bij een lekkende waterleiding is een toename van de freatische lijn met circa 2 meter zeker niet ondenkbaar. In een kleidijk zal deze toename lokaal zijn alvorens aan de buitenzijde van de dijk natte plekken e.d. zullen ontstaan; bij een dijk met een zandkern kan in langsrichting van de dijk een groot gebied vol lopen zonder dat dit aan de buitenzijde zichtbaar hoeft te zijn. Lekkende rioleringen, die beneden de freatische lijn liggen, zullen onder normale omstandigheden drainerend werken.

Bij zeer grote neerslag zal een extra verhoging van de freatische lijn in de orde van 0,5 m kunnen optreden. Indien een riolering ten behoeve van een weg aanwezig is kan water uit een lekkend riool treden.

Bij maatgevend hoogwater zal de freatische lijn met name aan de buitendijkse zijde hoger worden. Door kiervorming bij kruisende leidingen kan dit effect groter zijn. Volgens de leidraad [5] hoeft de dijk niet te worden gedimensioneerd op de situatie van gelijktijdig maatgevend hoogwater en extreme neerslag. De kans op het gelijktijdig optreden van deze twee gebeurtenissen is erg klein. Indien bij maatgevend hoogwater opdrijven kan optreden kan een leiding in de teen van het binnentalud tengevolge van deformaties breken. In zo'n geval zal de freatische lijn in de teen van de dijk kunnen toenemen tot aan het maaiveld, waardoor de korrelspanning afneemt. De deformaties tengevolge van het oprijfmechanisme worden hierdoor vergroot.

De hoogte van de freatische lijn is van groot belang, omdat dit effect heeft op de korrelspanning en daarmee op de aanwezige schuifsterkte. Met name de macro-stabiliteit wordt beoordeeld met behulp van een model (een glijvlakmodel) waarin de schuifsterkte een parameter is. Tenslotte heeft het waterspanningsverloop invloed op het al dan niet optreden van verweking, erosie en piping.

Voor maatgevende omstandigheden zal van de ongunstige situatie uitgegaan moeten worden dat de freatische lijn een extra verhoging ten gevolge van een lekkende leiding kan ondergaan. In een kleidijk zal deze toename lokaal zijn alvorens aan de buitenzijde van de dijk natte plekken e.d. zullen ontstaan; bij een dijk met een zandkern kan in langsrichting van de dijk een groot gebied vol lopen zonder dat dit aan de buitenzijde zichtbaar hoeft te zijn. De mate van verandering van de freatische lijn door lekkage is afhankelijk van de ligging van ondoorlatende lagen in de dijk, de waterdoorlatendheid van het dijkmateriaal en de ligging van de leiding. De mate van toename van de freatische lijn is moeilijk te kwantificeren; een toename in de orde van 2 meter is niet ondenkbaar.

Uit resultaten van de oriënterende berekeningen (zie hoofdstuk 7) blijkt dat een verandering van de waterspanningen een grote invloed op de evenwichtsfactor heeft. Ook in de literatuur [33] worden situaties van stabiliteitsverlies tengevolge van lekkende waterleidingen vermeld. Een forse verhoging van de freatische lijn zal met name optreden bij een waterleiding in de dijk zelf. Een verhoging van de freatische lijn heeft alleen invloed op de stabiliteit (berekend volgens een glijvlakmethode) als deze verhoging ook binnen de glijcirkel optreedt.

Breuk in de waterleiding kan naast een verhoogde freatische lijn ook een erosiegat geven. Het effect van een gat en een verhoogde freatische lijn op de macro-stabiliteit zal groot zijn, omdat beide effecten negatief werken. Zo'n gat zal over het algemeen veel eerder ontdekt worden dan een lekkende waterleiding.

5.4.5 Erosie

In het algemeen geldt dat door de aanleg van kabels en leidingen het waterkerend vermogen van de dijk niet mag worden verminderd. Dit geldt ook voor aspecten als erosie. Vooral bij kruisende leidingen kunnen doorgaand over het gehele profiel ongewenste kwelwegen ontstaan. Daarom dient tijdens de uitvoering van de graaf- en aanvuilwerkzaamheden ervoor te worden gewaakt dat de grond goed wordt verdicht, goed aanvuilmateriaal wordt gebruikt en de laagopbouw niet wordt verstoord.

Het boren van leidingen dient te voldoen aan het gestelde in de normbladen [34], [35] en [36]. Vooral bestuurbare horizontale boormethoden worden bij dijken toegepast. Bij geboorde leidingen kan een te groot boorgat hetzelfde effect als kieren hebben.

Mantelbuizen moeten waterdicht op de kabels aangesloten zijn en zelf ook waterdicht zijn. Ze mogen niet eindigen binnen de zone waar verkeersbelastingen meetbaar zijn. Mantelbuizen mogen geen doorgaande kwelweg veroorzaken.

In een aantal situaties zijn ten behoeve van de leiding constructieve maatregelen vereist, te weten:

- **Kwelscherm t.b.v. gas- en waterleiding**

Bij kruisende leidingen is geen kwelscherm benodigd als de onderkant van de leiding gedurende de planperiode over tenminste 3 meter lengte boven ontwerppeil ligt. De zettingen die optreden gedurende de planperiode moeten hierbij in ogenschouw worden genomen.

Indien de leiding hieraan niet voldoet is een kwelscherm nodig. Deze moet tenminste 0.5 m buiten de leiding steken, waterdicht met de leiding zijn verbonden en zijn gevat in een kleikist van tenminste 1 m in de lengterichting van de leiding.

- **Damwand t.b.v. gasleiding**

Voor een kruisende lagedruk gasleiding met een diameter kleiner of gelijk aan 0.3 m is geen damwandscherm benodigd. Dit geldt zowel voor de hoofdwaterring, de tweede waterring alsmede de boezemwaterringen [33].

- **Damwand t.b.v. waterleiding**

Een kruisende lagedruk waterleiding in de tweede waterring vereist geen damwand. In de hoofdwaterring is geen damwand vereist indien voor de kruisende waterleiding geldt dat $H^3 \cdot D_1^5 < 1$. In een boezemwaterring is altijd een damwand vereist voor de kruisende waterleiding, tenzij aan een zijde land aanwezig is dat 0.5 m boven het boezempeil ligt en dat voldoende breed is [33].

Voor de afmetingen van het damwandscherm geldt dat als $H^3 \cdot D_1^5 < 40$ het scherm een breedte moet hebben van tenminste 4 meter en bovendien moet voldoen aan:

$$B = 6 \cdot \sqrt[8]{(H^3 \cdot D_1^5)}$$

met:

B = totale breedte damwandscherm (m)
H = maximale bedrijfsdruk (meters waterkolom)
D₁ = inwendige diameter (m).

Indien $H^3 \cdot D_1^5 \geq 40$ wordt voor wat betreft de afmetingen van de damwand verwezen naar de normbladen NEN 3650 [34], NEN 3651 [35] en NEN 3652 [36].

Bij PTT, CAI en electriciteitskabels zal naar verwachting geen kiervorming optreden, zodat geen constructieve maatregelen vereist zijn.

Opgemerkt wordt, dat indien de leiding goed is ingegraven en de grasmat is hersteld de erosiebestendigheid van de dijk weinig veranderd zal zijn (zie ook paragraaf 4.2.5).

5.5 Staat van de leiding

Indien verwacht mag worden dat de leiding in slechte conditie is dient daarop adequaat gereageerd te worden. Niet meer in gebruik zijnde leidingen kunnen problemen geven van kiervorming, terwijl de ligging soms niet exact bekend is. Het is verstandig niet meer in gebruik zijnde leidingen te verwijderen uit de dijk.

6. WEGEN OP WATERKERINGEN

Ten behoeve van de ontsluiting van bebouwde gebieden zijn er wegen op of nabij de dijk aangelegd. Deze wegen kunnen van invloed zijn op de veiligheid van de waterkering. Met name de verkeersbelasting en de erosie- en kwelgevoeligheid van de dijk zijn aspecten die door wegen worden beïnvloed. Een foutenboom betreffende wegen op waterkeringen is gegeven in figuur 13.

Conclusies worden in hoofdstuk 10 aangegeven.

6.1 Locatie en opbouw van wegen

Vooraf op de kruin of de berm van waterkeringen zijn er voor de ontsluiting van bebouwde gebieden wegen met daarbij behorende op- en afritten aangelegd.

De nieuwe wegen zijn over het algemeen asfaltwegen, waaronder zich bijvoorbeeld een 40 cm dikke hoogovenslakkenlaag bevindt met daaronder een halve meter zand. De totale wegconstructie inclusief verharding heeft een dikte van circa 1,0 meter. De onderkant van deze wegfunderingslaag ligt over het algemeen boven ontwerppeil.

Bij oudere wegen (op oudere dijken) kunnen zich onder de asfaltlaag oude klinkers, puin- en of grindlagen bevinden. De onderkant van de funderingslaag kan onder het ontwerppeil liggen.

Bij het ontwerp van een weg met funderingslagen wordt veelal uitgegaan van een ééndimensionale vervormingssituatie (horizontale lagen). Doordat een weg op een dijk kruin of -berm niet is "opgesloten", is er aan de zijkant van de weg weinig weerstand tegen horizontale vervormingen, waardoor de zijkant extra zakt en/of scheurt. Dit is in de praktijk vaak zichtbaar. Hierdoor wordt bij wegconstructies relatief veel asfalt aan de zijkant van de weg aangebracht, waardoor de asfaltlaag aanzienlijk dikker c.q. stijver kan worden.

6.2 Invloeden van wegen

Als mogelijke invloeden van wegen op de veiligheid van een waterkering zijn de volgende aspecten aan te geven:

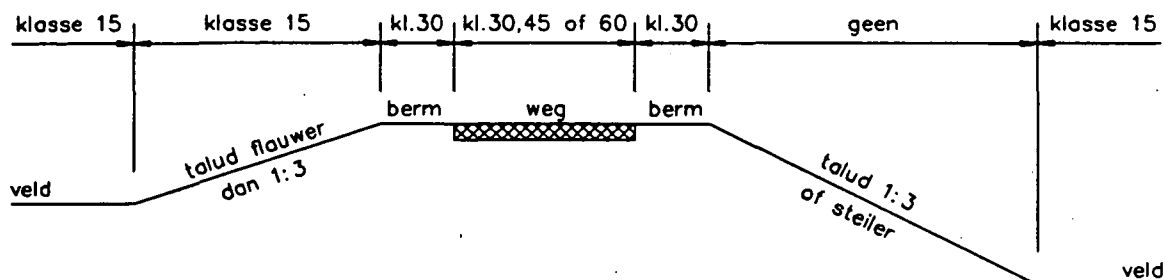
- belasting;
- geometrie;
- grondgedrag;
- waterspanningsverloop;
- erosie.

Op elk van deze aspecten zal worden ingegaan.

6.2.1 Belastingen

Door de toegankelijkheid van verkeer, vooral bij bedrijven, kan er een aanzienlijke verkeersbelasting ontstaan. Op grond van de Leidraad Bovenrivieren [2] wordt gerekend met een gelijkmatig verdeelde ontwerpbelasting van 15 kN/m² op één rijstrook ter breedte van 2,5 m. Uit de oriënterende bereke-

ning in hoofdstuk 7 blijkt dat deze belasting een grootte invloed heeft op de evenwichtsfactor voor de stabiliteit.



Figuur 23. Verkeersbelasting volgens [33].

Ter vergelijking is de belasting volgens [33] in figuur 23 afgebeeld. In [33] is uitgegaan van de belastingsklassen volgens de VOSB 1963. Op grond van de VOSB 1963 dienen verkeersbelastingen voor een gelijkmatig verdeelde last, voor een belasting door een assenstelsel en voor een belasting door een combinatie van beide in rekening gebracht te worden.

Indien wordt aangenomen dat per 17 m' dijk één laststelsel aanwezig is valt af te leiden dat een belasting van verkeersklasse 60 volgens de VOSB 1963 overeenkomt met een gelijkmatig verdeelde ontwerpbelasting van 15 kN/m^2 op één rijstrook ter breedte van 2,5 m volgens de "Leidraad" [2]. In bijlage 2 wordt aangetoond dat genoemde 15 kN/m^2 kan worden verlaagd naar 13 kN/m^2 .

6.2.2 Geometrie en grondgedrag

De vervorming van wegen op de kruin van een dijk geven vaak al aan dat de deformaties ten gevolge van de verschillende invloeden aanzienlijk kunnen zijn.

Tengevolge van het zakken van de dijk als functie van de tijd neemt de veiligheid van de waterkering voor wat betreft de stabiliteit toe. Deze toename ontstaat enerzijds door de hogere sterkte van de ondergrond tengevolge van een afnemende wateroverspanning (het zogenaamde consolidatieproces) en anderzijds door het verminderde aandrijvende moment, omdat een gedeelte van de oorspronkelijke belasting na het zakken niet meer aanwezig is.

Een tweede effect tengevolge van zettingen is dat de kruin in de loop van de tijd lager zal komen te liggen, waardoor ook de onderkant van de funderingslaag zal zakken en mogelijk beneden het ontwerppeil komt. In dit geval moet ervoor worden gewaakt dat er geen mogelijkheid ontstaat voor een doorgaande kwelweg onder de weg door.

Door regelmatige reconstructie van wegen met nieuw opgebracht materiaal kan de kruin enigszins hoger komen te liggen, hetgeen bij deze effecten moet worden betrokken.

Verkeerstrillingen kunnen bij met water verzadigde dijken leiden tot verweking van de dijk. Verweking in het zandbed van de weg is mogelijk bij opdooien na vorstperiodes; in zo'n geval moet worden nagegaan of aan het verkeer op de dijkwegen beperkingen dienen te worden opgelegd.

Nieuw aangelegde op- en afritten betekenen een vergroting van het dijkprofiel, maar introduceren ook nieuwe deformaties in de ondergrond. De constructies nabij deze op- en afritten zijn blootgesteld aan die deformaties. De op- en afritten mogen de stabiliteit van de dijk niet negatief beïnvloeden.

6.2.3 Waterspanningsverloop en erosie

In principe zijn er drie voorwaarden voor wat betreft het voorkómen van erosie bij dijken met een weg op de kruin van een waterkering:

- bij overslag mag nauwelijks water via het wegdek de dijk in stromen;
- er moet een goede aansluiting zijn van het wegdek met de dijkbekleding (bijvoorbeeld grasmatt);
- er mag geen kwelweg onder de weg door mogelijk zijn.

Een voldoende waterdicht wegdek kan worden verkregen door middel van een asfaltverharding, waarin geen overmatige scheurvorming voorkomt. Indien het ontwerp van de dijk zodanig is dat geen of zeer geringe overslag kan plaatsvinden is een open bestrating mogelijk.

Het wegdek zal in het algemeen weinig erosiegevoelig zijn. De aansluiting van het wegdek met de dijkbekleding is wel een erosiegevoelig punt, waaraan de nodige aandacht dient te worden besteed, zowel tijdens de uitvoering als het beheer. Hierbij moet bedacht worden dat een slechte grasmatt langs de weg kan ontstaan door uitwijkend verkeer, parkeren en gladheidbestrijding.

Een kwelweg onder de weg door is alleen een probleem indien de onderkant van de wegfundering onder het ontwerppeil ligt. Vooral bij oude dijken is dit vaak het geval. De kwelweg kan ontstaan door goed waterdoorlatende funderingslagen of door kiervorming bij een starre wegfundering met een deformerende ondergrond. De kwelweg dient dan, bijvoorbeeld middels een voldoende dikke kleibekleding op het buitentalud en kruin, te worden afgesloten.

Een weg op de berm van een dijk kan de freatische lijn beïnvloeden. Door de relatief grotere waterdoorlatendheid van het wegfunderingsmateriaal en de inzijging van uit- of afstromend taludwater kan deze laag als "badkuip" gaan fungeren. Hierdoor kan de freatische lijn onder de berm hoger komen te liggen.

Naast de wegconstructie zelf kunnen bijkomende aspecten van invloed zijn op erosie en dienen derhalve aandacht te krijgen. Hierbij wordt gedacht aan:

- wegbebakening, vangrails, verlichting met bijbehorende kabels, verkeers- en bewegwijzeringsborden;
- aansluiting van op- en afritten aan het dijklichaam;
- landhoofden en bruggen.

De plaats van landhoofden moet zodanig zijn, dat aantasting van de waterkering door golven of stroming, eventueel via beschermende maatregelen, wordt voorkomen. Een grasmat onder een brug kan zich vanwege de schaduw over het algemeen niet voldoende ontwikkelen. Bij een funderingsconstructie van het landhoofd aan de binnenzijde van de dijk bestaat het gevaar voor het optreden van wellen door een verkorte kwelweg.

6.3 Staat van de weg

In de periode direct na de dijkversterking zijn de deformaties van de dijk over het algemeen aanzienlijk. Een asfaltverharding kan dan aanzienlijk veel onderhoud vergen. Het kan daarom aantrekkelijk zijn gedurende deze periode een klinker bestrating toe te passen, waarbij het onderhoud gemakkelijker uitvoerbaar is. Na enige jaren dient echter wel een waterdichte verharding (asfalt) te worden aangebracht.

7 STABILITEIT

Falen van de waterkering kan optreden door het afschuiven van een grote hoeveelheid grond (macro-instabiliteit) of door het meenemen van gronddeeltjes met het uittredende water (micro-instabiliteit). In de navolgende twee paragrafen worden deze twee vormen van instabiliteit afzonderlijk belicht.

7.1 Macro-stabiliteit

Om enig inzicht in de problematiek betreffende niet-waterkerende objecten in waterkeringen te krijgen zijn een aantal stabiliteitsanalyses gemaakt. In eerste instantie is een initiële situatie beschouwd (zie figuur 24). Dit wordt gezien als een nulsituatie. Voor de geometrie is uitgegaan van een 5 meter hoge dijk met taluds van 1 op 3. Als grondslag met de bijbehorende parameters is uitgegaan van situaties zoals deze in West-Nederland voorkomen.

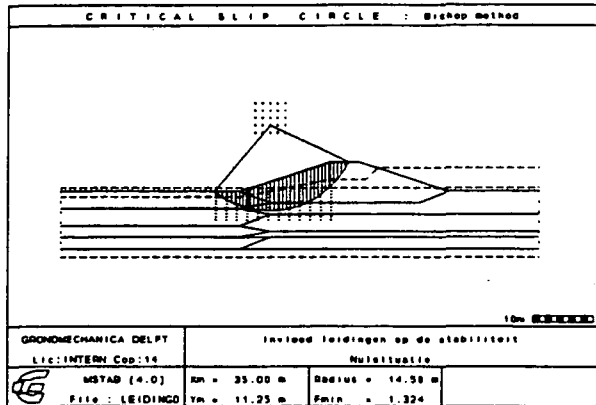
Een aantal veranderende aspecten hebben invloed op de stabiliteit van de waterkering:

- a- de belastingen;
- b- de geometrie;
- c- het grondgedrag;
- d- het waterspanningsverloop.

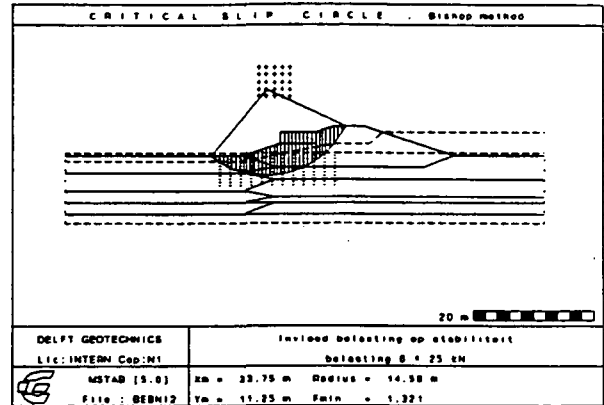
Niet-waterkerende objecten hebben op al deze aspecten hun invloed zij het in mindere mate op de bodemopbouw. Teneinde een kwantitatieve indicatie te verkrijgen omtrent de invloed van deze aspecten zijn ze vertaald in de volgende veranderingen ten opzichte van een nulsituatie:

- ad. a
 - windbelasting op bomen;
 - belasting tengevolge van eigengewicht van lichte bebouwing;
 - belasting tengevolge van eigengewicht van zwaardere bebouwing;
 - combinatie van lichte bebouwing en windbelasting;
 - verkeersbelasting op de kruin;
- ad. b
 - sleuf in de kruin;
 - sleuf in de teen;
- ad. c
 - geroerde grond in de kruinsleuf;
 - geroerde grond in de teensleuf;
- ad. d
 - verhoging van de freatische lijn met $\frac{1}{2}$, 1, $1\frac{1}{2}$ en 2 meter.

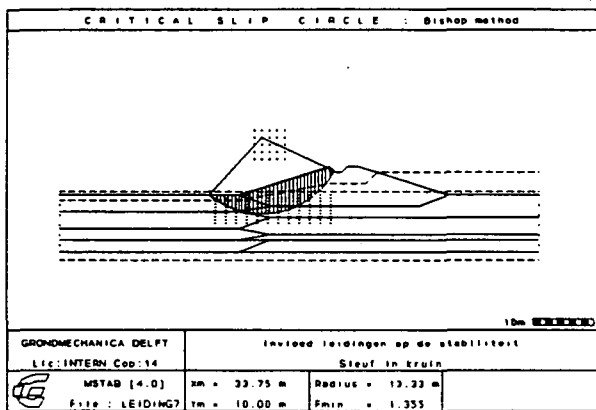
Voor elk van deze veranderingen zijn oriënterende berekeningen gemaakt voor de binnenwaartse stabiliteit. In figuren 24 tot en met 29 is de geschematiseerde doorsnede van een aantal varianten weergegeven.



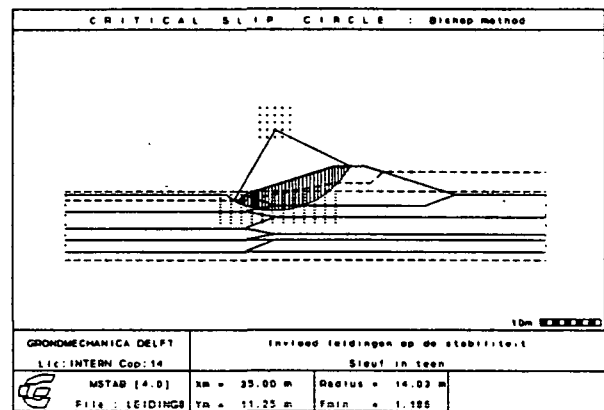
Figuur 24. Nulsituatie.



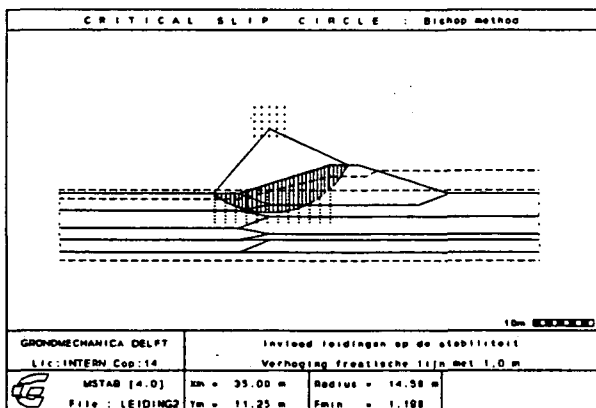
Figuur 25. Belasting lichte bebouwing.



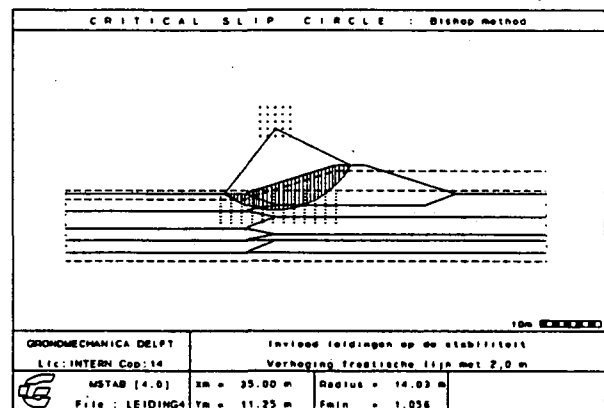
Figuur 26. Sleuf in kruin.



Figuur 27. Sleuf in teen.



Figuur 28. Verhoging freeatistische lijn met 1,0 meter.



Figuur 29. Verhoging freeatistische lijn met 2,0 meter.

Tabel 3. Verandering van de evenwichtsfactor voor de stabiliteit bij verschillende invloeden.

	evenwichtsfactor stabiliteit
nulsituatie	1,32
belasting: wind op bomen	1,30
eigengewicht van lichte bebouwing	1,32
eigengewicht van zwaardere bebouwing	1,22
combinatie van lichte bebouwing en wind	1,29
verkeersbelasting op de kruin	1,17
geometrie: sleuf in kruin	1,36
sleuf in teen	1,19
grondgedrag: grondroering in kruin	1,32
grondroering in teen	1,32
waterspanningsverloop: verhoging freatische lijn met 0,5 m	1,26
1,0 m	1,20
1,5 m	1,13
2,0 m	1,06
De resultaten in deze tabel zijn berekend aan de hand van één profiel en zijn dus niet algemeen toepasbaar.	

belastingen

De extra belastingen die een aandrijvend moment geven, zijn in principe de windbelasting, het eigen gewicht en de verkeersbelasting. De extra belastingen ten gevolge van bebouwing zijn schematisch in een stabiliteitsanalyse op te nemen. De windbelasting zal bij vrij lage bebouwing een ondergeschikte rol spelen gezien het feit dat deze in verhouding maar een kleine bijdrage tot het aandrijvend moment kan spelen (zie tabel 3). De invloed van het eigen gewicht en de aanpassing van het profiel kunnen gunstig en ongunstig werken en kan per situatie verschillen. De trend in het voorbeeld is een ongunstiger evenwichtsfactor bij een groter eigen gewicht. Wat opvalt is dat, de verkeersbelasting een relatief grote invloed heeft op de evenwichtsfactor.

geometrie

De geometrie kan veranderen door ontgrondingen. Ontgroning tengevolge van een leiding kan door een drietal oorzaken optreden, namelijk als gevolg van:

- 1 graafwerkzaamheden;
- 2 omvallen van bomen;
- 3 breuk, explosie of lekkage van leidingen.

Teneinde de invloed op de stabiliteit van een sleuf van 1 meter diep en 3 meter breed in de kruin en in de teen van de dijk te kwantificeren is voor 2 dwarsdoorsneden de stabiliteitsfactor berekend. De resultaten van de berekening staan weergegeven in figuren 26 en 27 en in tabel 3. De stabiliteitsfactor bij het sleuf in de kruin neemt zelfs toe ten opzichte van de nulsituatie tengevolge van een afname van het aandrijvend moment; bij de sleuf in de teen neemt de stabiliteitsfactor circa 10% af. Bij een sleuf in de kruin of de teen van de dijk zal de maatgevende glijcirkel over het algemeen deze sleuf snijden. In dat geval zal het effect op de macro-stabiliteit bij een sleuf in de teen van de dijk negatief zijn, omdat een stuk passieve weerstand c.q. schuifsterkte verloren gaat; de stabiliteitsfactor neemt daardoor af. Het effect op de macro-stabiliteit van een sleuf in de kruin van de dijk zal meestal positief zijn doordat een deel van het aandrijvend moment weggehaald wordt, terwijl het verlies aan schuifsterkte relatief klein is.

grondgedrag

Bij een wederaanvulling van een sleuf of bij verweking door lekkage of explosie zullen de grondparameters voor wat betreft de sterkte kleiner worden. Om de invloed op de stabiliteit van een halvering van de schuifsterkte in de sleuf of plastische zone te kwantificeren worden twee stabiliteitsberekeningen vergeleken. Hierbij is dezelfde geometrie gekozen als in de figuren 26 en 27 alleen is hier de sleuf weer aangevuld met een materiaal dat de helft van de oorspronkelijke schuifsterkte bezit. Het resultaat is weergegeven in tabel 3. Hieruit blijkt dat voor deze geometrie een halvering van de sterkteparameters ter plaatse van de sleuf nagenoeg geen effect heeft op de stabiliteit.

waterspanningsverloop

Teneinde het effect van een veranderende freatische lijn op de veiligheid van de waterkering te kwantificeren zijn 4 stabiliteitsberekeningen gemaakt waarin deze lijn wordt verhoogd. In deze berekening is uitgegaan van verhogingen van de freatische lijn van 0,5 tot 2,0 m ten opzichte van de normale situatie bij maatgevend hoogwater (zie figuren 28 en 29). De verhoging van 0,5 m komt overeen met de verhoging die toegepast wordt als rekening gehouden wordt met hevige neerslag [2], [3] en [4]. Een verhoging van 2,0 m zou bij een lekkende waterleiding kunnen voorkomen.

conclusies

Uit de resultaten van de rekenvoorbeelden blijkt dat vooral bij de verandering van de waterspanningen een grotere invloed op de evenwichtsfactor waarneembaar is. Daarnaast is de invloed van verkeersbelasting duidelijk aanwezig. Opgemerkt wordt dat, de berekeningen slechts een indruk geven van de orde van grootte waarmee de veiligheid van een dijk veranderd bij een stijgende freatische lijn; bedacht moet worden dat voor andere geometrieën

Figuur 30. Schadeprofiel tengevolge van micro-instabiliteit.

8. BEHEER

Een aantal risicofactoren, veroorzaakt door de aanwezigheid van bestaande niet-waterkerende objecten is door een goed beheer te minimaliseren. De aangewezen weg om het ontwerp te keuren en aanleg en onderhoud te reguleren is via een vergunningenbeleid. Hierbij dient dan rekening te worden gehouden met nog uit te voeren dijkversterkings-werkzaamheden.

Gedurende de totale levensduur van de waterkering kunnen aspecten, zoals bijvoorbeeld aantasting van de kleibekleding door menselijk handelen, middels een regelmatige controle c.q. inspectie in een vroeg stadium wordenesignaleerd. Mogelijke risico's kunnen dan worden beperkt. Tijdens de uitvoering van bijvoorbeeld bouw- of graafwerkzaamheden kan er door middel van toezicht voor worden gewaakt dat er geen ongeoorloofde handelingen plaatsvinden. Bij onderhoud aan het vreemde object kan het van belang zijn om de situatie van zowel juist voor als direct na het onderhoud vast te leggen. Hierbij kan worden gedacht aan het vastleggen van de weghoogte voor en na een wegreconstructie, zodat de meting van de zetting van de dijk, die meestal plaatsvindt op de weg, kan worden gecorrigeerd.

Afhankelijk van het profiel en de reserves die daarin zitten kunnen niet-waterkerende objecten mogelijk worden geaccepteerd. Indien er echter vele locaties binnen een dijkring zijn waar extra onderhoud, controle en mogelijk ingrijpen noodzakelijk is stelt dit wel bepaalde eisen aan de organisatie, capaciteit en kennis van de beherende en uitvoerende instanties. Dijkbewaking onder maatgevende omstandigheden bij hoge of snel dalende waterstanden wordt gecompliceerder naarmate meer niet-waterkerende objecten in en op de waterkering voorkomen. Bij acceptatie van niet-waterkerende objecten zal dan ook rekening moeten worden gehouden met de benodigde inspanning voor een goede uitvoering van controle en beheer en moet een ongebreidelde groei van het aantal niet-waterkerende objecten voorkomen worden (zie ook paragraaf 1.2 betreffende filosofie beoordelingsprofiel). Hierdoor kan het noodzakelijk zijn "nieuwe" niet-waterkerende objecten te weren, terwijl gelijksoortige bestaande niet-waterkerende objecten zijn geaccepteerd.

9. BEOORDELING

Voor de beoordeling van dijkvakken met niet-waterkerende objecten zal eerst moeten worden getoetst aan het beoordelingsprofiel (zie hoofdstuk 1). Indien noodzakelijk moet een aantal aspecten c.q. invloeden nader worden onderzocht. Deze zijn in de hoofdstukken 3 tot en met 6 aangegeven. Globaal kan worden aangeduid welke rekenmethodieken gebruikt kunnen worden om deterministisch te rekenen aan deze aspecten van niet-waterkerende objecten in waterkeringen.

Voor het geotechnische gedeelte is er een uitgebreid arsenaal aan meet- en rekenmethoden dat geschikt is om mogelijke invloeden te meten en te kwantificeren [55]. In het kort worden er hier een aantal aangegeven.

a. Metingen

Waterspanningen:

- waterspanningsmeters
- peilbuizen etc.

Grondparameters:

- boringen, sonderingen etc.
- celproeven, triaxiaalproeven, schuifproeven etc.
- sonderingen

Geometrie:

- inmeten profiel en vreemd element
- inmeten kruingrootte (foto en planimeter)
- handboringen

Bekleding:

- boringen (bijvoorbeeld gutsboringen)
- in situ doorlatendheidsproeven
- classificatieproeven
- erosieproeven

Extra belastingen:

- wind en maatgevend hoogwater uit statistische gegevens;
- eigen gewicht uit de grootte van het element.

b. Rekenmethoden

Macro-stabiliteit:

- stabiliteitsanalyses (Bishop (Mstab), Mlift, eindige elementenmethodes zoals MPluto, Plaxis)

Micro-stabiliteit:

- grondwaterstromingsberekeningen (Mseep)

Piping:

- berekeningen volgens Bligh en Lane, Sellmeijer

Voor de bestaande rekenmethodieken is voornamelijk aan te geven dat deze voor het beoordelen van dijken gebruikt kunnen worden om (gedeeltelijk) de invloed van niet-waterkerende objecten te kwantificeren. Rekenmethodieken om gaterosie en erosie in een turbulente waterstroming te beoordelen zijn niet voorhanden.

Om tot een systematische beoordeling te komen van bomen, bebouwing, leidingen en wegen is in de navolgende paragrafen een stroomschema gegeven, met behulp waarvan de acceptatie hiervan in waterkeringen kan worden getoetst. Hierin zijn naast de toepassing van het beoordelingsprofiel ook de aspecten aangegeven die van invloed zijn en eventueel nader onderzocht moeten worden. Per aspect is een beslispunt ingebouwd. Bij de geotechnische aspecten die voor nader onderzoek in aanmerking kunnen ook de leidraden voor het rivierengebied [2], [3] en [4] als hulpmiddel dienen.

9.1 Stroomschema bebouwing

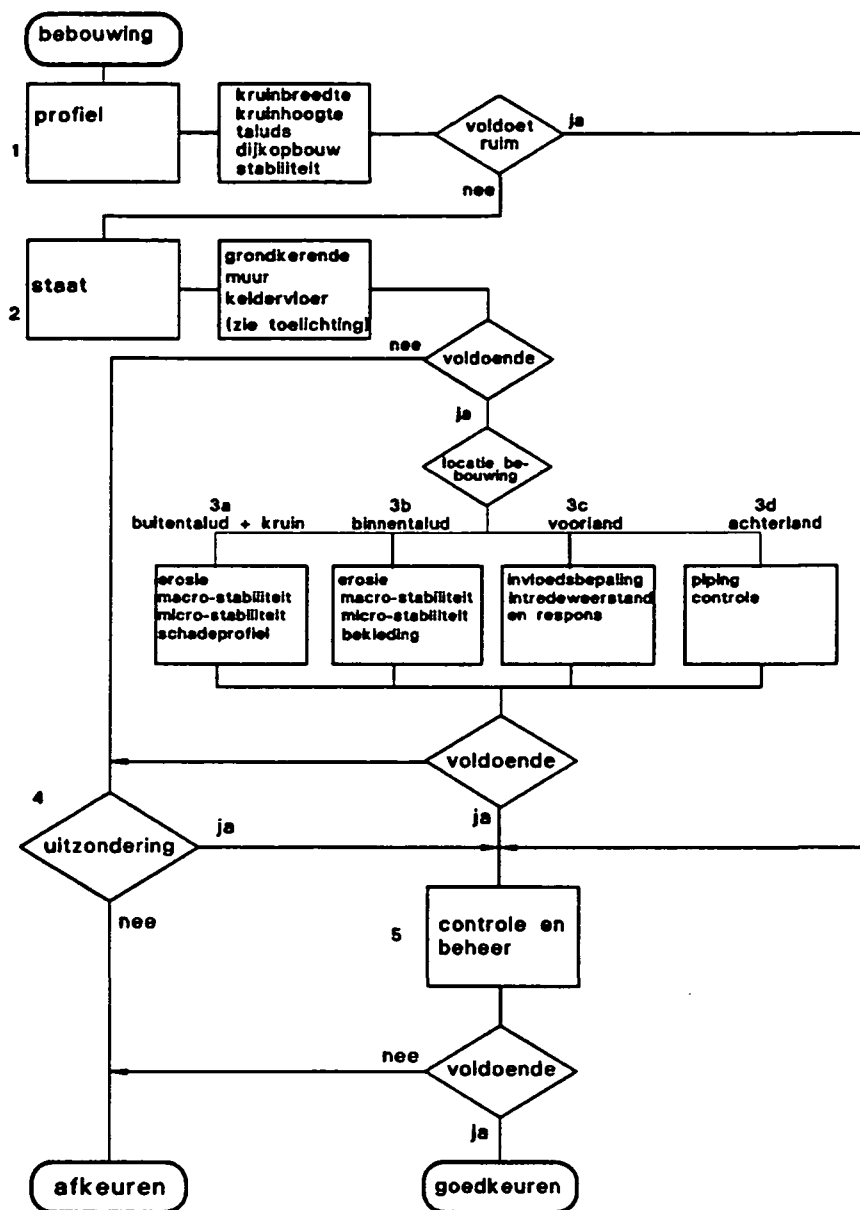
Bij de beoordeling van bebouwing binnen de invloedsszone van de waterkering wordt het stroomschema gevolgd van figuur 31. Stabiliteitsbeschouwingen worden uitgevoerd volgens de diverse leidraden (zie ook hoofdstuk 7).

stap 1 - beoordelingsprofiel

Het eerste criterium geeft een beschouwing van het profiel van de dijk. Bevindt de bebouwing zich buiten het beoordelingsprofiel (zie hoofdstuk 1) dan levert de bebouwing geen direct gevaar op voor de dijk. Wordt hieraan niet voldaan, dan overgaan op stap 2.

stap 2 - staat

Elke element, dat een wezenlijk onderdeel van de waterkering uitmaakt, zoals grondkerende muren, keldervloeren en funderingen, moet in redelijke staat verkeren. Bouwvallen zijn voor wat betreft de delen die geen wezenlijk onderdeel van de waterkering uitmaken in principe toelaatbaar. Wordt aan dit criterium voldaan, dan doorgaan naar stap 3. Zo niet, dan naar het vakje "uitzondering" (stap 4).



Figuur 31. Stroomschema bebouwing op waterkeringen.

Bij stap 3 wordt voor de beoordeling een verdeling gemaakt in de locaties waar bebouwing vóór kan komen in een waterkering: buitentalud, kruin, binnentalud, voorland en achterland. Punten van aandacht naast de bebouwing zijn steeds: op- en afritten, ontgravingen, aansluitingen van nutsleidingen, riolen, putten, olie- en septictanks, al of niet gedempte sloten en beplanting (tuintjes). De wijze van funderen (op staal of op palen) en de toestand van de fundering is van belang voor het ontstaan van holle ruimten tussen de bebouwing en de kering. Voor in rekening te brengen uitwendige belastingen op de bebouwing en het eigen gewicht wordt verwezen naar de TGB 1990 (ontwerp NEN 6702) [53]. Is de score in een of meer van de gevallen "onvoldoende" dan kan doorgedaan worden naar stap 4. Bij de beoordeling "voldoende" kan deze alleen worden gehandhaafd als afdoende controle door het

beheer gewaarborgd is.

stap 3a - bebouwing op buitentalud

Bebouwing op het buitentalud en de kruin is in verband met erosieaspecten en veranderingen van waterspanningen in de dijk ongewenst. De beoordeling is dus altijd "onvoldoende".

stap 3b - bebouwing op binnentalud

Voor de bebouwing op het binnentalud is er evenzo als in het achterland sprake van een extra aandrijvend moment wat de stabiliteit beïnvloedt (zie figuur 11). Daarnaast spelen nog erosie en micro-stabiliteit een rol.

stap 3c - bebouwing op voorland

In het voorland is vooral van belang de invloed op waterspanningen bij maatgevende omstandigheden. De intredeweerstand van het voorland kan verminderen waardoor waterspanningen in de watervoerende pakketten hoger worden met gevolgen voor mogelijk opdrijven en stabiliteitsverlies. Onderzocht moet worden in hoeverre de bebouwing slecht doorlatende lagen doorsnijdt. Binnen het invloedsgebied van het buitentalud moet ook de buitenwaartse stabiliteit van de kering in die situatie worden beoordeeld.

stap 3d - bebouwing op achterland

In het achterland zal de invloed van bebouwing beperkt blijven tot het mogelijk ontstaan van zandmeevoerende wellen en piping. De invloed op mogelijk opdrijven zal minimaal zijn tenzij er op grote oppervlakten aaneengesloten bebouwing aanwezig is.

stap 4 - uitzondering

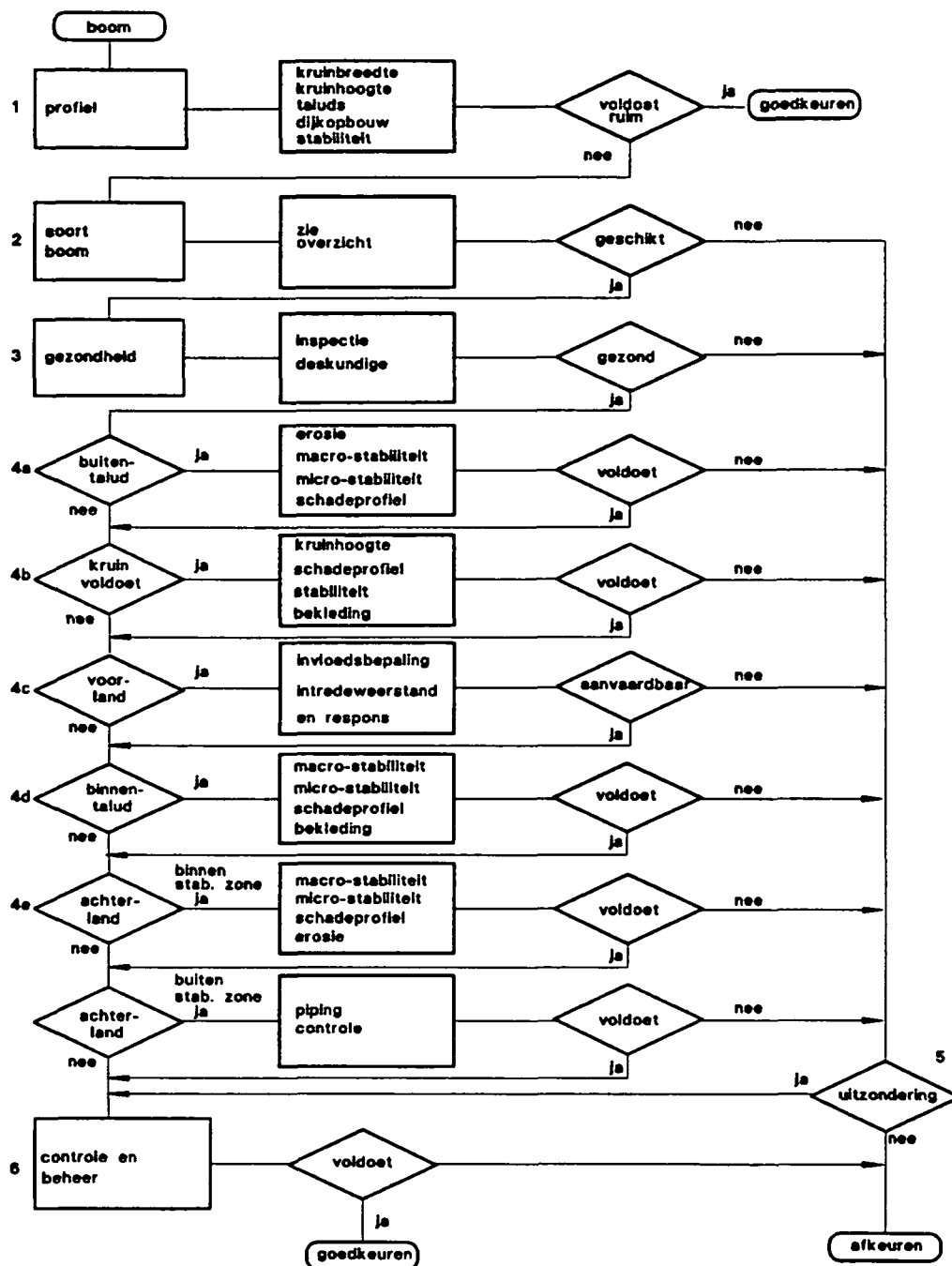
In gevallen waarbij met behulp van de voorgaande regels in eerste instantie geconstateerd wordt, dat de bebouwing op een bepaalde plaats niet kan worden gehandhaafd, is er de mogelijkheid om dit bij uitzondering toch toe te staan. Eis hierbij is dat dit gebeurt op basis van een goed onderbouwde studie, door aanpassing van de situatie aan de aanwezigheid van de bebouwing door bijvoorbeeld het toepassen van speciale constructies, en/of door aanpassen van het beheer (bouwbeleid).

stap 5 - controle en beheer

Voor bebouwing is de aangewezen weg om via een vergunningenbeleid aanleg en onderhoud te reguleren. Hierbij dient tevens rekening te worden gehouden met nog uit te voeren dijkversterkingswerkzaamheden. Visuele inspectie kan helpen om in een vroeg stadium eventuele problemen te signaleren (zie verder hoofdstuk 8).

9.2 Stroomschema bomen

Het meest voor de hand liggende faalmechanisme bij aanwezigheid van bomen is het ontwortelen, waarna snelle erosie tot bresvorming kan leiden. Bij de toetsing staat dit mechanisme centraal; de boom wordt geacht bij ontworteling een gat te slaan met een diameter gelijk aan zijn kruindiameter en een diepte van 1 m. Het schema voor de beoordeling, dat gevolgd wordt, staat in figuur 32. In het navolgende wordt dit schema stapsgewijs toegelicht.



Figuur 32. Stroomschema bomen op waterkeringen.

stap 1 - beoordelingsprofiel

Het eerste criterium geeft een beschouwing van het profiel van de dijk zie hoofdstuk 1). Bevindt de wortelzone zich buiten het beoordelingsprofiel dan, levert de boom bij omwaaien geen gevaar op voor de dijk. Wordt hieraan niet voldaan, dan overgaan op stap (2).

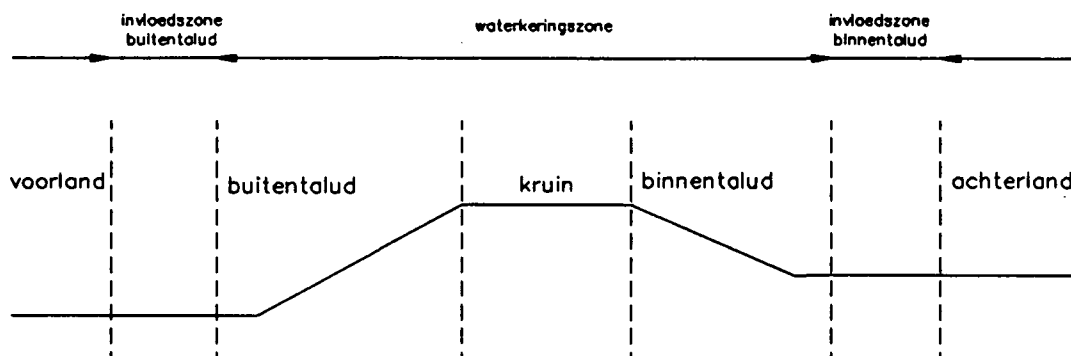
stap 2 - boomsoort

De volgende soorten bomen kunnen tot goede ontwikkeling komen op

kleigronden en zijn redelijk bestand tegen wisselende grondwaterstanden en wortelrot: grauwe els, zilverspar, wilg, winter- en zomereik, populier, berk, es, esdoorn, haagbeuk, iep. Voor deze soorten overgaan naar stap (3), voor andere soorten naar het vakje "uitzondering" (stap 5).

stap 3 - gezondheid

Slechts vitale, gezonde bomen kunnen worden gehandhaafd. dit moet beoordeeld worden door een deskundige. Voor gezonde bomen doorgaan naar stap (4), waarbij onderscheid wordt gemaakt in de locatie (zie figuur 33), in overige gevallen naar het vakje "uitzondering" (stap 5).



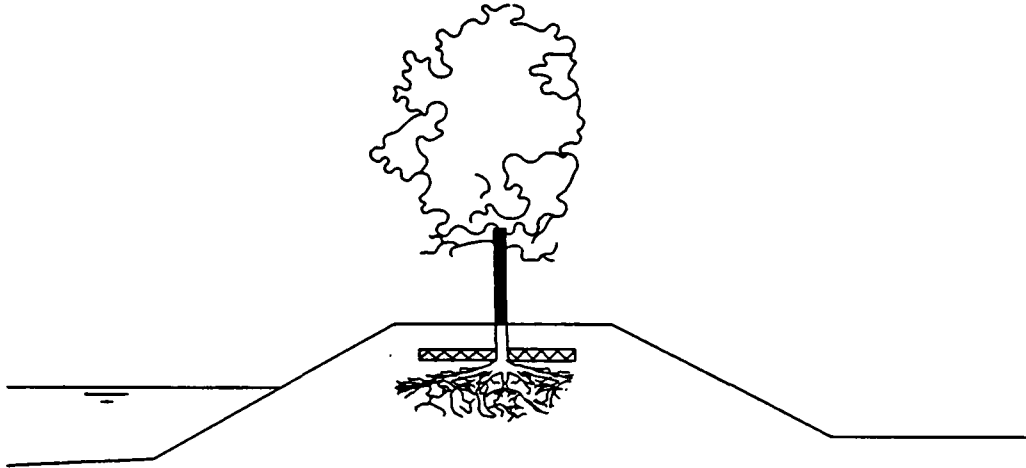
Figuur 33. Indeling in locaties van het dijkprofiel.

stap 4a - boom op buitentalud

Bij bomen op het buitentalud is ontworteling en andere aantasting van de kleibekleding in verband met erosieaspecten en verandering van waterspanningen in de dijk zeer onwenselijk. Ook moet de invloed op de stabiliteit van het buitentalud worden nagegaan. Bomen kunnen slechts worden gehandhaafd als aangetoond kan worden dat de stabiliteit niet nadelig wordt beïnvloed, en dat aannemelijk kan worden gemaakt dat ontworteling niet kan plaatsvinden, of dat na ontworteling de reststerkte van het overblijvende kleipakket voldoende is om direct gevaar te voorkomen. In het algemeen zal bij handhaving doorgedaan moeten worden naar het vakje "uitzondering" (stap 5).

stap 4b - boom op kruin

Bij bomen op de kruin zijn speciale voorzieningen nodig om te voorkomen dat bij maatgevende omstandigheden de kruinhoogte ontoelaatbaar afneemt of de erosiegevoeligheid toeneemt. Deze voorzieningen kunnen bestaan uit alternatieve constructies (zie figuur 34), maar ook uit beheersmaatregelen (zandzakken). Alleen als deze voorzieningen voldoende zijn om het beoordelingsprofiel in stand te houden kunnen bomen in de kruin gehandhaafd worden; in andere gevallen doorgaan naar het vakje "uitzondering" (stap 5).



Figuur 34. Speciale constructie bij een boom.

stap 4c - boom op voorland

Bij bomen op het voorland kan de intredeweerstand van het voorland verminderen, waardoor de waterspanningen in de watervoerende pakketten hoger worden. Dit heeft gevolgen voor mogelijk opdrijven en stabiliteitsverlies. Deze invloed moet bij de beoordeling worden meegenomen. Als de boom binnen het invloedsgebied van het buitentalud komt moet ook de buitenwaartse stabiliteit nader beoordeeld worden. Is de invloed niet aanvaardbaar dan doorgaan naar het vakje "uitzondering" (stap 5).

stap 4d - boom op binnentalud

Voor bomen op het binnentalud geldt ten aanzien van erosie dat een overslag tot $0,1 \text{ l/m}^2/\text{s}$ toelaatbaar is. Ten aanzien van stabiliteit (micro-stabiliteit) geldt de score "goed" als niet met de invloed van de boom is gerekend, maar de marge boven de vereiste stabiliteitsfactor $> 0,2$ is; is deze marge kleiner dan moet de stabiliteit worden gecontroleerd, waarbij de invloed van de ontwortelde boom in rekening is gebracht. Voldoet de situatie niet, dan doorgaan naar het vakje "uitzondering" (stap 5).

stap 4e - boom op het achterland

Een boom op het achterland kan invloed hebben op het ontstaan van zandmeevoerende wellen (piping). Binnen de stabiliteitszone moet ook de invloed op de stabiliteit worden gecontroleerd, vooral als het om groepjes bomen gaat. Voldoet de

situatie niet, dan doorgaan naar het vakje "uitzondering" (stap 5).

stap 5 - uitzondering

In gevallen waarbij met behulp van de voorgaande algemene regels in eerste instantie geconstateerd wordt, dat een boom op een bepaalde plaats niet kan worden gehandhaafd, is er de mogelijkheid om bij uitzondering de boom toch toe te staan. Eis hierbij is dat dit gebeurt op basis van een goed onderbouwde studie, door aanpassing van de situatie aan de aanwezigheid van de boom door bijvoorbeeld het toepassen van een speciale constructie (zie figuur 34), en/of door aanpassen van het beheer.

stap 6 - controle en beheer

Een aantal factoren, veroorzaakt door de aanwezigheid van bomen, die de veiligheid van de waterkering kunnen beïnvloeden zijn door een goed beheer te minimaliseren. De volgende factoren hebben door een goede controle minder kans van optreden. Dit zijn vooral de punten van:

- dode wortels;
- beschadiging door wortels;
- aantasting door dieren;
- grasdek aangetast;
- boom ziek;
- boom te groot/te oud.

Door goede controle op deze aspecten zijn deze in een vroeg stadium te signaleren en zijn problemen te voorkomen. Op langere termijn kunnen hieruit ook eisen voortvloeien ten aanzien van de soort bomen en de plaats (zie verder hoofdstuk 8).

9.3 Stroomschema's leidingen

Voor de beoordeling van dijkvakken met leidingen wordt onderscheid gemaakt in hoge druk en lage druk leidingen. De grens ligt hiervoor bij 10 bar overdruk of voor een waterleiding een druk van 100 meter waterkolom.

Een tweede onderscheid wordt gemaakt voor leidingen met een grote of kleine diameter. In dit rapport wordt deze grens gesteld op 0,3 meter.

Voor deze bestaande "kleinere" leidingen (druk < 10 bar en diameter $\leq$ 0,3 m) kan de in dit rapport aangegeven methodiek aangehouden worden. Daarbij wordt in aanvulling op hetgeen de Pijpleidingcode vermeldt ook de invloed van een hogere freatische lijn door lekkage of breuk beschouwd.

De type leidingen die in dit rapport worden beoordeeld zijn:

- (1)- lagedruk (<10 bar) waterleidingen met een diameter van maximaal 0,3 meter;
- (2)- rioleringen, drainageleidingen en kolken t.b.v. bebouwing en wegen met een diameter van maximaal 0,3 meter.
- (3)- lagedruk (<10 bar) gasleidingen met een diameter van maximaal 0,3 meter;
- (4)- PTT-, CAI- en electriciteitskabels met een diameter van

maximaal 0,05 meter.

Alle leidingen die niet vallen onder type (1), (2), (3) of (4) dienen te worden beoordeeld aan de hand van de normbladen NEN 3650 [34] en NEN 3651 [35] of NEN 3652 [36].

Uit hoofdstuk 4 is af te leiden welke leidingen en locaties de meeste invloed kunnen hebben op de veiligheid van de waterkering. In tabel 4 is dit aangegeven, waarbij de leiding met prioriteit-nummer 1 naar verwachting de meeste invloed zal hebben.

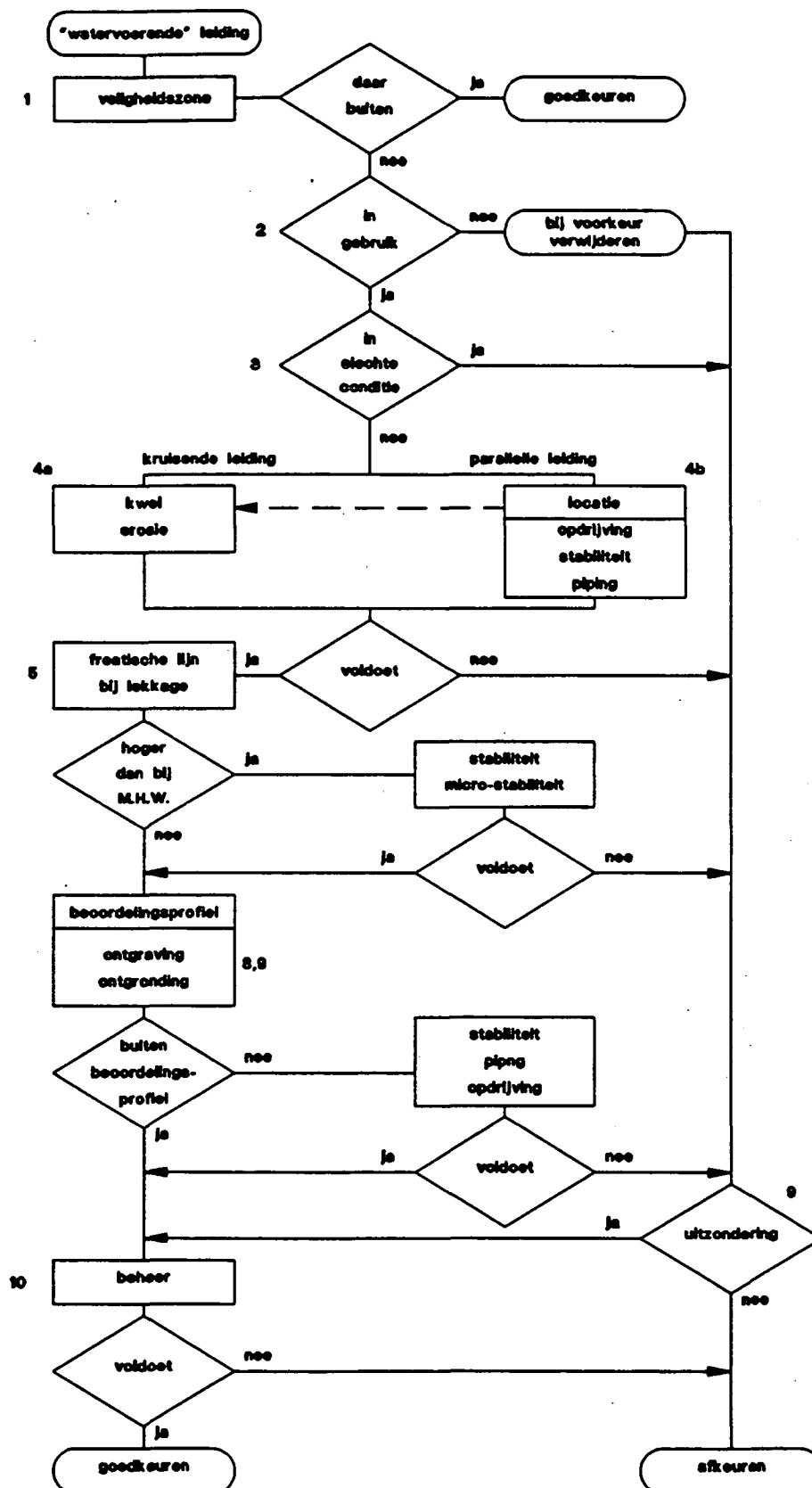
Tabel 4. Prioriteiten voor de toetsing van leidingen.

prio-rit-eit	type leiding en locatie in de dijk
1	alle vloeistof- en gasleidingen met een druk van meer dan 10 bar of een diameter die groter is dan 0,3
2	meter
3	parallele waterleiding of riool in buitentalud of
4	paralleldijk
5	parallele waterleiding of riool in kruin, binnentalud of teen
6	
7	kruisende waterleiding of riool
8	overige waterleidingen of riolen
9	parallele gasleiding in buitentalud of paralleldijk
	kruisende gasleiding
10	overige gasleidingen
11	parallele PTT-, CAI- of electriciteitskabel in buitentalud of paralleldijk
	kruisende PTT-, CAI- of electriciteitskabel
	overige PTT-, CAI- of electriciteitskabels

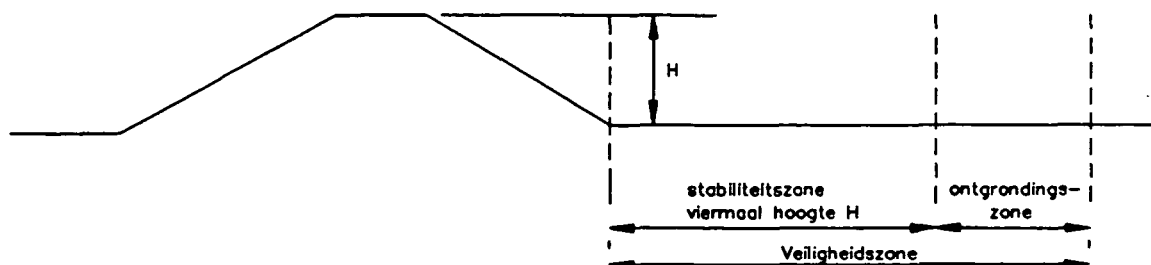
In de twee navolgende paragrafen zullen de stroomschema's worden gegeven voor "watervervoerende" leidingen type (1) en (2) alsmede gas- en electraleidingen type (3) en (4). Stapsgewijs zullen deze schema's worden toegelicht.

9.3.1 Stroomschema "watervervoerende" leiding

Het stroomschema voor de beoordeling van de "watervervoerende" leidingen is gegeven in figuur 35.



Figuur 35. Stroomschema beoordeling "watervoerende" leidingen in waterkeringen.



Figuur 36. Veiligheidszône.

stap 1 - bepaal veiligheidszone

Een leiding parallel aan de waterkering dient in principe te worden gelegd in een terreinstrook buiten de veiligheidszone van de dijk (zie figuur 36). De breedte van de veiligheidszone, gemeten vanuit de teenlijn van de waterkering (zie stap 1 in paragraaf 8.3.2), moet gelijk zijn aan de afstand van de ontgrondingszone vermeerderd met de stabiliteitszone [33]. De grootte van de ontgrondingszone zal voor de beschouwde leidingen maximaal circa 5 meter bedragen. Voor een nauwkeuriger bepaling wordt verwezen naar paragraaf 5.3.1. De breedte van de stabiliteitszone kan worden bepaald op viermaal de hoogte van de waterkering boven het maaiveld, indien er geen bijzondere omstandigheden zijn die makkelijk kunnen leiden tot evenwichtverlies van de grondslag. Wanneer echter zeer slappe lagen in de ondergrond voorkomen, de spanningstoestand nog niet aan de bestaande belastingtoestand is aangepast, voortgaande deformaties van de waterkering optreden of een sterk omhooggerichte grondwaterstroming optreedt is voor de bepaling van de stabiliteitszone grondmechanisch onderzoek noodzakelijk. Ook in geval van gerede twijfel is dit onderzoek noodzakelijk. Eveneens kan een nauwkeuriger bepaling van de stabiliteitszone door middel van zo'n grondmechanisch onderzoek geschieden. Indien de leiding buiten de veiligheidszone ligt kan verder worden gegaan naar stap 10.

stap 2 - ingebruik

Niet meer ingebruik zijnde waterleidingen en riolen moeten zoveel mogelijk worden verwijderd.

stap 3 - conditie

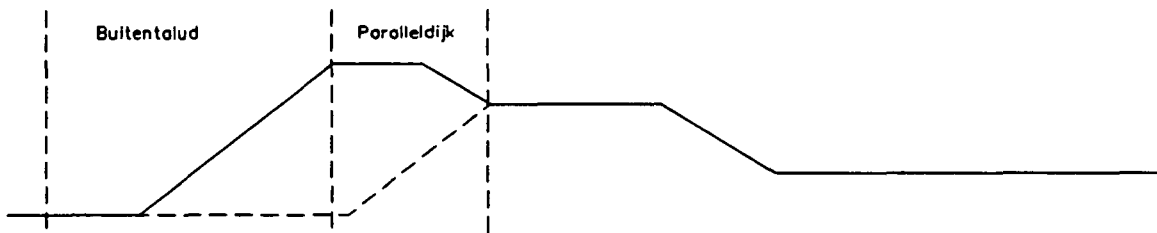
Indien verwacht kan worden dat de leiding of het riool in een slechte conditie is dient deze te worden hersteld, verwijderd of vervangen.

Bij stap 4 wordt onderscheid gemaakt in leidingen die de waterkering kruisen en die parallel aan de waterkering lopen.

stap 4a - Kruisende leiding

Bij kruisende leidingen is geen kwelscherm benodigd als de onderkant van de leiding gedurende de planperiode over een bepaalde lengte boven ontwerppeil ligt. Voor deze lengte wordt aanbevolen een maat van 3 meter te nemen. De zettingen die optreden gedurende de planperiode moeten hierbij in ogenschouw worden genomen.

Indien de leiding hieraan niet voldoet is een kwelscherm nodig. Deze moet tenminste 0,5 m buiten de leiding steken, waterdicht met de leiding zijn verbonden en zijn gevat in een kleikist van tenminste 1 m in de lengterichting van de leiding.



Figuur 37. Buitentalud en paralleldijk.

stap 4b - Parallele leidingen

In verband met het mogelijk optreden van kwel moet de leiding (inclusief sleuf bij aanleg) meer dan 3 meter van de buitenkruinlijn zijn gelegen. Bovendien mag de leiding niet worden aangelegd in het buitentalud en niet in een paralleldijk (zie figuur 37). Als hieraan niet wordt voldaan moet de leiding ook als een kruisende leiding worden beschouwd en dienen aspecten zoals kwel en erosie te worden beoordeeld.

In het voorland is vooral van belang de invloed op de waterspanningen bij maatgevende omstandigheden. De intredeweerstand van het voorland kan verminderen waardoor de waterspanningen in de watervoerende pakketten hoger worden. Dit heeft zijn gevolgen in mogelijk opdrijven en stabiliteitsverlies. Vooralsnog lijkt het verstandig om bij leidingen in het voorland te onderzoeken in hoeverre slecht doorlatende lagen worden doorsneden.

Een leiding in het achterland, de berm, het binnentalud en het deel van de kruin dat meer dan 3 m van de buitenkruinlijn is verwijderd moet worden afgekeurd als niet is voldaan aan een juiste uitvoering. Dit betekent dat tijdens de aanwezigheid van een sleuf de stabiliteit van de waterkering niet in gevaar komt en dat opdrijving en piping niet kunnen optreden. Daarnaast moet de sleuf juist zijn aangevuld en verdicht; zie stap 10.

Indien bij stap 4 de leiding wordt afgekeurd moet worden doorgedaan naar stap 9, anders voor zowel de kruisende als parallelle leidingen verder gaan met stap 5.

stap 5 - controle freatische lijn bij lekkage

Bepaal de toename freatische lijn bij lekkage op grond van de ligging van de leiding en wel of niet doorlatende lagen. Indien de verhoging van de freatische lijn bij lekkage lager is dan de lijn bij maatgevend hoogwater kan verdergegaan worden met stap 7, anders naar stap 6.

stap 6 - controle stabiliteit met hogere freatische lijn

De stabiliteit van de waterkering dient te worden gecontroleerd met de verhoogde freatische lijn tengevolge van lekkage. Indien dit niet voldoet doorgaan naar stap 9, anders naar stap 7.

stap 7 - bepaal mate van ontgronding

De grootte van de ontgronding kan worden bepaald met behulp van paragraaf 5.3.1. Indien ontgronding buiten beoordelingsprofiel (zie stap 1 in paragraaf 8.3.2) ligt kan worden verdergegaan met stap 9, anders verder gaan met stap 8.

stap 8 - controle ontgronding

Stabiliteit, piping en opdrijving moeten worden gecontroleerd met in acht name van de ontgronding. Bij afkeuring verder gaan met stap 9, anders naar stap 10.

stap 9 - uitzondering

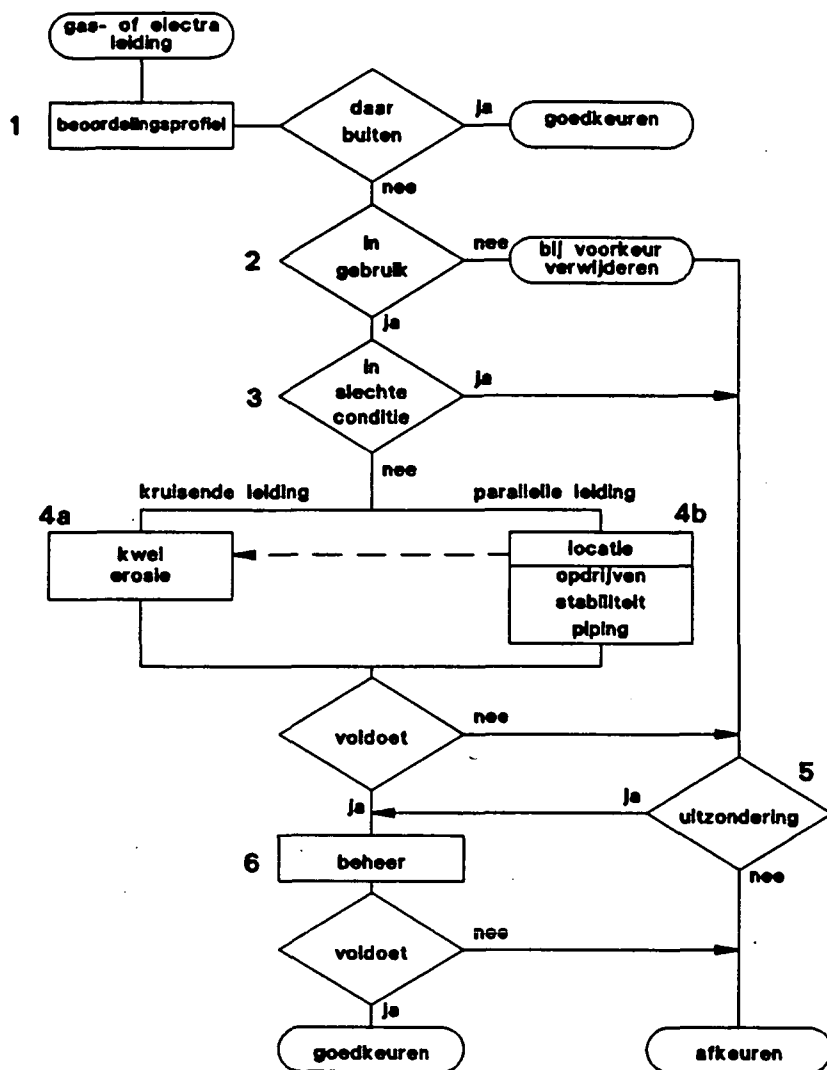
In gevallen waarbij de beoordeling tot afkeuren leidt is er de mogelijkheid tot het goedkeuren bij uitzondering van een bepaalde situatie, eventueel door middel van een bijzondere constructie. Eis hierbij is dat dit gebeurt op basis van een gefundeerd oordeel aan de hand van de normbladen NEN 3650 [34], NEN 3651 [35] en NEN 3652 [36].

stap 10 - controle en beheer

Voor leidingen is de aangewezen weg om via een vergunningenbeleid aanleg en onderhoud te reguleren. Hierbij dient rekening te worden gehouden met nog uit te voeren dijkversterkings-werkzaamheden. Tijdens de uitvoering van de graaf- en aanvulwerkzaamheden dient ervoor te worden gewaakt dat de grond goed wordt verdicht, goed aanvulmateriaal wordt gebruikt en de laagopbouw niet wordt verstoord. Daarnaast dient de waterkering met een gegraven sleuf voldoende stabiel te zijn en moet de veiligheid tegen opdrijven of piping zijn gewaarborgd (zie verder hoofdstuk 8).

9.3.2 Stroomschema gas- en electraleidingen

Het stroomschema voor de beoordeling van deze leidingen is gegeven in figuur 38.



Figuur 38. Stroomschema beoordeling gas- en electraleidingen in waterkeringen.

stap 1 - beoordelingsprofiel

Een eerste criterium geeft een beschouwing van het profiel. Hierbij wordt ervan uitgegaan dat een nadere beoordeling van de leiding niet hoeft plaats te vinden als er een beoordelingsprofiel aan is te geven waar de leiding geen deel van uitmaakt. Voor een nadere beschrijving van het beoordelingsprofiel wordt verwezen naar hoofdstuk 1.

stap 2 - ingebruik

Niet meer ingebruik zijnde kabels en gasleidingen moeten zoveel mogelijk worden verwijderd.

stap 3 - conditie

Indien verwacht kan worden dat de gasleiding in een slechte conditie is dient deze te worden hersteld, verwijderd of vervangen.

Bij stap 4 wordt onderscheid gemaakt in leidingen die de waterkering kruisen en die parallel aan de waterkering lopen.

stap 4a - kruisende leidingen

Bij kruisende leidingen is geen kwelscherm benodigd als de onderkant van de leiding gedurende de planperiode over een bepaalde lengte boven ontwerppeil ligt. Voor deze lengte wordt aanbevolen een maat van 3 meter te nemen. De zettingen die optreden gedurende de planperiode moeten hierbij in ogenschouw worden genomen.

Indien de leiding hieraan niet voldoet is een kwelscherm nodig. Deze moet tenminste 0,5 m buiten de leiding steken, waterdicht met de leiding zijn verbonden en zijn gevat in een kleikist van tenminste 1 m in de lengterichting van de leiding.

stap 4b - Parallelle leidingen

In verband met het mogelijk optreden van kwel moet de leiding (inclusief sleuf bij aanleg) meer dan 3 meter van de buitenkruinlijn zijn gelegen. Bovendien mag de leiding niet worden aangelegd in het buitentalud en niet in een paralleldijk. Als hieraan niet wordt voldaan moet de leiding als een kruisende leiding worden beschouwd en dienen aspecten zoals kwel en erosie te worden beoordeeld.

In het voorland is vooral van belang de invloed op de waterspanningen bij maatgevende omstandigheden. De intredeweerstand van het voorland kan verminderen waardoor de waterspanningen in de watervoerende pakketten hoger worden. Dit heeft zijn gevolgen in mogelijk opdrijven en stabiliteitsverlies. Vooralsnog lijkt het verstandig om bij leidingen in het voorland te onderzoeken in hoeverre slecht doorlatende lagen worden doorsneden.

In het achterland, de berm, het binnentalud en het deel van de kruin dat meer dan 3 m van de buitenkruinlijn is verwijderd mag de leiding worden aangelegd of aanwezig zijn mits is voldaan aan een juiste uitvoering. Dit betekent dat tijdens de aanwezigheid van een sleuf de stabiliteit van de waterkering niet in gevaar komt en dat opdrijving en piping niet kunnen optreden. Daarnaast moet de sleuf juist zijn aangevuld en verdicht; zie stap 6.

stap 5 - uitzondering

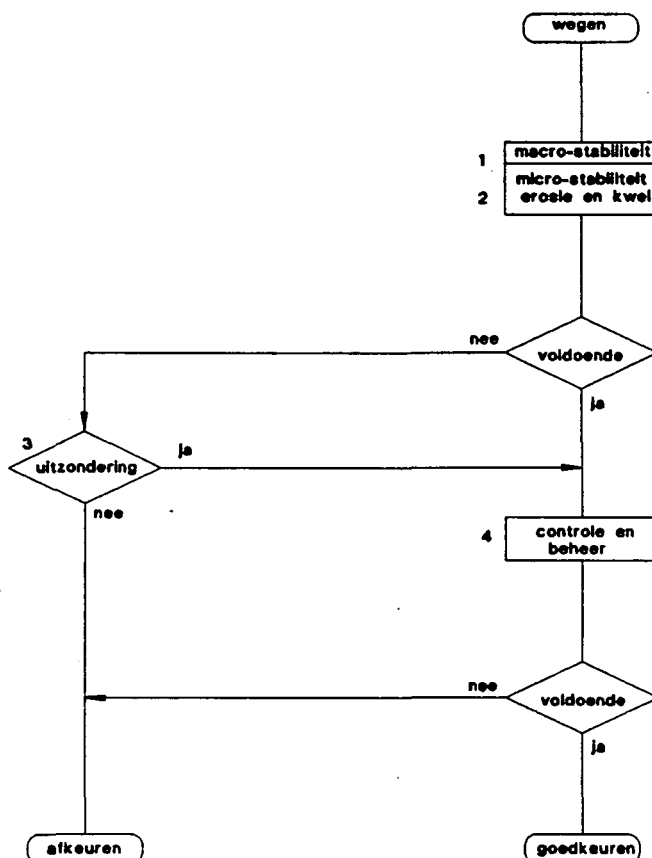
In gevallen waarbij de beoordeling tot afkeuren leidt is er de mogelijkheid tot het goedkeuren bij uitzondering van een bepaalde situatie, eventueel door middel van een bijzondere constructie. Eis hierbij is dat dit gebeurd op basis van een gefundeerd oordeel aan de hand van de normbladen NEN 3650 [34], NEN 3651 [35] en NEN 3652 [36].

stap 6 - controle en beheer

Hiervoor geldt hetzelfde als bij stap 10 van de "watervoerende" leiding (zie paragraaf 8.3.1).

9.4 Stroomschema wegen

Bij de beoordeling van wegen op de kruin of berm van de waterkering wordt het stroomschema gevolgd van figuur 39. Stabiliteitsbeschouwingen worden uitgevoerd volgens de diverse leidraden (zie ook hoofdstuk 7).



Figuur 39. Stroomschema beoordeling wegen op waterkeringen.

stap 1 - belasting

Het eerste criterium betreft de macro-stabiliteit van de dijk met inachtneming van de verkeersbelasting (zie paragraaf 6.2.1). Wordt hieraan niet voldaan, dan gaan naar stap 3.

stap 2 - kwel, erosie en micro-stabiliteit

Indien de wegfundering onder het ontwerppeil ligt moeten voorzieningen zijn getroffen zodat er geen kwel door deze lagen kan optreden. De wegconstructie en bekleding moet zodanig zijn ontworpen dat er geen water via de weg in de dijk loopt. Met name de aansluiting van de weg met de grasmat van de dijk is een erosiegevoelig punt dat aandacht verdient. Wordt voldaan aan stap 2, dan naar stap 4. Zo niet, dan naar het vakje "uitzondering" stap 3.

stap 3 - uitzondering

In gevallen waarbij met behulp van de voorgaande regels in eerste instantie geconstateerd wordt, dat de weg niet kan worden gehandhaafd, is er de mogelijkheid om deze bij uitzondering toch toe te staan. Eis hierbij is dat dit gebeurt op basis van een goed onderbouwde studie, door aanpassing van de situatie c.q. wegconstructie en/of door aanpassen van het beheer.

stap 4 - controle en beheer

Visuele inspectie vindt plaats voor het onderhoud van de weg. Hiermee wordt de staat van de weg vastgelegd. Bij reconstructies van de weg dient voor- en achteraf de hoogte van de weg te worden vastgelegd en dienen de uitgangspunten van stap 1 en 2 opnieuw te worden gecontroleerd. Voor wegen is de aangewezen weg om via een vergunningenbeleid aanleg en onderhoud te reguleren. Hierbij dient tevens rekening te worden gehouden met nog uit te voeren dijkversterkings-werkzaamheden (zie verder hoofdstuk 8).

10 CONCLUSIES

Een nuancering voor het wel of niet accepteren van niet-waterkerende objecten is in dit rapport aangegeven. Onderzoek naar de invloed van het object op de veiligheid van de waterkering gaat altijd gepaard met enige inspanning, omdat de normstelling bij de beoordeling van aspecten die de veiligheid van een waterkering beïnvloeden in het algemeen vrij gecompliceerd is. Als handvat voor ontwerpers en beheerders is een methodiek gegeven voor een nadere beoordeling. Daarbij speelt toepassing van het zogenaamde beoordelingsprofiel een belangrijke rol. Met metingen kan daarna eventueel meer gerichte informatie worden verkregen.

In het algemeen kunnen de volgende opmerkingen gemaakt worden. Bij uitzondering kan een niet-waterkerend object binnen het beoordelingsprofiel acceptabel zijn en alleen als het beheer verzekerd is. De gegeven beoordelingsmethodiek zal dan vaak tot de conclusie leiden dat een speciale voorziening noodzakelijk is. Uitgangspunt bij deze methodiek is dat het gaat om bestaande elementen en de mogelijkheden om deze te behouden bij noodzakelijke dijkversterkingen.

Op genoemde methodiek kan zeker geen nieuwbouw of beplantingsbeleid gebaseerd zijn omdat dit een ongebreidelde groei van het aantal risicofactoren zou inhouden.

Per object kunnen de volgende conclusies worden gegeven.

In principe worden **bomen** in het buitentalud afgekeurd indien deze niet buiten het beoordelingsprofiel zijn gelegen. Nader onderzoek kan aantonen of hiervan kan worden afgeweken, bijvoorbeeld door toepassing van een bijzondere constructie.

De kans op falen van **bebouwing** met als gevolg inundatie lijkt niet erg groot. Meer problemen zijn te verwachten met bijkomende zaken als nutsleidingen, ongeoorloofd ingrijpen van de mens en de erosiebestendigheid van het talud. Het verschijnen van steeds meer en steeds grotere tuinen is hierbij een zorgwekkende ontwikkeling. Als de bebouwing buiten het beoordelingsprofiel ligt is deze toelaatbaar. Bebouwing binnen het beoordelingsprofiel lijkt alleen aanvaardbaar indien aangetoond kan worden dat de beïnvloeding van de veiligheid aanvaardbaar is en, vooral ook, blijft. Dat laatste impliceert een garantie voor goed beheer. In veel gevallen zal blijken dat alleen aan de eisen kan worden voldaan met bijzondere constructies of voorzieningen buiten de bebouwing.

Leidingen dienen in principe aan de Pijpleidingcode (dan wel normbladen) te voldoen. Bestaande leidingen (druk <10 bar en diameter $\leq 0,3$ m) kunnen met de in dit rapport aangegeven methodiek mogelijk geaccepteerd worden. Van de kleine leidingen hebben de waterleidingen de meeste invloed op de veiligheid van de waterkering. Met name de waterleiding in de kruin van de waterkering kan bij lekkage of breuk de veiligheid voor wat betreft de stabiliteit van de waterkering aanzienlijk doen verlagen. Indien opdrijven van het achterland kan optreden, dienen de waterleidingen in de teen van de dijk te worden gecontroleerd, omdat tengevolge van opdrijven grote vervormingen nabij de teen van de dijk kunnen optreden die op hun beurt

lekkage c.q. breuk van de leiding kunnen doen ontstaan. Hierdoor zal de freatische lijn bij de teen van de dijk stijgen en de vervormingen zullen extra toenemen.

Bij wegen op de kruin of de berm van waterkeringen zijn met name de verkeersbelasting en de erosie- en kwelgevoeligheid aspecten die onderzocht moeten worden.

LITERATUUR

- [1] Ministerie van Verkeer en Waterstaat, Toetsing uitgangspunten rivierdijkversterkingen, Deelrapport 3: Constructief ontwerp, januari 1993.
- [2] Leidraad voor het ontwerpen van rivierdijken, Deel 1 - Bovenriviereengebied, Staatsuitgeverij, 1985.
- [3] Technische Adviescommissie voor de Waterkeringen, Leidraad voor het ontwerpen van Rivierdijken, Deel 2 - Benedenriviereengebied, september 1989.
- [4] Leidraad voor het ontwerpen van rivierdijken Deel 2 - Benedenriviereengebied - Appendices, Staatsuitgeverij, 1989.
- [5] Leidraad voor ontwerp, beheer en onderhoud voor constructies en vreemde objecten in, op en nabij waterkeringen, April 1976.
- [6] Grondmechanica Delft, in opdracht van Rijkswaterstaat, Dienst Weg- en Waterbouwkunde, Beoordeling vreemde objecten in waterkeringen, ir. J.A. van Twillert, Fase I - Inventarisatie, CO-309350/37, mei 1990.
- [7] Grondmechanica Delft, in opdracht van Rijkswaterstaat, Dienst Weg- en Waterbouwkunde, Beoordeling vreemde objecten in waterkeringen, J.A. van Twillert, Deel Bomen, CO-309350/57, augustus 1990.
- [8] Grondmechanica Delft, in opdracht van Rijkswaterstaat, Dienst Weg- en Waterbouwkunde, Beoordeling vreemde objecten in waterkeringen, J.A. van Twillert, Deel Bebouwing CO-309350/76, maart 1992.
- [9] Grondmechanica Delft, in opdracht van Rijkswaterstaat, Dienst Weg- en Waterbouwkunde, Beoordeling vreemde objecten in waterkeringen, M.A. Van, Deel Leidingen, CO-309350/81, oktober 1993.
- [10] Het wortelstelsel van de meest voorkomende bosbomen in Nederland op de verschillende gronden, Ingenieursscriptie, J.L.Volmuller, Wageningen, 1972.
- [11] Use of vegetation in civil engineering, N.J.Coppin, I.G.Richards e.a., CIRIA, 1990.
- [12] Risico-analyse van bomen aan de Maasboulevard, TNO-IBBC, rapport B-85-584, november 1985.
- [13] Methoden voor het hebben van bomen aan het waterfront, Gemeentewerken Rotterdam, Ingenieursbureau Waterbouw, september 1985.
- [14] Onderzoek naar de verankering van de douglas door middel van trekproeven, L.C. Kuiper en J.P. van Schooten, 1985.
- [15] Der Bundesanstalt für Wasserbau, Tätigkeitsbericht BAW 1989.
- [16] Fotorapportage van opgravingen van boomwortels in een Bandijk, Provinciale Waterstaat van Gelderland, februari 1976.
- [17] Projectgroep Dijkverbetering Sliedrecht, Proefproject dijkverbetering Sliedrecht, juni 1986.
- [18] Advies betreffende dijkverhoging bebouwde kom Ammerstol, Grondmechanica Delft, CO-242460, 1979.
- [19] Inventarisatie markante verschijnselen aan rivierdijken opgetreden tijdens de hoge Rijnaivoer van februari 1980, Centrum voor onderzoek waterkeringen, S-80.027, oktober 1980.
- [20] Inventarisatie markante verschijnselen aan rivierdijken

- opgetreden tijdens de hoge Rijnaafvoer van januari 1982, Centrum voor onderzoek waterkeringen, S-82.018, juli 1982.
- [21] Water tegen de dijk, TAW, december 1988.
 - [22] Schermen in waterkeringen, concept-rapportage 1e fase, Dienst Weg- en Waterbouwkunde, nota nr. WBA-N-90050, maart 1990.
 - [23] Schadecriteria voor aan zetting onderhevige gebouwen, Grondmechanica Delft, SE-701035, 1988.
 - [24] Evaluatie van de zakkingen van panden in verband met dijkversterkingswerkzaamheden, Grondmechanica Delft, CO-280040, 1989.
 - [25] Methode voor het ramen van schade aan gebouwen door polderpeilverlaging en grondwateronttrekking, ABT / ICW, 1984.
 - [26] Role of groundwater in the damage of buildings, L. Réthati, Institute for Geodesy and Geotechnics, Hungary, 1987.
 - [27] Rijksgebouwendienst, Wind als dynamische belasting, november 1985.
 - [28] Ontwerp NEN 6702, TGB 1990 - Belastingen en vervormingen, augustus 1989.
 - [29] Schadecriteria bij funderingen van gebouwen, J.G.Hulsbergen, Cement, no 2, 1988.
 - [30] NEN 1739, Plaats van leidingen en kabels in wegen binnen de bebouwde kom, mei 1964.
 - [31] NEN 1738, Plaats van leidingen en kabels in wegen buiten de bebouwde kom, mei 1964.
 - [32] Ontwerp NEN 1091, Veiligheid voor stalen gasleidingen met een bedrijfsdruk boven 1 bar en lager dan of gelijk aan 16 bar, april 1992.
 - [33] Pijpleidingcode, Eisen te stellen aan pijpleidingen voor het transport van gassen en vloeistoffen met betrekking tot de waterstaatkundige veiligheid, Provincie Zuid-Holland, Revisie 6, mei 1990.
 - [34] ontwerp NEN 3650, Eisen voor stalen transportleidingssystemen, 1993.
 - [35] ontwerp NEN 3651, Aanvullende eisen voor stalen transportleidingssystemen, (Noodrevisie pijpleidingencode) 1993.
 - [36] ontwerp NEN 3652, Eisen voor niet-stalen transportleidingssystemen, waarschijnlijk eind 1993.
 - [38] Polderpeilverlaging en gebouwschade ir. R.A.J. de Kock, I2-Bouwkunde en Civiele techniek 1986, no 2 en 3.
 - [39] Invloed boombeplanting op verankerde damwand (kanaal Wessem - Nederweert), proj.nr.C.86.09/11, DWW, oktober 1987.
 - [40] Invloed boombeplanting op verankerde damwand, een probabilistische benadering, Fugro, juli 1987.
 - [41] Invloed boombeplanting op verankerde damwand, A.Jonker, L.de Quelerij, PT Civiele Techniek, nummer 2, mei 1989.
 - [42] Advies betreffende waterkering Voorstraat te Dordrecht, Grondmechanica Delft, CO-258470, 1984.
 - [43] 1e Voortgangsrapportage dijkversterking Hardinxveld-Giessendam, Projektgroep dijkversterking Hardinxveld-Giessendam, februari 1990.
 - [44] Stadsbomen Vademecum, Ministerie van Landbouw, Natuurbeheer en Visserij en Stichting Praktijkonderwijs en Leerlingwezen voor bosbouw, cultuurtechniek en groene sector, oktober 1990.
 - [45] Proceedings of the 9th European Conference on Soil Mecha-

- tics and Foundation Engineering, Dublin sept 1987.
- [46] The influence of groundwater on bearing capacity of footings, B. Hansen, H.Denver, K.Peterson.
 - [47] Hoogheemraadschap van de Alblasserwaard en de Vijfheerenlanden, Bouwen langs de hoofdwaterkering van het hoogheemraadschap van de Alblasserwaard en de Vijfheerenlanden, Voorlopige beleidsnota, november 1990.
 - [48] Waterloopkundig Laboratorium/ Grondmechanica Delft, in opdracht van Rijkswaterstaat, Dienst Weg- en Waterbouwkunde, Nieuwe inzichten in TAW-onderzoek rivierdijken, rapport T1129, maart 1993.
 - [49] Zakkingsgedrag van bouwwerken, G.Hannink, 1987 no. 12 en 1988 no. 1.
 - [50] The settlement of low-rise buildings constructed over peat, J.G. Wilson, T.G.Garwood and R.W. Sarsby, Ground Movements and Structures.
 - [51] Compendium Geo-Tubomechanica, Provinciale Waterstaat Zuid-Holland, 1977.
 - [52] Advies betreffende onderzoek naar de effecten van extreme neerslag op waterspanningen in een dijk, Grondmechanica Delft, CO-280000/23, juni 1989.
 - [53] ontwerp NEN 6702, TGB 1990.
 - [54] Vrouwenfelder, A.C.W.M., en J.K. Vrijling, Probabilistisch ontwerpen, collegedictaat b3, Technische Hogeschool Delft, 1982.
 - [55] Lubking, P., en M.A. Van (ed.), Construeren met grond, Grondconstructies op en in weinig draagkrachtige en sterk samendrukbare ondergrond, CUR-Publikatie 162, Gouda, november 1992.

**HANDLEIDING
TOEPASSEN VAN BIJZONDERE CONSTRUCTIES
BIJLAGE 5
MAART 1994**

BIJLAGE 5
TOEPASSEN VAN BIJZONDERE CONSTRUCTIES
MAART 1994

GRONDMECHANICA DELFT
AFDELING GRONDCONSTRUCTIES
auteurs:
ir. M.A.Viergever
ir. D. Stamm

INHOUD

Blz.:

SYMBOLEN

SYNOPSIS

1.	INLEIDING	1
2.	OVERZICHT GEÏNVENTARISEERDE CONSTRUCTIES	2
2.	Bestaand dijkmateriaal vervangen	3
2.2	Bij verbreding dijk ander materiaal kiezen	9
2.3	Bestaand dijkmateriaal verbeteren	11
2.4	Sterkte eigenschappen ondergrond verbeteren	12
2.5	Grondwaterpotentiaal beïnvloeden	15
2.6	Erosiebescherming	20
2.7	Constructieve elementen	22
2.8	Beweegbare keringen	28
3.	SELECTIECRITERIA	30
3.1	Veiligheid	30
3.2	Duurzaamheid	30
3.3	Omgeving	30
3.4	Uitvoerbaarheid	31
3.5	Kostenindicatie	31
3.6	Herstelbaarheid	31
3.7	Ervaring	31
3.8	Onderhoud	31
3.9	Uitbreidbaarheid	32
4.	SELECTIE VAN TECHNIEKEN	33
5.	AANPASSEN BESTAAND DIJKMATERIAAL	36
5.1	Lichte materialen	36
5.1.1	Overzicht en beschrijving	36
5.1.2	Berekeningsmethoden/ontwerp	39
5.1.2.1	Geëxpandeerde kleikorrels	39
5.1.2.2	Schuimbeton	40
5.1.3	Uitvoeringsmethoden	40
5.1.3.1	Geëxpandeerde kleikorrels	41
5.1.3.2	Schuimbeton	41
5.1.4	Beheer monitoring en onderhoud	42
5.1.4.1	Geëxpandeerde kleikorrels	42
5.1.4.2	Schuimbeton	42
5.2	Kunststoffen	43
5.2.1	Overzicht en beschrijving	43
5.2.2	Berekeningsmethoden/ontwerp	51
5.2.2.1	Geotextielen/geogrids	51
5.2.2.2	Zand-garen composities	53
5.2.3	Uitvoeringsmethoden	55
5.2.3.1	Geotextielen/grids	55
5.2.3.2	Zand-garen composities	55
5.2.4	Beheer, monitoring en onderhoud	56
5.2.4.1	Geotextielen/grids	56
5.2.4.2	Zand-garen composities	56
5.3	Stabilisaties	57

6.	TOEPASSEN AANGEPAST MATERIAAL BIJ UIRTBREIDING DIJKPROFIEL	59
6.1	Lichte materialen	59
6.1.1	Overzicht en beschrijving	59
6.1.2	Berekeningsmethode/ontwerp	59
6.1.2.1	Geëxpandeerde kleikorrels	59
6.1.2.2	Schuimbeton	60
6.1.3	Uitvoeringsmethoden	60
6.1.3.1	Geëxpandeerde kleikorrels	60
6.1.3.2	Schuimbeton	60
6.1.4	Beheer, monitoring en onderhoud	60
6.1.4.1	Geëxpandeerde kleikorrels	60
6.1.4.2	Schuimbeton	60
6.2	Kunststoffen	60
6.2.1	Overzicht en beschrijving	60
6.2.2	Berekeningsmethoden/ontwerp	60
6.2.2.1	Geotextielen/geogrids	60
6.2.2.2	Zand-garen composities	60
6.2.3	Uitvoeringsmethoden	61
6.2.3.1	Geotextielen/grids	61
6.2.3.2	Zand-garen composities	61
6.2.4	Beheer monitoring en onderhoud	61
6.2.4.1	Geotextielen/geogrids	61
6.2.4.2	Zand-faren composities	61
6.3	Stabilisaties	61
6.4	Verzwaarde berm	61
6.4.1	Berekeningsmethode/ontwerp	61
6.4.2	Uitvoeringsmethoden	62
6.4.3	Beheer, monitoring en onderhoud	62
7.	BEINVLOEDING STIJGHOOGTE EN STROMING VAN GRONDWATER	63
7.1.	Filterconstructies	63
7.1.1	Omschrijving en ontwerp	63
7.1.2	Uitvoeringsmethoden	65
7.1.3	Beheer monitoring en onderhoud	65
7.2	Ontlastsloten	66
7.2.1	Omschrijving en ontwerp	66
7.2.2	Uitvoeringsmethoden	68
7.2.3	Beheer, monitoring en onderhoud	69
7.3	Kwelschermen	69
7.3.1	Omschrijving en ontwerp	69
7.3.2	Uitvoeringsmethoden	69
7.3.3	Beheer, monitoring en onderhoud	70
7.4	Scherm in dijk	70
7.4.1	Omschrijving en ontwerp	71
7.4.2	Uitvoeringsmethoden	73
7.4.3	Beheer, monitoring en onderhoud	73
8.	EROSIEBESCHERMING	74
8.1	Gewapende grasmat	74
8.1.1	Omschrijving en ontwerp	74
8.1.2	Uitvoeringsmethoden	74
8.1.3	Beheer, monitoring en onderhoud	74

9.	CONSTRUCTIEVE ELEMENTEN	75
9.1	Gewapende grond	76
9.1.1	Berekening/ontwerp	76
9.1.2	Inpassing	77
9.1.3	Uitvoeringsmethoden	78
9.1.4	Beheer, monitoring en onderhoud	78
9.2	Gabions	79
9.2.1	Berekening/ontwerp	79
9.2.2	Inpassing	79
9.2.3	Uitvoeringsmethoden	80
9.2.4	Beheer, monitoring en onderhoud	80
9.3	Diepwand	80
9.3.1	Berekening/ontwerp	80
9.3.2	Inpassing	80
9.3.3	Uitvoeringsmethoden	83
9.3.4	Beheer, monitoring en onderhoud	83
9.4	Kistdammen	84
9.4.1	Berekening/ontwerp	84
9.4.2	Inpassing	86
9.4.3	Uitvoeringsmethode	88
9.4.4	Beheer, monitoring en onderhoud	89
9.5	Groundnailing	89
9.5.1	Berekening/ontwerp	89
9.5.2	Inpassing	91
9.5.3	Uitvoeringsmethoden	92
9.5.4	Beheer, monitoring en onderhoud	92
10.	KOSTENINDICATIES	93
	LITERATUUR	95
	BIJLAGEN	

SYMBOLLEN

Cu	ongedraineerde schuifsterkte [kPa]
D	laagdikte watervoerend pakket [m]
d	laagdikte slecht doorlatende laag [m]
d_m, d_{max}, d_{min}, d	gemiddelde, maximum en minimum korrelgrootte, percentage door zeef met diameter d [μm]
e	dikte geokunststof [m]
F	kracht [kN]
E	elasticiteitsmodulus [N/mm^2]
i	verhang [-]
k	doorlatendheidscoëfficiënt [m/s]
L	lengte [m]
m_v	samendrukbaarheidscoëfficiënt [m^2/kN]
O(p)	karakteristieke poriegrootte [μm]
p	percentage materiaal dat weefsel passeert [%]
Q	debiet [m^3/s]
v	stroomsnelheid [m/s]
γ	volumieke massa [kg/m^3]
δ	hoek tussen glijvlak en geotextiel [$^\circ$]
λ	lekfactor [m]
v	dwarscontractiecoëfficiënt [-]
σ_{kh}, σ_{kv}	horizontale/verticale korrelspanning [kPa]
ϕ	hoek van inwendige wrijving [$^\circ$]
ϕ_o, ϕ_1	stijghoogte [m.w.k.]
ψ	permittiviteit [m/s]

1. INLEIDING

In het rapport van de commissie Boertien (lit [20]) wordt een aantal maatregelen genoemd die kunnen worden genomen om te voldoen aan zowel de eisen met betrekking tot de veiligheid als de eisen met betrekking tot landschap en natuur.

Bij het nemen van maatregelen geldt als uitgangspunt de bestaande dijk. Wanneer de dijk niet voldoet aan de eisen ten aanzien van veiligheid moeten maatregelen worden genomen. Uitgangspunt bij het nemen van maatregelen is dat de bestaande situatie zoveel mogelijk wordt gehandhaafd.

Dit rapport bevat een nadere uitwerking van een aantal van deze maatregelen. In de eerste plaats is een groot aantal bijzondere maatregelen beschreven. Op grond van de effecten en de eisen die worden gesteld kan worden nagegaan onder welke omstandigheden de maatregelen kunnen worden toegepast.

De maatregelen die in dit rapport zijn beschreven omvatten de bijzondere constructies. De gebruikelijke oplossingen zijn hier niet opgenomen. Daarvoor wordt verwezen naar de handboeken en leidraden. De hier beschreven constructies zijn in een aantal gevallen kostbaar en zullen om die reden veelal beperkt blijven tot de knelpunten. Voor de grotere gedeelten is vaak een minder kostbare of ingrijpende maatregel denkbaar die toch kan voldoen aan de gestelde eisen.

Bij de beoordeling van bijzondere constructies is een indeling gemaakt in constructies die een bruikbaar alternatief vormen voor knelpunten, constructies die minder vaak zullen worden toegepast en in constructies die slechts in uitzonderlijke situaties zullen worden toegepast.

Van de meest kansrijke constructies is aangegeven op welke wijze deze constructies in het ontwerp kunnen worden opgenomen, met welke (neven)aspecten en effecten in het ontwerp rekening moet worden gehouden, hoe ze moeten worden berekend, hoe ze worden uitgevoerd en welke controle en onderhoud wordt vereist.

2. OVERZICHT GEÏNVENTARISEERDE CONSTRUCTIES

Een rivierdijk heeft als hoofdfunctie het keren van water. Om aan deze functie te voldoen dienen bepaalde eisen en criteria geformuleerd te worden waaraan het dijklichaam moet voldoen. Daartoe worden de mogelijke bezwijkmechanismen beschreven en wordt de kans op het optreden van de verschillende mechanismen bepaald. De kans op het optreden van één van de bezwijkmechanismen mag niet groter zijn dan een vooraf overeengekomen norm.

De bezwijkmechanismen die kunnen optreden zijn:

- bezwijken van de dijk door overslag van water met uiteindelijk verlies aan stabiliteit;
- erosie van het talud door overstromend water;
- onvoldoende microstabiliteit door uitspoeling van grond aan het oppervlak;
- onvoldoende macrostabiliteit of verlies van evenwicht;
- onvoldoende waterdichtheid waardoor het water niet kan worden gekeerd;
- piping of grondwaterstroming onder de dijk met meenemen van zand dat verlies aan stabiliteit tot gevolg hebben.

Er is een uitgebreide inventarisatie uitgevoerd van bijzondere constructies die kunnen worden toegepast bij aanpassing en/of verzwaring van rivierdijken. In dit hoofdstuk wordt een opsomming gegeven van een aantal mogelijk toepasbare constructies en een korte aanduiding van de aard van de constructie en hun toepassingsmogelijkheden. De toepassingsmogelijkheden zijn slechts summier vermeld, er is in deze fase nog geen rekening gehouden met de specifieke omstandigheden van de rivierdijken.

In dit hoofdstuk is geen aandacht besteed aan de kosten batenverhouding van de toepassing. Deze afweging moet worden gebaseerd op de kosten van de maatregel, het effect van de maatregel en de besparing aan verlies van bebouwing, natuurwaarde of andere maatschappelijk relevante aspecten.

Na de beschrijving van de selectiecriteria en de indeling in categorieën van bruikbaarheid zijn van de meest kansrijke methoden ook de ontwerp- en uitvoeringsaspecten uitgewerkt en komen de meer specifieke omstandigheden van de rivierdijken aan de orde. De constructies zijn in de volgende groepen ingedeeld, conform de in het rapport van de commissie Boertien gehanteerde indeling.

- * bestaand dijkmateriaal vervangen;
- * bij verbreding dijk ander materiaal kiezen;
- * bestaand dijkmateriaal verbeteren;
- * sterkte eigenschappen ondergrond verbeteren;
- * grondwaterpotentiaal beïnvloeden;
- * erosiebescherming;
- * constructieve elementen;
- * beweegbare keringen.

De genoemde indeling zal in de onderstaande paragrafen verder worden uitgewerkt. De verschillende methoden zijn met behulp van steekwoorden volgens een vast schema hieronder vermeld.

2.1 Bestaand dijkmateriaal vervangen

Wanneer een bestaande dijk niet voldoet aan de gestelde eisen kan het materiaal uit de dijk worden vervangen door een materiaal dat wel aan de eisen voldoet. Om dit te bereiken zal eerst de bestaande dijk geheel of gedeeltelijk moeten worden afgegraven. Er moet wel worden nagegaan of in de nieuwe situatie de kans op het optreden van andere faalmechanismen niet is toegenomen.

- **zandkern vervangen door klei**

omschrijving: De kern van de bestaande dijk, bestaande uit zand, wordt vervangen door klei;

doel: De dijk minder doorlatend maken en daardoor de microstabiliteit vergroten;

duurzaamheid: Duurzaam;

invloed op de omgeving: Natuurlijk aanzicht en sparen bebouwing;

uitvoering: Na (gedeeltelijk) afgraven bestaande dijk kan klei worden aangebracht en verdicht;

kostenindicatie: Kosten materiaal gering, grondverzet duur;

herstelbaarheid: Eenvoudig herstelbaar;

ervaring: Geen specifieke ervaring;

onderhoud: Geen;

uitbreidbaarheid: Eenvoudig uitbreidbaar;

ontwerpecten: Aansluiting van de kleikern aan de ondergrond;

- **kern vervangen door licht materiaal**

omschrijving: De kern van een bestaand dijk, gebouwd op een samendrukbare en slecht draagkrachtige ondergrond kan worden vervangen door een verhoudingsgewijs licht materiaal. Te noemen vallen de volgende materialen:

- * Flugsand, een licht vulkanisch materiaal met een hoge interne haakweerstand.
- * Geëxpandeerde kleikorrels. Dit zijn korrels die ontstaan door gasbelvorming in klei tijdens het bakken van klei. Daardoor ontstaan holle bolletjes met een dunne schil van gebakken klei. Het materiaal gedraagt zich als een loskorrelig materiaal.
- * Schuimbeton, een beton dat door schuimvorming veel holle ruimte bezit, het is een licht en stijf materiaal.

- * Polystyreen, een extreem licht materiaal. Door het bijzonder lage volumegewicht is een met polystyreen opgebouwde dijk niet bestand tegen horizontale waterdrukken en zal bij een hoge waterstand de kern opdrijven als onvoldoende ballast op het polystyreen is aangebracht. Het materiaal is daardoor niet geschikt voor toepassing in een dijk. Het materiaal is daarom niet in dit rapport opgenomen.

doel: Verbeteren macrostabiliteit.

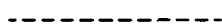
legenda



zand



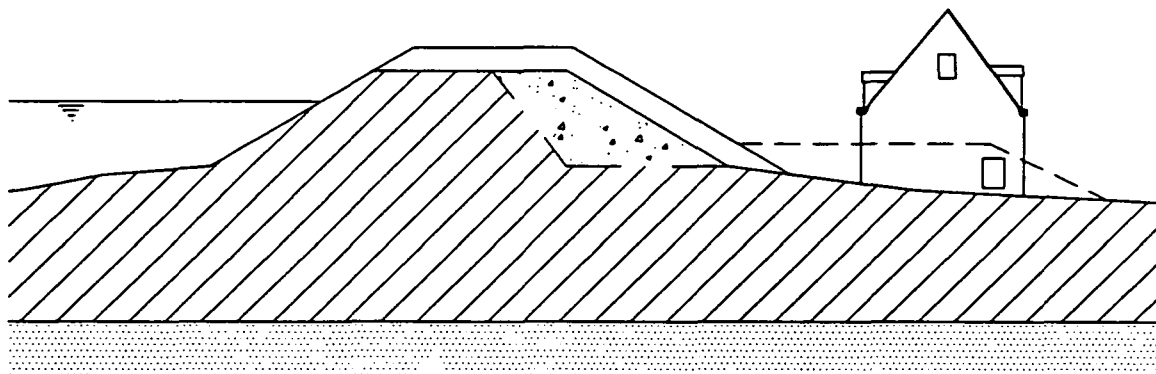
klei / veen



te voorkomen oplossing



ontgravings lijn



Figuur 1. Toepassen licht materiaal i.p.v. stabiliteits-
berm en amoveren woning

duurzaamheid: Flugsand is een duurzaam materiaal. Geëxpandeerde kleikorrels zijn duurzaam onder normale omstandigheden. Het gedrag van schuimbeton op de lange termijn is niet voldoende bekend;

invloed op de omgeving: Met lichte materialen kan een steunberm worden uitgespaard of kan de dijk worden opgehoogd zonder verbreding van het dijklichaam en kan de achterliggende bebouwing worden gespaard;

uitvoering: De dijk zal eerst (gedeeltelijk) moeten worden afgegraven, vervolgens wordt flugsand aangebracht en verdicht, of worden de geëxpandeerde kleikorrels aangebracht en ingepakt in een geotextiel of wordt schuimbeton aangebracht;

kostenindicatie: Flugsand is enkele malen duurder dan zand, geëxpandeerde kleikorrels zijn circa 5 tot 6 maal duurder, terwijl schuimbeton ongeveer 20 maal duurder is;

herstelbaarheid: Een dijk opgebouwd uit flugsand is goed herstelbaar. Een dijk opgebouwd uit geëxpandeerde kleikorrels is herstelbaar, de omvang van de herstelwerkzaamheden is verhoudingsgewijs groter. Schuimbeton kan worden gerepareerd;

ervaring: Flugsand wordt regelmatig in dijken toegepast. Er is op beperkte schaal ervaring met geëxpandeerde kleikorrels in dijken en/of kaden. Er is geen ervaring met schuimbeton in dijken;

onderhoud: Flugsand vereist geen onderhoud. Geëxpandeerde kleikorrels vragen geen onderhoud. Schuimbeton vraagt controle.

uitbreidbaarheid: Uitbreiding van een dijkvak met geëxpandeerde kleikorrels vereist een goede aansluiting van het geotextiel. Bij aansluiting aan het schuimbeton zullen maatregelen moeten worden getroffen;

ontwerpaspecten: Flugsand kan zonder speciale eisen worden toegepast. Geëxpandeerde kleikorrels vragen aandacht voor wateropname in een natte omgeving, waterstroming door de dijk en uitspoeling van grond. Bij schuimbeton moet aandacht worden geschonken aan vochtopname en het optreden van ongelijkmatige zettingen die de constructie niet in staat is te volgen;

- wapenen met geotextielen/geogrids

omschrijving: Geotextielen en geogrids worden gebruikt als wapening onder een ophoging of dijklichaam op een weinig draagkrachtige ondergrond. Een tweede toepassing is te vinden in het opzetten van steile taluds waarbij de geotextielen of geogrids het grondlichaam verankeren aan het achterliggende grondlichaam.

doel: Verbeteren van de macro stabiliteit of versteiling van een talud;

duurzaamheid: Beperkt duurzaam tot duurzaam;

invloed op de omgeving: Steilere taluds mogelijk, mogelijk voorkomen steunbermen en afbraak bebouwing;

uitvoering: Afgraven van (een deel van) de bestaande dijk, aanbrengen van het geotextiel grid en opnieuw opbouwen van het dijklichaam, damwel het opstellen van een steunconstructie, uitleggen van het geotextiel of geogrid, aanbrengen van een laag zand en verdichten, omvouwen van het geotextiel of geogrid naar achteren, aanbrengen van een volgende laag geotextiel of geogrid en aanbrengen van de volgende laag zand. Na afloop kan de steunconstructie worden verwijderd en kan het steile talud worden afgedekt of bekleed;

kostenindicatie: De kosten van geotextielen zijn relatief gering;

herstelbaarheid: Een geotextiel is niet te herstellen, het kan slechts worden vervangen;

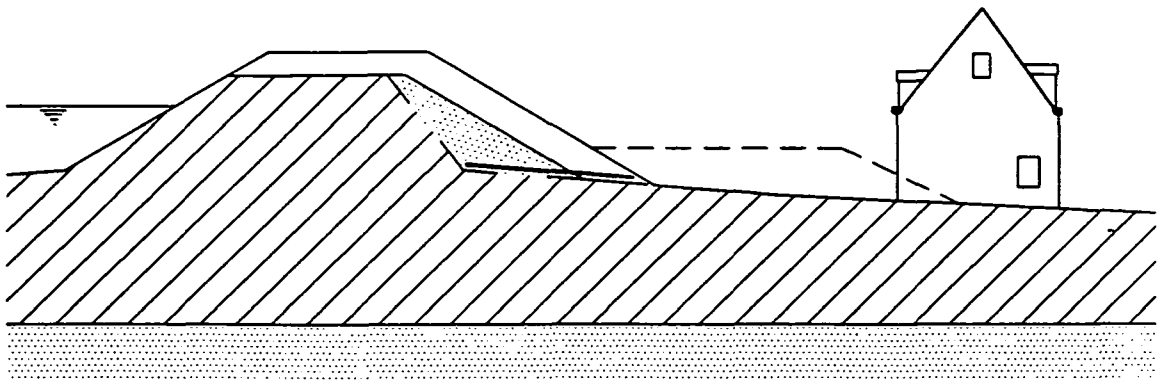
ervaring: Beperkte ervaring met geotextielen als wapening onder dijken, geen ervaring in Nederland met geotextielen of geogrids in taluds van dijken.

onderhoud: Geen onderhoud;

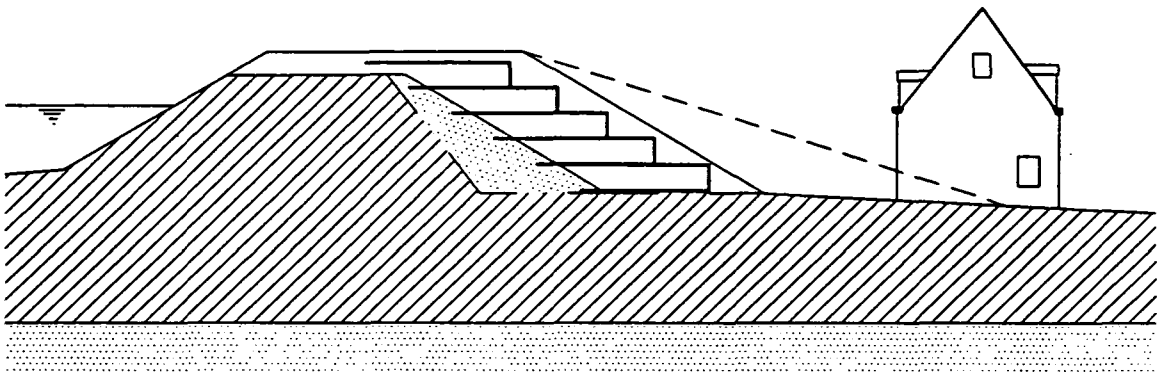
uitbreidbaarheid: Steil talud kan niet worden verhoogd;

ontwerpaspecten: Verandering van de eigenschappen van de

ondergrond in de tijd en/of het lange duur gedrag van kunststoffen, bescherming tegen aantasting en vandalisme;



Figuur 2a. Toepassen geotextiel i.p.v. van stabiliteits-
berm en amoveren woning

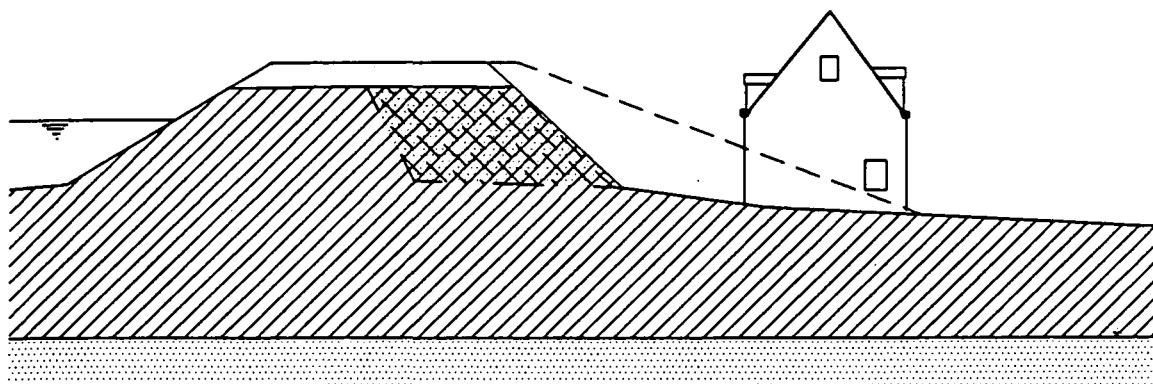


Figuur 2b. Geogrid i.p.v. flauw talud en amoveren woning

- zand-garen composities

omschrijving: Een zand-garen composiet wordt gemaakt door een grote hoeveelheid dunne kunststofgarens in een sinusvormige beweging uit te spuiten tijdens het strooien van zand. Het zand is daardoor ingebed in een groot aantal draden in verschillende richtingen. De draden worden door de onderlinge korreldruk verankerd in het korrelpakket.

doel: Steilere taluds



Figuur 3 Zand garen composiet i.p.v. van flauw talud en
amoveren woning

duurzaamheid: De duurzaamheid is afhankelijk van het type gebruikt garen, niet bestand tegen oliën en chemicaliën;

invloed op de omgeving: Het talud kan worden versteild waardoor bebouwing kan worden gespaard, terwijl de dijk een groen uiterlijk behoudt;

uitvoering: Voor het aanbrengen is een beperkte ontgraving vereist;

kostenindicatie: Het aanbrengen van het materiaal is relatief duur;

herstelbaarheid: Eenmaal verbroken samenhang kan niet worden hersteld;

ervaring: Geen ervaring met dijken, beperkte ervaring onder Nederlandse omstandigheden;

onderhoud: Geen onderhoud zand-garen composities;

uitbreidbaarheid: Op het aanwezige materiaal kan worden verder gebouwd, echter samenhang tussen reeds aanwezig en nieuw aangebracht materiaal is niet te verkrijgen;

ontwerpaspecten: Bescherming tegen aantasting mechanische beschadiging en vandalisme;

- **kleikern vervangen door zand**

omschrijving: Vervangen van een kern van klei, die relatief slecht doorlatend is, door beter doorlatend zand;

doel: Door beïnvloeding van de grondwaterstroming het voorkomen van de aanleg van een pipingberm

duurzaamheid: Duurzaam;

invloed op de omgeving: Handhaven bebouwing, handhaving oorspronkelijk dijkprofiel;

uitvoering: De bestaande dijk moet worden afgegraven, waarna de dijk opnieuw kan worden opgebouwd met zand;

kostenindicatie: Materiaalkosten zijn gering, de kosten van grondverzet zijn hoog;

herstelbaarheid: Eenvoudig herstelbaar;

ervaring: Veel ervaring;

onderhoud: Geen;

uitbreidbaarheid: Uitbreidbaar;

ontwerpaspecten: Grondwaterstroming, microstabiliteit;

- **kern stabiliseren**

omschrijving: Een kern van zand kan worden gestabiliseerd met cement. Daardoor is het mogelijk aanzienlijk steilere taluds toe te passen. Tevens neemt de doorlatendheid van het materiaal af. Een kern van klei kan van zichzelf voldoende steil worden uitgevoerd;

doel: Handhaven of versteilen taluds waardoor achterliggende bebouwing kan worden gehandhaafd en het aanzicht van de dijk kan worden bewaard;

figuur: zie figuur 1;

duurzaamheid: Duurzaam, op lange termijn kan enige uitloging plaatsvinden;

invloed op de omgeving: Er kunnen relatief steile taluds worden opgebouwd met handhaving van het oorspronkelijke karakter, bebouwing kan worden gespaard;

uitvoering: De bestaande dijk moet worden ontgraven om het bindmiddel te kunnen toevoegen. Bij plaatselijke stabilisatie kan met mixapparatuur vanaf het oppervlak worden gewerkt zoals dat gebeurt bij de fabricage van kalk en cementpalen. De stabilisatie kan ook worden uitgevoerd door een cementslurry onder hoge druk in het zandmassief te spuiten. De kwaliteit van de injectie hangt in sterke mate af van de doorlatendheid van zand. In slecht doorlatende, fijne en relatief slibrijke zanden zijn de resultaten slecht;

kostenindicatie: De kosten van het mengen kunnen vrij snel oplopen;

herstelbaarheid: Mits toegankelijk, kan nieuw materiaal worden aangebracht dat zich hecht aan het oude materiaal;

ervaring: Er is ervaring met stabilisatie van zand en cement, echter niet in dijken;

onderhoud: Geen onderhoud;

uitbreidbaarheid: De stabilisatie is uitbreidbaar, echter niet onder de reeds gestabiliseerde lagen;

ontwerpaspecten: Stijfheid van het gestabiliseerde materiaal en de kans op het optreden van ongelijkmatige zettingen, scheurvorming en stroming van grondwater;

2.2 Bij verbreding dijk ander materiaal kiezen

Bij verbreding of verhoging van een dijk zal de keuze voor een ander materiaal minder gevolgen hebben dan in het geval dat een het bestaande dijkmateriaal moet worden vervangen. Bij verbreding of verhoging wordt het bestaande profiel aangepast ongeacht de keuze van toe te passen materiaal. Wel kan de keuze van het toe te passen materiaal van belang zijn om de gevolgen voor natuur, landschap en bebouwing zo klein mogelijk te houden. Verder kan in deze situatie gebruik worden gemaakt van de reeds bestaande dijk om aan een deel van de criteria te voldoen.

- **klei als ophoogmateriaal**

omschrijving: Dijken worden met name aan de binnenzijde vaak uitgebreid door het aanbrengen van zand. In plaats van zand kan, indien de huidige dijk is opgebouwd uit klei, ook worden gekozen voor klei met een relatief hoge cohesie;

doel: Het opzetten van steile taluds en verhogen van de microstabiliteit;

duurzaamheid: Duurzaam

invloed op de omgeving: Uitbreiding en/of verhoging met handhaving van het oorspronkelijke uiterlijk, handhaven bebouwing;

uitvoering: De klei kan laagsgewijs in het werk worden gebracht en verdicht;

kostenindicatie: Extra kosten van klei in plaats van zand zijn gering;

herstelbaarheid: Eenvoudig herstelbaar;

ervaring: Veel ervaring;

onderhoud: Geen;

uitbreidbaarheid: Eenvoudig uit te breiden;

ontwerpaspecten: Aansluiting aan ondergrond en bestaande dijk, juiste keuze van klei;

- **licht ophoogmateriaal**

In paragraaf 2.1 zijn de reeds de ophoogmaterialen flugsand, geëxpandeerde kleikorrels en schuimbeton genoemd omschreven.

omschrijving: Bij een ophoging en/of verbreding van een bestaande dijk gelden dezelfde kenmerken en overwegingen als reeds genoemd onder paragraaf 2.1.

- wapenen met geotextielen/geogrids

De toepassing van geotextielen en grids is reeds beschreven in paragraaf 2.1. Voor toepassing bij een uitbreiding/ophoging gelden de dezelfde kenmerken en opmerkingen.

- zand-garen composities

De in paragraaf 2.1. gegeven informatie geldt ook hier.

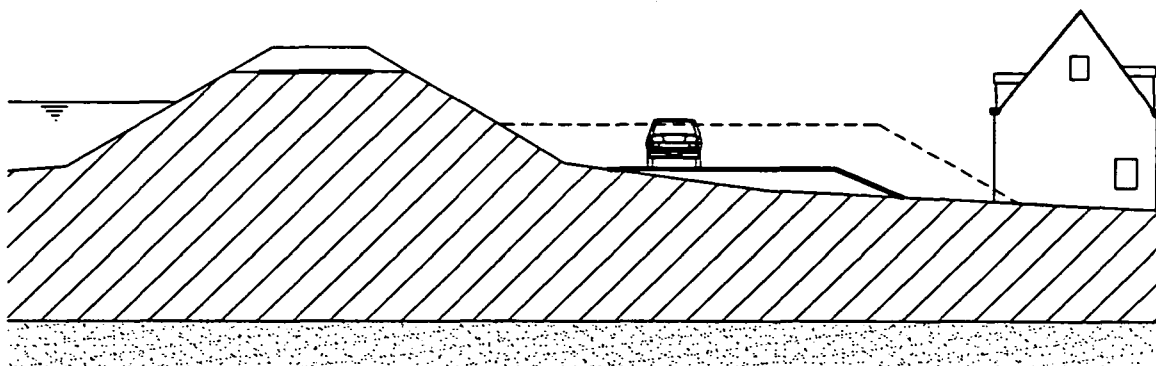
- stabilisatie

Door toepassing van stabilisatie kan plaatselijk worden gewerkt met steile taluds of een smalle en versterkte wegberm. Voor de kenmerken en eigenschappen wordt verwezen naar paragraaf 2.1.

- verzwaard materiaal in de berm

omschrijving: Bij gevaar van opdrijven van de klei/veenlagen achter de dijk of kans op verlies aan stabiliteit door een te grote opwaartse druk onder de lagen kan een steunberm worden toegepast met een ander, zwaarder materiaal zoals beton met zware toeslagstoffen.

doel: Beperken dikte van de berm en mogelijk gebruik voor andere doeleinden zoals de fundatie van een wegconstructie;



Figuur 4. Zwaar materiaal (eventueel wegverlegging) i.p.v. stabiliteitsberm en amoveren woning

duurzaamheid: De duurzaamheid is afhankelijk van het gekozen materiaal, beton is duurzaam;

invloed op de omgeving: Voorkomen sloop van bebouwing, gebruik van de berm als weg;

uitvoering: Ontgraven van een sleuf aan de teen van de dijk, aanbrengen van bijvoorbeeld de beton en dit laten verharderen;

kostenindicatie: Afhankelijk van het gekozen materiaal zal de constructie meer of minder kostbaar zijn;

herstelbaarheid: Eenvoudig herstelbaar;

ervaring: Geen ervaring met toepassing van een verzwaarde berm in Nederland;

onderhoud: Onderhoud wegdek;

uitbreidbaarheid: Met enige aanpassingen uitbreidbaar;
ontwerpaspecten: Draagkracht van de ondergrond, ongelijkmatige zakking en scheurvorming in het beton, mogelijke kwel door scheuren in het beton.

2.3 Bestaand dijkmateriaal verbeteren

De traditioneel aangelegde dijken zijn aangelegd met een zandkern of met een kleikern. Deze materialen zijn in het algemeen in ruime mate voorhanden. Daar waar met de bestaande materialen en de aanwezige geometrie niet aan de gestelde eisen wordt voldaan kan worden overwogen het bestaande materiaal te verbeteren. De verschillende mogelijke oplossingen zijn hieronder uitgewerkt.

- **stabilisatie klei**

In paragraaf 2.1 is dit onderdeel reeds beschreven.

- **electro-osmose**

omschrijving: Electro-osmose kan alleen worden uitgevoerd in verzadigde klei, en in kleipakketten met niet teveel verstoringen zoals bijvoorbeeld puin er in. Daarbij plaats men op een afstand van 5 tot 10 m staven in de grond waarover een potentiaalverschil wordt aangebracht. Kleimineralen zijn aan het oppervlak niet neutraal en binden daardoor elektrisch geladen ionen aan zich. Als gevolg van het potentiaalverschil tussen de staven verplaatsen deze ionen zich met het hen omringende water van de anode naar de kathode. Bij de kathode treedt het water uit de bodem. Op deze wijze wordt water aan de bodem onttrokken. Na het bereiken van de gewenste verbetering worden de staven weer verwijderd.

doel: Verbeteren sterkte en stijfheidseigenschappen van de klei om daarmee een steilere dijk te kunnen maken of de gewenste stabiliteit te verkrijgen;

duurzaamheid: De verbetering van de klei eigenschappen is blijvend;

invloed op de omgeving: De dijk behoudt zijn oorspronkelijke uiterlijk, verbreding van de dijk en afbraak van bebouwing kan worden voorkomen;

uitvoering: De dijk hoeft niet te worden ontgraven, het aanbrengen van de staven is eenvoudig, mits niet teveel verstoringen zoals puin en oude funderingen in de dijk aanwezig zijn;

kostenindicatie: De stroomkosten zijn hoog;

herstelbaarheid: Schade aan het dijklichaam is op de gebruikelijke manier te herstellen;

ervaring: Er zijn slechts twee projecten in Nederland op deze wijze uitgevoerd, het betrof geen dijken;

onderhoud: Geen onderhoud;

uitbreidbaarheid: Uibreidbaar;

ontwerpaspecten: Verzadiging klei, aanwezigheid puin en oude funderingen.

- **stabilisatie zand**

Stabilisatie van zand is behandeld onder paragraaf 2.1.

- **injectie met gel**

omschrijving: Een laag die waterdoorlatend is kan worden geïnjecteerd met een gel om de waterstroming te beperken. Een gel verandert de waterdoorlatendheid, niet de stijfheid van het zandpakket;

doel: Voorkomen van stroming door het zandpakket om uitstroming van water aan de binnenzijde van de dijk te voorkomen;

duurzaamheid: Een gel is veelal gemaakt op basis van waterglas, waterglas is geen duurzaam middel, de gel is daardoor evenmin duurzaam en alleen geschikt voor tijdelijke oplossingen;

invloed op de omgeving: Beperking van de stroming door de dijk en het uittreden van grondwater maakt het mogelijk steilere taluds te maken en/of de aanleg van een steunberm te voorkomen;

uitvoering: De gel kan worden ingespoten via lansen zonder de dijk te ontgraven;

kostenindicatie: De kosten van het materiaal relatief hoog, de bijkomende kosten zijn gering;

herstelbaarheid: Lekkages zijn moeilijk te herstellen omdat een tweede injectie niet goed kan doordringen door de afname van de doorlatendheid van het zandpakket;

ervaring: Er is veel ervaring met injectie in zandlagen, er echter niet als permanente waterkering in dijken;

onderhoud: Er is geen onderhoud aan de injectie mogelijk;

uitbreidbaarheid: De injectie kan worden uitgebreid;

ontwerpaspecten: Opsporen lekkages.

2.4 Sterkte eigenschappen ondergrond verbeteren

In een aantal gevallen moeten maatregelen worden genomen om de draagkracht te vergroten of de zettingsgevoeligheid te verminderen. Dit kan betrekking hebben op alleen de bouwfase of op zowel de bouwfase als de gebruiksfase.

- **verticale drainage**

omschrijving: Het proces van consolidatie en versteviging van sterk samendrukbare en slecht doorlatende gronden, dat optreedt na het aanbrengen van een ophoging op dit soort gronden, kan worden versneld door middel van verticale drainage. Door het aanbrengen van zandkernen of kunststofdrains op regelmatige onderlinge afstand kan het overtollige water uit de samendrukbare laag worden afgevoerd.

doel: Verkorten consolidatietijd van de ondergrond van dijken om daarmee de bouwtijd te versnellen en/of maatregelen in de bouwfase te voorkomen;

duurzaamheid: Drains zijn voldoende duurzaam in de bouwfase, verbetering ondergrond is duurzaam;

invloed op de omgeving: De bouwtijd en daarmee de overlast tijdens de bouw kan door deze maatregel worden bekort en tijdelijke maatregelen zoals de aanleg van een tijdelijke steunberm kan worden voorkomen;

uitvoering: Op de bouwplaats moeten drains worden geïnstalleerd, het water uit de drains moet worden afgevoerd;

kostenindicatie: Drains zijn goedkoop, de totale kosten hangen af van de dikte van de samendrukbare laag;

herstelbaarheid: Drains zijn niet herstelbaar, ze kunnen wel opnieuw worden geplaatst;

ervaring: Veel ervaring;

onderhoud: Controle op het verloop van de waterspanningen;

uitbreidbaarheid: Uitbreidbaar;

ontwerpaspecten: Ophoogschema's, kwel door drains;

- vacuümconsolidatie

omschrijving: Bij vacuümconsolidatie wordt een voorbelasting op de ondergrond aangebracht. Deze voorbelasting wordt aangebracht door middel van een onderdruk onder een folie dat op de bodem is uitgelegd. Voordeel van deze wijze van aanbrengen van een bovenbelasting is dat geen stabiliteitsverlies zal optreden. De vacuümconsolidatie wordt gecombineerd met verticale drainage;

doel: Vergroten macrostabiliteit en verbeteren van de ondergrond voor de feitelijke aanleg van de uitbreiding van de dijk, de werkelijke bouwtijd van de uitbreiding van de dijk kan hierdoor worden bekort en er geen tijdelijke steunbermen nodig zijn. Daarnaast heeft vacuümconsolidatie het voordeel dat de horizontale deformaties niet optreden of beperkt blijven waardoor schade aan bebouwing nabij de dijk kan worden voorkomen;

duurzaamheid: Verbetering ondergrond is duurzaam;

invloed op de omgeving: Door het niet aanleggen van flauwe taluds of steunbermen in de bouwfase kan afbraak van gebouwen worden voorkomen;

uitvoering: Vooruitlopend op de ophoogwerkzaamheden worden verticale drains geïnstalleerd en wordt een folie aangebracht en aan de zijkanten ingegraven tot aan het grondwaterniveau. Gedurende enige maanden wordt een onderdruk onder het folie aangebracht.

kostenindicatie: Als gevolg van een intensieve monitoring en controle zijn de kosten tamelijk hoog;

herstelbaarheid: Tijdens het proces kunnen alleen zichtbare lekkages van het folie worden hersteld;

ervaring: In Nederland is op enkele plaatsing ervaring opgedaan, de resultaten waren enigermate wisselend;

onderhoud: Tijdens de uitvoering is monitoring en controle vereist;

uitbreidbaarheid: De hoogte van de aan te brengen onderdruk is beperkt;

ontwerpaspecten: Consolidatieverloop, te verwachten zetting, kwel in de bouwfase en in de gebruiksfase;

- **electro-osmose**

omschrijving: Met behulp van electro-osmose, zoals omschreven in paragraaf 2.3, kan de ongedraineerde schuifsterkte van klei sterk worden verbeterd;

doel: Verbeteren van de draagkracht van de ondergrond om de werkelijke bouwtijd zo kort mogelijk te maken en om de bouw van tijdelijke constructies, zoals steunbermen, te voorkomen;

duurzaamheid: Zie paragraaf 2.3;

invloed op de omgeving: Voorkomen tijdelijke maatregelen, zoals te flauwe taluds en tijdelijke steunbermen, en verbetering van de draagkracht van de ondergrond, zodat afbraak van gebouwen kan worden voorkomen;

uitvoering: Zie paragraaf 2.3;

kostenindicatie: Zie paragraaf 2.3;

herstelbaarheid: Zie paragraaf 2.3;

ervaring: Zie paragraaf 2.3;

onderhoud: Zie paragraaf 2.3;

uitbreidbaarheid: Zie paragraaf 2.3;

ontwerpaspecten: Zie paragraaf 2.3;

- **kalk/cementpalen**

omschrijving: De ondergrond aan de teen van een dijk kan worden verbeterd door kalk of kalk en cement met de klei te vermengen;

doel: Verhogen stabiliteit en verminderen van de zetting

duurzaamheid: Duurzaam, op de lange duur kans op enige uitlozing;

invloed op de omgeving: Zettingen van het dijklichaam worden beperkt. Tevens wordt de stabiliteit in beperkte mate verhoogd.

uitvoering: De palen worden geïnstalleerd door een avegaar draaiend op diepte te brengen en tijdens het terugtrekken tegelijkertijd kalk of kalk en cement in te spuiten. De klei verhardt in combinatie met de kalk en/of cement tot een stijve kern of paal

kostenindicatie: De kosten zijn relatief hoog;

herstelbaarheid: Palen kunnen niet worden hersteld;

ervaring: In Nederland zijn geen ervaringen, over het algemeen bevat de Nederlandse klei teveel humus voor stabilisatie met klei;

onderhoud: Geen;

uitbreidbaarheid: Er kunnen palen worden bijgeplaatst;

ontwerpaspecten: Macro stabiliteit, toename van de kwel door de relatief doorlatende kern van de palen;

- **grindpalen**

omschrijving: Grindpalen zijn palen opgebouwd uit grind of steenslag die in een klei pakket zijn aangebracht;

doel: De grindpalen beperken de zettingen en vergroten in beperkte mate de macro stabiliteit;

duurzaamheid: Duurzaam;

invloed op de omgeving: Steiler talud en/of voorkomen van de aanleg van een steunberm;

uitvoering: Bij de fabricage van grindpalen wordt vaak met behulp van een torpedo een verticaal gat in de grond getrild. Het gat wordt, al dan niet met behulp van een vulbuis, gevuld met grind, waarna het grind wordt verdicht en zijdelings in de omringende slappe bodem wordt geperst. Op die manier ontstaat een paal, opgebouwd uit grind, die zijn samenhang ontleend aan de druk van de omringende grond.

kostenindicatie: Grindpalen zijn duur;

herstelbaarheid: Bezweken palen kunnen niet worden hersteld, er moeten dan nieuwe palen worden geïnstalleerd;

ervaring: In Nederland zijn een aantal projecten uitgevoerd met grindpalen;

onderhoud: Geen;

uitbreidbaarheid: Het stramien van palen kan worden uitgebreid;

ontwerpaspecten: Macro stabiliteit en grondwaterstroming door de relatief goed doorlatende palen;

2.5 Grondwaterpotentiaal beïnvloeden

In een aantal gevallen blijkt dat maatregelen moeten worden getroffen om de grondwaterpotentiaal in de dijk of in de watervoerende lagen onder de dijk te beïnvloeden. Meestal bestaat deze beïnvloeding uit een verlaging bij hoge rivierstanden.

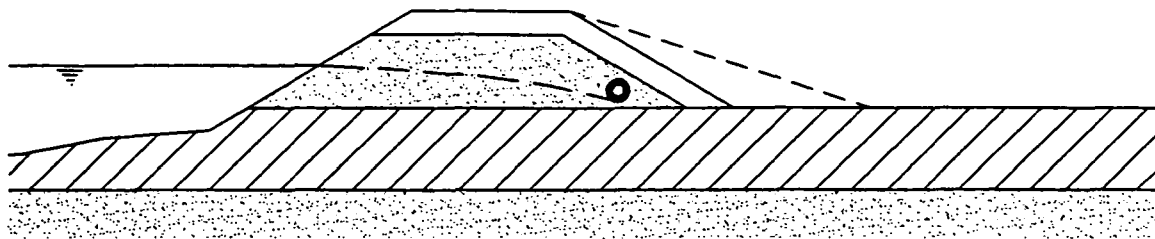
Hoge waterstanden in de dijk kunnen van invloed op de micro stabiliteit. Een hoge grondwaterpotentiaal in de watervoerende laag onder de dijk is van invloed op de macro stabiliteit en de kans op het optreden van piping

Bij normale rivierstanden is de hoogte van de grondwaterstand in het algemeen geen probleem. Maatregelen die worden genomen om alleen bij hoge waterstanden werkzaam te zijn vereisen een speciale controle om er zeker van te zijn dat onder die omstandigheden op de maatregelen kan worden vertrouwd.

- filterconstructies en drains

omschrijving: Door middel van drains of een filterconstructie of drain wordt het waterpeil kunstmatig verlaagd tot aan het filter of de drain of het afvoerpunt van het filter of de drain als dat hoger ligt. Het grondwater stroomt naar het filter of de drain. Daardoor wordt op dat punt de grondwaterstand of de stijghoogte van het grondwater kunstmatig naar beneden getrokken. Afhankelijk van de doorlatendheid van de omringende grond wordt het peil in de rest van de dijk naar verhouding op dezelfde wijze beïnvloed;

doel: Verlagen grondwaterstand of stijghoogte van het grondwater met als doel het voorkomen van uitstromend grondwater (micro stabiliteit) of verlagen van grondwaterstand en/of stijghoogte in de diepe lagen (macro stabiliteit) of verminderen van de potentiaalverschillen in de grondwaterstroming (piping);



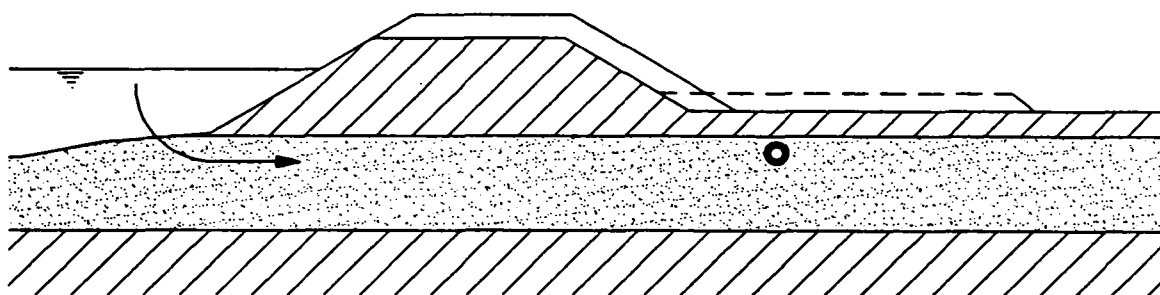
Figuur 5. Filterconstructie i.p.v. flauw talud en/of berm

duurzaamheid: De doorlatendheid van filters en drains loopt terug in de tijd, door middel van onderhoud moet de afname in doorlatendheid worden beperkt (zie hoofdstuk 8);

invloed op de omgeving: Door het verlagen van het grondwaterpeil, de stijghoogte of het verhang kunnen steilere taluds worden toegepast en/of kan een steunberm worden voorkomen. Wel wordt de grondwaterstand beïnvloed, met als gevolg beïnvloeding van het ecosysteem;

uitvoering: Drains kunnen machinaal worden aangelegd met een draineermachine. De drains bestaan uit een geperforeerde kunststofbuis, die is omwikkeld met een vlies. Een alternatief vormt de structuurmat, bestaande uit twee lagen vlies die door een ruimtelijke structuur van kunststofdraden op enige afstand worden gehouden. Het water kan tussen de vliezen afstromen. Een granulair filter wordt opgebouwd in een sleuf of aan de teen van de dijk en bestaat uit één of meerdere lagen die wel water doorlaten maar grond en de opvolgende lagen filtermateriaal tegenhouden. Bij toepassing van een geotextiel kan worden volstaan met één laag. Tenslotte bestaat het filter uit een laag grof materiaal waar doorheen het water wordt afgevoerd.

Een filterconstructie of drain kan ook in de vorm van grindpalen of verticale putten worden uitgevoerd;



Figuur 6. Drainconstructie i.p.v. flauw talud en/of berm

kostenindicatie: De kosten van de aanleg van een drain of filter zijn beperkt voor een eenvoudig kunststof drain, maar zijn omvangrijk voor een uit meerdere lagen opgebouwd filter in een sleuf. Daarnaast moet nog rekening worden gehouden met de kosten van controle, onderhoud en zonodig afpompen van het water;

herstelbaarheid: Schade aan drains of filters kan worden hersteld door vervanging van de beschadigde gedeelten;

ervaring: Veel;

onderhoud: De filters en drains moeten worden onderhouden door middel van doorspuiten en omkering van stroomrichting

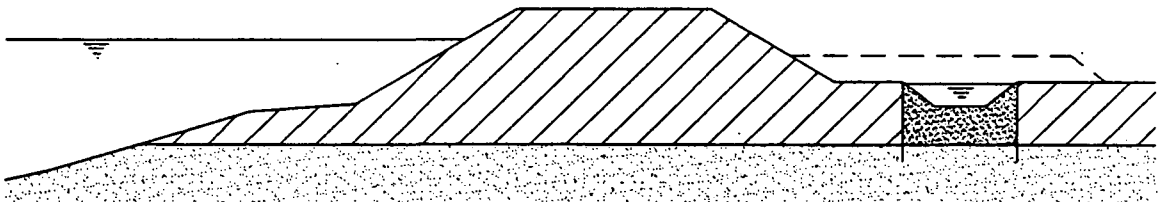
uitbreidbaarheid: Het filter is niet eenvoudig te vergroten of dieper te leggen;

ontwerpaspecten: Signalering van de afname van doorlatendheid, ook buiten perioden van extreem hoog water, doorlatendheid van het omringende pakket in verband met voldoende toestroming naar het filter en het verloop van de waterdrukken onder de dijk (macro stabiliteit);

- ontlastsloten

omschrijving: Een ontlastsloot is een sloot aan de binnenzijde van de dijk die tot doel heeft de grondwaterpotentiaal in het watervoerende pakket direct achter de dijk te verlagen.

doel: Verlagen van de opwaartse waterdruk in de lagen achter de dijk en onder de teen van de dijk om de kans op piping te verkleinen. Daarbij wordt tevens de macrostabiliteit vergroot;



Figuur 7. Ontlastsloot i.p.v. stabiliteitsberm of piping-berm

duurzaamheid: Duurzaam;

invloed op de omgeving: Door de vergroting van de macro stabiliteit en de verkleining van de kans op piping kan een steiler talud worden toegepast en/of een steunberm worden voorkomen. Wel wordt met name bij hoge rivierstanden de grondwaterstand verlaagd, dit kan invloed hebben op het ecosysteem;

uitvoering: De sloot zal op gebruikelijke wijze worden gegraven. Soms moet er een filterconstructie op de bodem worden aangebracht of moet er ballast op de bodem van de sloot worden aangebracht om opbarsten te voorkomen. De grondwaterstand dient vooraf, tijdens en na het graven op verschillende plaatsen te worden opgenomen om de vooraf berekende invloed op de grondwaterstanden te controleren;

kostenindicatie: De kosten van het graven van een sloot zijn gering, daar moeten de onteigeningskosten van de grond worden bijgeteld;

herstelbaarheid: Herstelbaar;

ervaring: Ruime ervaring;

onderhoud: De sloten moeten regelmatig worden opgeschoond;

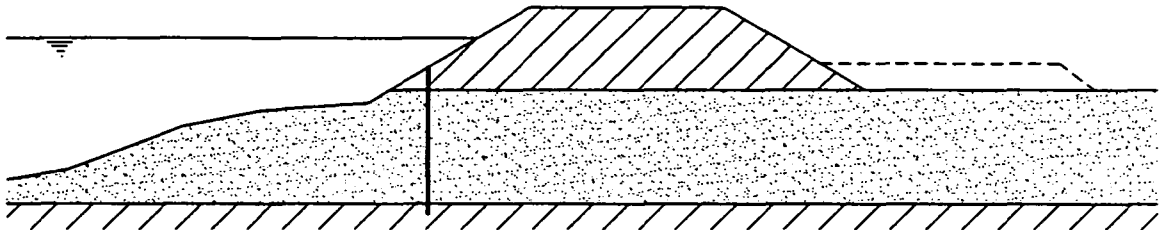
uitbreidbaarheid: De sloten kunnen worden vergroot en verdiept;

ontwerpaspecten: Macro stabiliteit, piping, de grondwaterstroming door de dijk, aanslibbing in de sloot en welvorming in de sloot;

- kwelschermen

omschrijving: Met een kwelscherm wordt de stroming van het grondwater in de watervoerende laag onder de dijk tegen gegaan.

doel: Verbreken van de grondwaterstroming in de watervoerende laag onder de dijk vermindert het gevaar van piping en verlaagt de opwaartse druk op de klei en veenlagen achter de dijk. Dit verhoogt de macro stabiliteit.



Figuur 8. Kwelscherm i.p.v. pipingberm

duurzaamheid: De duurzaamheid van een kwelscherm hangt af van de materiaalkeuze van het scherm;

invloed op de omgeving: Door toepassing van steilere taluds en/of het voorkomen van de aanleg van steunbermen kan bebouwing worden gespaard. Wel kan de waterstand enigszins worden verlaagd door de vermindering van de omvang van kwel, dit kan invloed hebben op het ecosysteem;

uitvoering: Het scherm zal in de grond moeten worden aangebracht. Een damwand moet worden ingetrild of ingeheid. Kruisende kabels en leidingen zullen moeten worden verlegd. De waterdichtheid zal moeten worden gecontroleerd met peilbuizen, die de grondwaterstanden vooraf en achteraf vastleggen.

kostenindicatie: Een scherm is in het algemeen een kostbare oplossing. De uiteindelijke kosten hangen af van de materiaalkeuze van het scherm en van de benodigde lengte.

herstelbaarheid: Lekken in een scherm zijn moeilijk op te sporen en te herstellen;

ervaring: Damwanden en houten schermen zijn op grote schaal toegepast, ook in dijken, kunststofschermen worden vaak in andere toepassingen gebruikt;

uitbreidbaarheid: Het scherm is achteraf niet dieper te maken;

ontwerpaspecten: Macro stabiliteit grondwaterstroming;

- kwelkaden

omschrijving: Kwelkaden zijn kaden die aan de voet van de dijk worden aangebracht om daarmee het kwelwater uit de dijk op te vangen. De grondwaterstand in de dijk kan in dat geval relatief hoog blijven.

doel: Door de vermindering van het verhang in de dijk neemt de kans op uittredend grondwater af en verbetert de microstabiliteit. Het tegengewicht van de kade verbetert de macro stabiliteit;

duurzaamheid: Duurzaam;

invloed op de omgeving: Door de aanleg van een kwelkade verandert het aanzicht van de dijk;

kostenindicatie: De aanleg van een kwelkade is niet erg kostbaar. Wel moet er een extra strook worden onteigend of vrij gemaakt;

herstelbaarheid: Herstelbaar;

ervaring: Kwelkaden zijn in Nederland toegepast;

onderhoud: Geen;

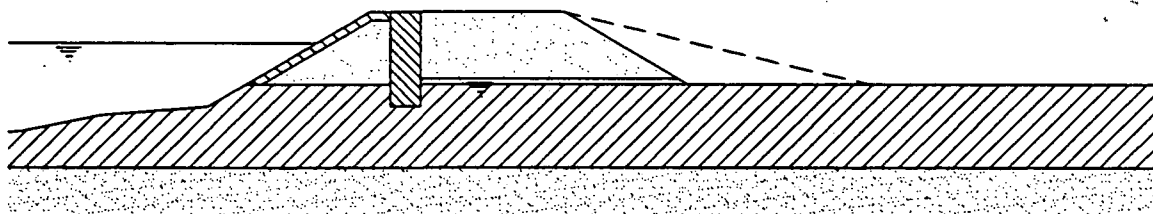
uitbreidbaarheid: Eenvoudig op te hogen;

ontwerpaspecten: Macrostabiliteit, zowel in droge als natte toestand, grondwaterstroming, lekkage door de kade;

- Scherm in de dijk

omschrijving: Met name in goed doorlatende dijken kan men overwegen de stroming door de dijk te beletten door het aanbrengen van een scherm in de dijk. In plaats van een scherm kan men ook een damwand plaatsen;

doel: Verhinderen van stroming door de dijk en verbeteren van de microstabiliteit;



Figuur 9. Scherm in dijk i.p.v. flauw talud en/of berm

duurzaamheid: De duurzaamheid is afhankelijk van de duurzaamheid van het materiaal van het scherm;

invloed op de omgeving: Door verbetering van de microstabiliteit kunnen de taluds worden gehandhaafd of steiler worden opgezet. Het aanzicht van de dijk blijft daardoor bewaard en bebouwing kan worden gespaard;

uitvoering: Er moet eerst een sleuf worden gegraven. In de sleuf moet vervolgens een bentoniet- of kleispoeling worden aangebracht. Wanneer echter de grondwaterstand langdurig laag is bestaat er gevaar voor uitdrogen van de slurry. Dit kan worden voorkomen door de juiste keuze van de klei of het bentoniet en voldoende breedte van de sleuf. Als alternatief kan ook gekozen worden voor een kunststof folie of scherm dat

in een met steunvloeistof gevulde sleuf kan worden neergelaten;

Een bijzondere vorm van een scherm is de zogenaamde kleikist. Een kleikist is een laag klei met beperkte breedte die tijdens de bouw van de dijk in de kern van de dijk wordt aangebracht. De kleikern wordt gemaakt uit klei en verdicht tijdens de bouw. De klei is naar verhouding stijver dan bij een achteraf gegraven wand en zal in het algemeen ook breder zijn.

kostenindicatie: Het aanbrengen van een scherm, zeker als tot grotere diepte moet worden gegraven, kan kostbaar zijn;

herstelbaarheid: Lekkages in een kunststofwand zijn niet herstelbaar, lekkages in een slurrywand als gevolg van uitdroging kunnen zich door vochtopname na verloop van tijd herstellen;

ervaring: In Nederland is een toenemende ervaring met waterdichte wanden, met name bij afscherming van verontreinigde bodems worden dit soort constructies toegepast;

onderhoud: De werking van het scherm zal regelmatig, ook in perioden met lage waterstanden, moeten worden gecontroleerd;

uitbreidbaarheid: De constructie is niet eenvoudig uit te breiden

ontwerpaspecten: Keuze van het toe te passen materiaal in het scherm, de vereiste dikte en controle van de waterdichtheid bij lage waterstanden;

- injectie watervoerende laag

Voor informatie over deze techniek wordt verwezen naar paragraaf 2.3

2.6 Erosiebescherming

Afhankelijk van de hoogte van de dijk ten opzichte van de ontwerp hoogwaterstand zal de hoeveelheid water, die in extreme omstandigheden over de dijk en het binnentalud stroomt, variëren. Bij een grotere hoeveelheid overstromend water zullen extra voorzieningen moeten worden getroffen om erosie van het talud te voorkomen (zie ook de afzonderlijke rapportage over steile binnentaluds). Ook het buitentalud kan eroderen onder invloed van stroming en golfaanval.

- gewapende grasmat

omschrijving: Een grasmat bestaat uit losse graspollen die door hun wortelstel met elkaar en met de ondergrond zijn verbonden. Deze verankering kan worden versterkt met een samenhangende mat van kunststof of een natuurlijk materiaal.

doel: Tegengaan van erosie door verbetering van de verankering van de grasmat aan de ondergrond en het overbruggen van zwakere plaatsen.

duurzaamheid: Een kunststof mat is onderhevig aan veroudering. Zowel een mat van natuurlijk materiaal als een kunststofmat is met name bedoeld totdat de grasmat zelf voldoende sterk is;

invloed op de omgeving: Versterkt het oppervlak en behoudt het groene aanzicht van de dijk;

kostenindicatie: De kosten van een mat zijn gering;

herstelbaarheid: De mat is niet te herstellen, wel kan de mat

worden vernieuwd;

ervaring: Veel ervaring;

onderhoud: Geen;

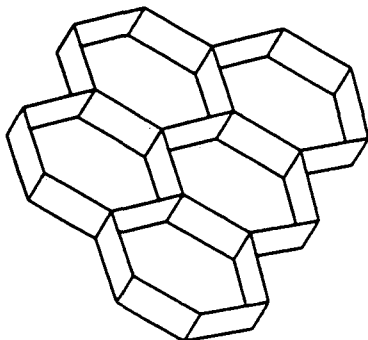
uitbreidbaarheid: Uitbreidbaar;

ontwerpaspecten: Sterkte van de grasmat zonder wapening in de uiteindelijke situatie;

- honingraatstructuren

omschrijving: Bij de opbouw van een talud zal tijdens regenval een deel van de nog niet begroeide grond kunnen wegspoelen. Met name bij steile taluds speelt dit een rol. Een honingraadstructuur bestaat uit stroken kunststof folie die in de vorm van een zeshoek rechtopstaand aan elkaar zijn verbonden. Op die wijze ontstaat een structuur met zeskantige doosjes. Dit wordt op het talud geplaatst en gevuld met grond. De grond blijft hierdoor beter liggen.

doel: Voorkomen van erosie direct na aanleg van de dijk;



Figuur 10.

duurzaamheid: Kunststof vliezen zijn sterk aan veroudering onderhevig en niet duurzaam;

invloed op de omgeving: Steile taluds blijven na aanleg in tact;

kostenindicatie: Honingraadstructuren zijn goedkoop;

herstelbaarheid: Beschadigingen zijn niet herstelbaar, de constructie moet dan worden vervangen;

ervaring: Het wordt incidenteel toegepast;

onderhoud: Geen onderhoud;

uitbreidbaarheid: Uitbreidbaar;

ontwerpaspecten: Alleen toepasbaar als uitvoeringsmaatregel;

- bekledingsconstructies

Wanneer een talud te steil is en er gevaar voor erosie bestaat kan het talud worden bekleed. Er is een groot scala aan bekledingsmaterialen. Te noemen valt:

- * bestrating;
- * blokkenmatten, alle gronddekt en meer of minder door-groeibaar;
- * steenzettingen, bijvoorbeeld in de vorm van begroeibare zuilen;
- * colloïdaal beton
- * asfalt.

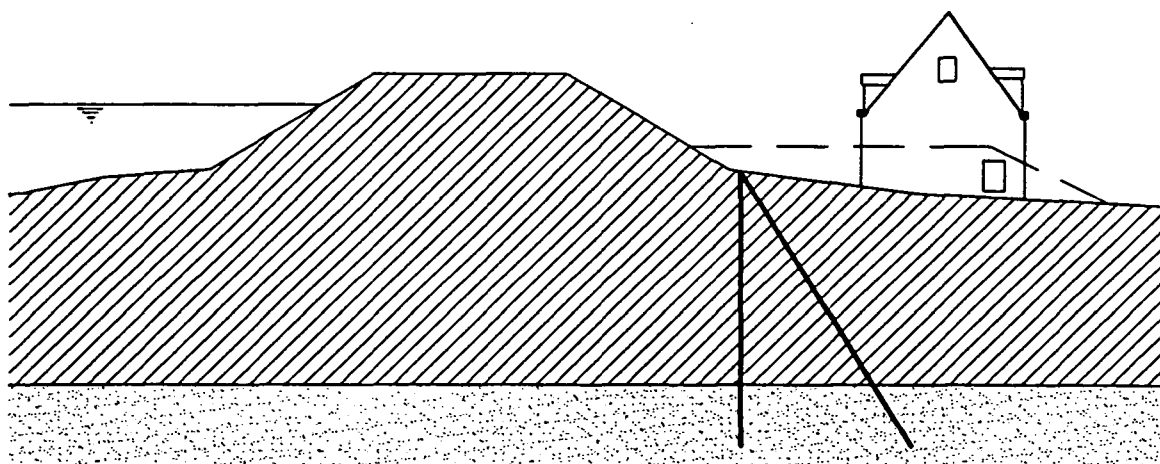
Dit zijn gangbare constructies en worden in dit rapport niet verder beschreven. Zie hiervoor lit. []

2.7 Constructieve elementen

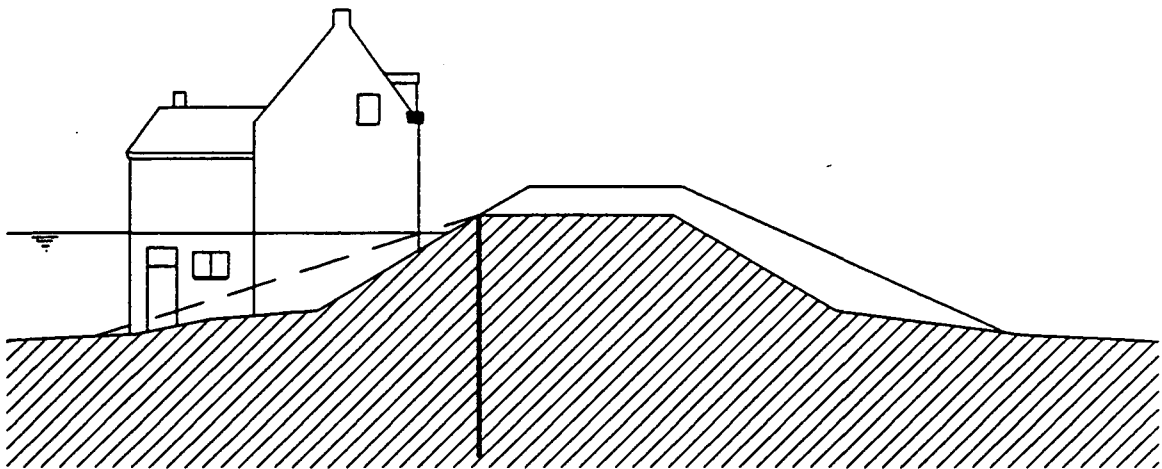
Onder constructieve elementen wordt verstaan elementen van kunststof, hout, staal en/of beton die in een zodanige vorm zijn toegepast dat ze een bijdrage kunnen leveren aan de waterkerende functies van de waterkering. Er zijn een aantal soorten constructies, die min of meer op hetzelfde principe berusten, maar verschillen in uitvoering en wijze van berekenen. In dit hoofdstuk worden een aantal constructies bij elkaar genomen, die in latere hoofdstukken apart worden behandeld.

- damwand/keermuur

omschrijving: Een damwand of keermuur is een stijve constructie van staal of beton, uitgevoerd als muur, die in staat is grond en water te keren.



Figuur 11. Stabiliteitsscherm i.p.v. stabiliteitsberm en amoveren woning



Figuur 12. Erosiescherm i.p.v. verflauwing buitentalud en amoveren wonig

doel: Het doel van een damwand of keermuur kan zijn:

- macro-stabiliteit verhogen;
- vergroten van de kerende hoogte;
- grondwaterstroming verhinderen of beperken;
- erosie door over- of langsstromend water voorkomen.

duurzaamheid: Duurzaam;

invloed op de omgeving: Door toepassing van een damwand of keermuur verandert in het algemeen het aanzicht van de dijk, bebouwing kan worden gespaard;

uitvoering: Een damwand wordt in het algemeen ingetrild of ingeheid;

kostenindicatie: Een damwand of keermuur is een kostbare constructie;

herstelbaarheid: Herstel van een damwand of keermuur is ingrijpend en kostbaar;

ervaring: Veel ervaring;

onderhoud: Weinig of geen onderhoud;

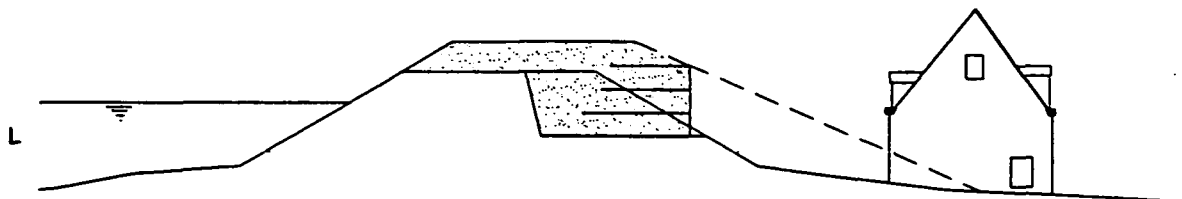
uitbreidbaarheid: Een damwand of keermuur is achteraf niet uitbreidbaar;

ontwerpaspecten: Ontgronding voor de damwand, onderloopsheid van keermuren en corrosie van damwanden;

- **gewapende grondconstructies**

omschrijving: Een gewapende grondconstructie is een keermuur opgebouwd uit verticaal geplaatste platen die zijn verankerd met horizontale strippen aan het achterliggende grondmassief. De kracht wordt geleverd door wrijving tussen verankeringsstrip en grond.

doel: Het vervaardigen van een verticaal talud om daarmee bij het ophogen van en dijk verbreding te voorkomen;



Figuur 13. Terre Armee Gewapende verticale grondconstructie i.p.v. flauw talud en amoveren woning

duurzaamheid: Duurzaam;

invloed op de omgeving: Het aanzicht van de dijk verandert sterk;

uitvoering: Het gedeelte van de dijk waarin de verankering moet worden aangebracht wordt ontgraven. De verticale platen worden geplaatst, waarna de verankeringsstrippen worden uitgelegd. De grond wordt in lagen op de verankeringsstrippen aangebracht en verdicht;

kostenindicatie: Een wand van terre armee is een kostbare constructie;

herstelbaarheid: Herstel is ingrijpend en kostbaar;

ervaring: In Nederland bestaat ervaring met de bouw van een aantal opritten met wanden in terre armee;

onderhoud: Geen;

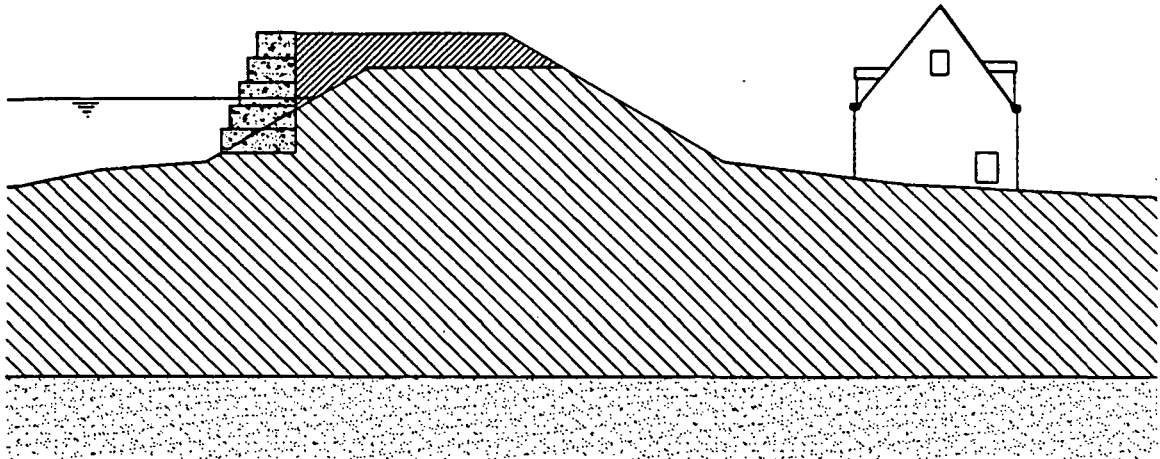
uitbreidbaarheid: Niet uitbreidbaar;

ontwerpaspecten: Macro stabiliteit, zettingen en zettingsverschillen, opbouw van waterspanningen achter de wand en corrosie van stalen strippen of veroudering van kunststof verankering;

- gabions

omschrijving: Gabions zijn worsten of rechthoekige blokken gevuld met steen en omgeven door gazen of kunststof netstructuren. De blokken of worsten met steen worden op elkaar gestapeld. Uitgevoerd als keermuur kunnen ze het achterliggende grondlichaam keren.

doel: Het verhogen van een dijk zonder verbreding, de gabions kunnen tevens dienst doen als golfwering.



Figuur 14. Gabions i.p.v. dijkverbreding

duurzaamheid: De stenen in de gabions zijn duurzaam, de duurzaamheid van de gazen of kunststof netstructuren hangt af van het type kunststof en de dikte van de draad;

invloed op de omgeving: Het aanzicht van de dijk verandert sterk, bebouwing kan worden gespaard;

uitvoering: De gabions kunnen elders vooraf worden geprefabriceerd. Na het gereedmaken van de bouwplaats kunnen de gabions worden geplaatst;

kostenindicatie: De kosten van gabions zijn vergelijkbaar met kosten van een steenbestorting;

herstelbaarheid: Gabions kunnen niet worden hersteld, ze moeten worden vervangen;

ervaring: Er is ervaring met het gebruik van gabions als golfwering;

onderhoud: De gabions dienen regelmatig te worden gecontroleerd op beschadigingen;

uitbreidbaarheid: De constructie kan eenvoudig worden uitgebreid;

ontwerpaspecten: Draagkracht van de ondergrond, uitspoeling van achterliggende grond opbouw waterspanningen en grondwaterstroming.

- diepwand/kistdam

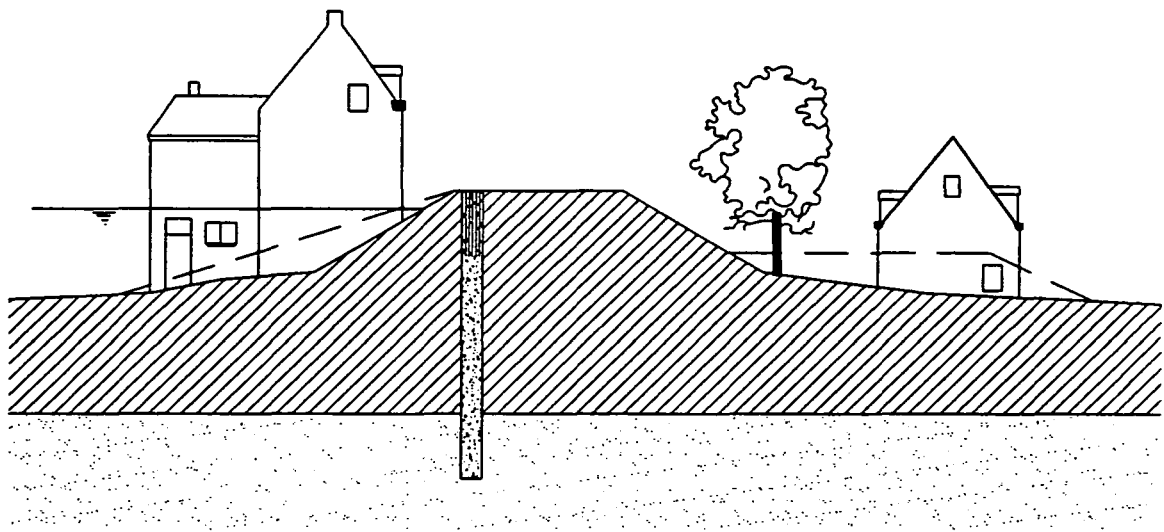
omschrijving: Een diepwand is een in situ gemaakte of prefab betonmuur. Het principe van de diepwand als constructie in de dijk is vergelijkbaar met het principe van de damwand en de kistdam in het midden van de dijk. De kistdam bestaat uit een tweetal evenwijdige damwanden die een tussenliggende grondmassief opsluiten. De kistdam is een samenspel van damwand en grondmassief, de damwanden staan op een zodanige afstand dat ze elkaar beïnvloeden. De tussenliggende grond moet relatief stijf zijn, slappe klei is daarvoor niet geschikt. De wanden zullen onderling verbonden zijn

doel: Een kistdam of diepwand is een oplossing voor situaties waar aan beide zijden van de dijk in het theoretisch dijkprofiel bebouwing aanwezig is. Het theoretisch profiel blijft daarbij in hoofdzaak beperkt tot de kistdam of damwand zelf. Een kistdam of diepwand zal de kerende hoogte zonodig kunnen vergroten, de macrostabiliteit vergroten en grondwaterstroming voorkomen of beperken;

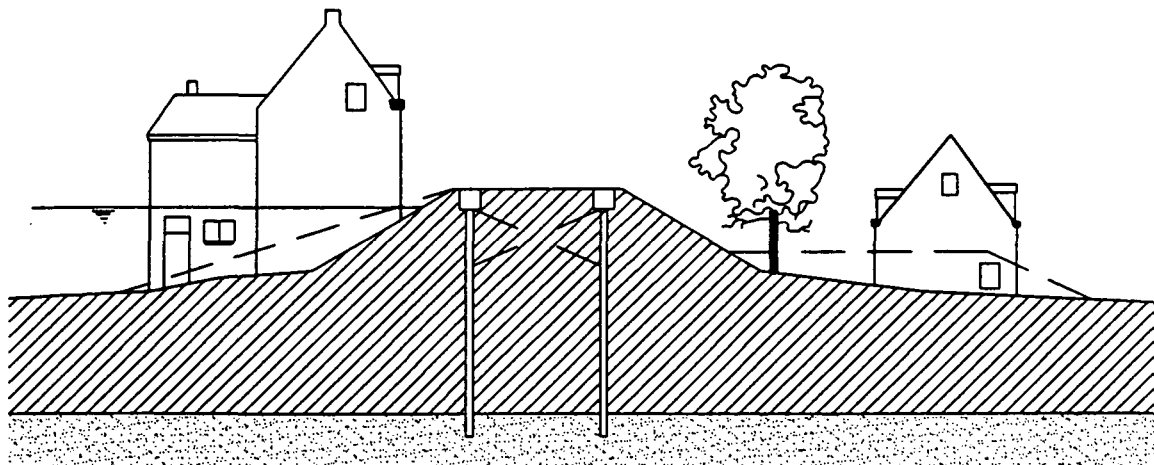
duurzaamheid: Duurzaam;

invloed op de omgeving: Door toepassing van een diepwand of kistdam verandert het aanzicht van de dijk, bebouwing kan worden gespaard;

uitvoering: Met behulp van grijpers wordt een sleuf tot de gewenste diepte gegraven. De sleuf wordt met behulp van een bentonietspoeling open gehouden. Daarna wordt wapening aangebracht en wordt de bentoniet vervangen door beton of worden de prefab elementen neergelaten. Damwanden worden in het algemeen ingetrild of soms geheid.



Figuur 15. Diepwand i.p.v. verflauwen taluds en amovering woningen



Figuur 16. Kistdam i.p.v. verflauwen taluds en amoveren woningen

kostenindicatie: Diepwanden en kistdammen zijn kostbare constructies;

herstelbaarheid: Herstel van diepwand en kistdam is ingrijpend en kostbaar;

ervaring: Er bestaat ervaring met diepwanden en kistdammen, echter maar in zeer beperkte mate in rivierdijken;

onderhoud: De constructies vereisen geen onderhoud, wel kan schade aan bestrating ontstaan als de wand in het wegdek is opgenomen. De wand zal niet zakken, terwijl de dijk en de weg daarop wel aan zakking onderhevig zal zijn;

uitbreidbaarheid: De constructie is niet in de diepte uitbreidbaar;

ontwerpaspecten: Ontgronding voor de wand, doorvoer van kabels en leidingen en opbouw van waterspanningen in de kistdam en corrosie van de damwanden.

- groundnailing

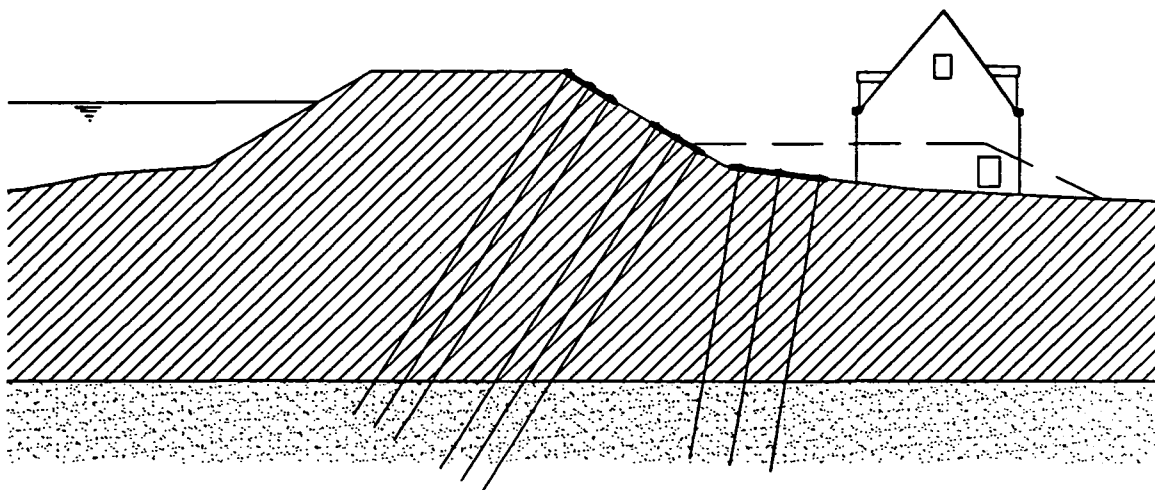
omschrijving: Groundnailing is een vorm van verankering waarbij de nails onder een helling of verticaal in een bestaand grondmassief worden ingebracht. Door middel van het aantrekken van de nails kan een "voorspanning" op het onderliggende grondpakket worden uitgeoefend, die een soortgelijke uitwerking heeft als een bovenbelasting;

doel: Verhogen van de korrelspanningen teneinde de macrostabiliteit te vergroten, leveren van extra krachten tegen de opwaartse waterdruk.

duurzaamheid: De uiteindelijke verbetering van de ondergrond is blijvend;

invloed op de omgeving: Het aanzicht van de dijk zal veranderen, bebouwing kan worden gespaard;

uitvoering: Op het maaiveld aan de teen van de dijk en op het talud worden stijve betonplaten geplaatst. Vervolgens worden staven in de grond gebracht. De staven worden aangespannen aan de platen en brengen daardoor een belasting over op het grondmassief tussen de plaat en het zandpakket, waarin de staven



Figuur 17. Groundnailing i.p.v. stabiliteitsberm en amoveren woning

zijn verankerd door middel van wrijving. De spanning in de staven moet regelmatig worden gecontroleerd en zonodig moeten de staven weer op spanning worden gebracht;

kostenindicatie: De constructie is kostbaar;

herstelbaarheid: Er kunnen staven worden bijgeplaatst;

ervaring: Er bestaat enige ervaring met groundnailing, echter niet in dijken. Een vergelijkbare methode, de toepassing van groutankers, is in Nederland op groter schaal bekend;

onderhoud: De spanning in de staven moet in de consolidatiefase regelmatig worden gecontroleerd en bijgesteld;

uitbreidbaarheid: Uitbreidbaar;

ontwerpaspecten: Consolidatiegedrag van de samendrukbare grond, de grootte van de te verwachten zetting en wrijving tussen staaf en grond.

2.8 Beweegbare keringen

Onder een beweegbare kering wordt verstaan een kering waarvan de kerende functie alleen in geval van hoogwater in werking treedt. De kering zal in normale gevallen dus geen kerende functie hebben en zo zijn uitgevoerd dat de hinder voor de omgeving minimaal is. In geval van hoogwater moet de kering in functie treden en mag de hinder voor de omgeving groter zijn. De kering moet voldoende betrouwbaar zijn om in geval van nood te kunnen functioneren.

Het gaat in dit geval om een aantal bijzondere constructies, die van geval tot geval op de situatie moeten worden afgestemd. Wel zijn een aantal principe oplossingen aan te geven:

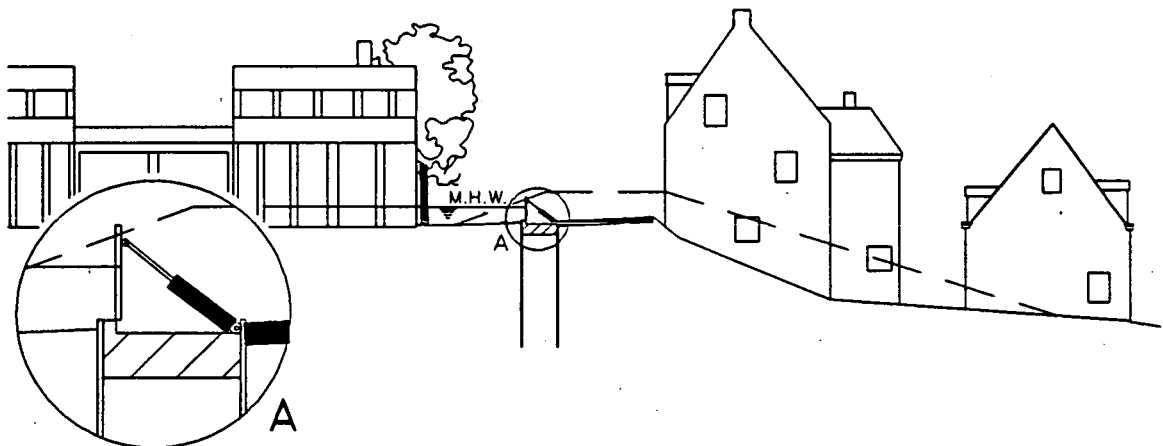
- * van buitenaf aan te voeren keringen;

Onder deze noemer vallen keringen zoals schotbalken, betonconstructies en dergelijke die in gevaarlijke situaties worden aangevoerd en geplaatst. Belangrijk bij dit type constructie is het gemak waarmee deze constructies kunnen worden aange-

bracht, de bewaking van het beschikbaar blijven van de afsluitende elementen en de bewaking van het in goede conditie en vrij van obstakels houden van de plaats waar de constructie moet worden geplaatst. Gezien de uit te voeren werkzaamheden dient dit een constructie te zijn die slechts in zeer uitzonderlijke situaties in werking moet treden en daarbij slechts over korte trajecten kan worden toegepast.

*** roteerbare of verschuifbare keringen:**

Dit type kering omvat keringen die in normale omstandigheden zo zijn opgeborgen dat ze geen hinder voor de omgeving veroorzaken en die in geval van extreem hoog water door verschuiven of roteren hun werking kunnen uitoefenen. Te denken valt aan klepconstructies, schuifdeuren, roldeuren, hefdeuren of deuren die langs een kraanbaan met hooggelegen rails kunnen worden aangevoerd. De constructie kan al naar gelang de situatie meer of minder ingewikkeld worden uitgevoerd. Te denken valt aan beweging, besturing en bediening per element of per groep van elementen, autonoom of met behulp van extra te mobiliseren materieel, automatisch of niet automatisch.



Figuur 18. Klepkering i.p.v. amoveren woningen binnendijs

*** opdrijvende constructies**

Dit type constructies werkt op de kracht van het water dat het moet keren. Dit kan zowel met flexibele constructies die met behulp van water of lucht worden opgeblazen (type balgstuw) en dan hun kerende werking kunnen uitoefenen als met constructies die bij een stijgend waterpeil opdrijven en daarmee de zaak afsluiten.

De bijzondere beweegbare keringen worden in hoofdzaak toegepast als niet kan worden voldaan aan het hoogtecriterium of wanneer de overslag te groot dreigt te worden. Het grote aantal variabelen en de in het algemeen hoge kosten maken dat dit soort constructies vaak op maat wordt ontworpen. Het is dan ook niet zinvol deze constructies in dit rapport verder uit te werken.

Een goede checklist bij het ontwerp van bijzondere beweegbare keringen kan de lijst met selectiecriteria zijn.

3. SELECTIECRITERIA

Niet alle oplossingen leveren in gelijke mate een bijdrage aan het verminderen van de overlast of het voorkomen van schade of vermindering van belangrijke waarden op het gebied van natuur, landschap of bebouwing. De hiervoor genoemde oplossingen moeten daarom worden geselecteerd op hun bruikbaarheid en effectiviteit. Voor een objectieve selectie is er behoefte aan objectieve selectiecriteria. Hieronder worden de criteria beschreven en vervolgens worden de verschillende oplossingen vergeleken met de criteria. De selectiecriteria betreffende de volgende aspecten:

3.1 Veiligheid

Met betrekking tot de veiligheid gelden de volgende selectiecriteria:

- kan met de gekozen oplossing minimaal worden voldaan aan de gestelde (deel)eisen van veiligheid;
- als het slechts gaat om deeleisen ten aanzien van de veiligheid, kan dan op andere wijze worden voldaan aan de resterende veiligheidseisen;
- kan de veiligheid onder extreme omstandigheden worden geboden (rampen/oorlog).

In de tabel in hoofdstuk 4 is veiligheid niet opgenomen, omdat als uitgangspunt is genomen dat een constructie aan de veiligheidseisen moet voldoen om te mogen worden toegepast. Voor alle constructies wordt daarom in tabel 4 aan dit criterium voldaan.

3.2 Duurzaamheid

Met betrekking tot het lange duur gedrag gelden de onderstaande selectiecriteria:

- is de veiligheid en werkingsduur gegarandeerd tot aan het eind van de levensduur;
- is de veiligheid en werking eenvoudig controleerbaar (niet destructief);
- zijn er grenzen aan te geven waarbij de constructie moet worden aangepast;
- is de constructie gevoelig voor vandalisme en/of terrorisme.

3.3 Omgeving

Met betrekking tot de vermindering van schade aan natuur, landschap en bebouwing zijn de volgende selectiecriteria van belang:

- welke natuurwaarden gaan verloren;
- welke natuurwaarden komen daarvoor terug;
- in welke mate wordt het landschap aangetast;
- welke bebouwing kan worden gespaard;
- welke aanpassingen moeten worden getroffen aan of nabij de bebouwing;
- welke aanvullende maatregelen moeten worden genomen.

3.4 Uitvoerbaarheid

De selectiecriteria die kunnen worden geformuleerd zijn:

- is de methode uitvoerbaar binnen de gestelde (tijdelijke) veiligheidscriteria;
- zijn de te nemen maatregelen acceptabel in verband met overlast en schade;
- is de te verwachten schade en overlast in verhouding met de te bereiken resultaten.

3.5 Kostenindicatie

Het selectie criterium dat geldt bij dit aspect is:

- zijn de kosten niet te excessief hoog in verhouding met de bereikte resultaten, dit criterium moet verder worden gekwantificeerd.

3.6 Herstelbaarheid

Met betrekking tot dit aspect kunnen de volgende criteria worden genoemd:

- kunnen lokale aanpassingen aan de constructie worden gemaakt;
- is de constructie herstelbaar bij lokale schade;
- is renovatie na verloop van tijd mogelijk.

3.7 Ervaring

Met betrekking tot dit aspect kunnen de volgende criteria worden genoemd:

- bestaat er ervaring met de methode;
- heeft de methode goed gefunctioneerd;
- komen de omstandigheden waaronder de ervaring is opgedaan overeen met de omstandigheden in de nieuwe situatie.

3.8 Onderhoud

Met betrekking tot onderhoud gelden de volgende selectiecriteria:

- hoe vaak is onderhoud nodig;
- hoe omvangrijk is onderhoud;
- is onderhoud mogelijk;
- kan worden gesignaleerd en hoe of onderhoud nodig is;
- hoe kostbaar is onderhoud;
- welke kennis is nodig om onderhoud te kunnen uitvoeren.

3.9 Uitbreidbaarheid

Met betrekking tot uitbreidbaarheid gelden de volgende selectiecriteria:

- kan de constructie na verloop van tijd worden verzwaard, verhoogd of uitgebreid;
- kan een uitbreiding aansluiten aan de bestaande constructie;
- moeten vooraf in het ontwerp voorzieningen worden getroffen om latere uitbreiding mogelijk te maken.

4. SELECTIE VAN TECHNIEKEN

De hiervoor beschreven technieken kunnen dienen als maatregel waarmee aan een deel van de eisen die aan een rivierdijk worden gesteld, kan worden voldaan. Welke maatregel de voorkeur geniet hangt van een groot aantal omstandigheden af. In het geval de gekozen maatregel maar aan een deel van de eisen voldoet zal dus een combinatie van een aantal maatregelen moeten worden genomen om aan alle eisen te kunnen voldoen. De keuze van deze maatregelen zal met de verschillende belanghebbenden moeten worden afgewogen. In dit hoofdstuk worden slechts de instrumenten daartoe aangedragen.

In hoofdstuk 2 zijn een aantal technieken kort omschreven. Op grond daarvan is in tabel 1 een samenvatting gegeven van de mogelijke toepassingsgebieden en de randvoorwaarden voor het gebruik van de maatregelen.

Tabel 1 Selectietabel	Duurzaamheid									
		Omgeving								
			Uitvoering							
				Kostenindicatie						
					Herstelbaarheid					
						Ervaring				
							Onderhoud			
								Uitbreidbaarheid		
									Uitwerking	
aanpassing bestaand dijkmateriaal										
kleikern	++	B/N	--	-	++	++	o	+	a	
licht materiaal										
flugsand	++	B/N	--	-	++	++	o	+	a	
geëxp. kleikorrels	+	B/N	--	--	+	+	o	o	b	
schuimbeton	o	B/N	--	--	+	+	-	o	c	
geotextielen/grids	o	B/N	--	--	--	++	-	--	b	
zand-garen composities	o	B/N	-	--	-	o	-	-	b	
kern stabilisatie	+	B/N	--	--	+	+/-	o	+	c	
zandkern	++	B/N	--	-	++	++	o	+	a	
aangepast materiaal bij uitbreiding										
kleiophoging	++	B/N	+	o	++	++	o	+	a	
licht materiaal										
flugsand	++	B/N	+	-	++	++	o	+	a	
geëxp. kleikorrels	+	B/N	+	-	+	+	o	o	b	
schuimbeton	o	B/N	o	--	+	+	-	o	c	
geotextielen/grids	o	B/N	+	-	--	+	o	--	b	
zand-garen composities	o	B/N	o	--	--	o	-	-	b	
stabilisatie	+	B/N	-	-	+	+/-	o	+	c	
verzwaarde berm	++	B/N	-	--	++	o	o	+	b	
bestaand materiaal verbeteren										
kleistabilisatie	+	B/N	-	-	++	+	o	+	c	
zandstabilisatie	+	B/N	-	-	++	+	o	+	c	
electro-osmose	++	B/N	+	--	++	o	o	++	c	
gel injectie	-	B/N	-	-	-	+	o	+	c	
verbeteren ondergrond										
verticale drainage	o	B	+	-	++	++	-	+	a	
vacuümconsolidatie	+	B	o	--	-	++	-	-	c	
electro osmose	++	B	+	--	++	o	o	+	c	
kalk en cement/kalkpalen	+	B	-	--	-	-	o	+	c	
grindpalen	++	B	-	--	-	+	o	+	c	
grondwaterpotentiaal beïnvloeden										
filterconstructies	+	B/N	o	o	+	++	-	-	b	
ontlastsloten	+	B/N	+	o	++	++	-	+	b	
kwelschermen	++	B/N	-	--	-	++	o	-	b	
kwelkaden	++	B/N	+	-	++	++	-	+	a	
scherm in de dijk	+	B/N	--	--	--	o	-	--	b	
erosiebescherming										
gewapende grasmat	-	N	++	o	-	++	o	+	b	
honingraadstructuren	-	N	++	o	-	+	-	+	c	
bekledingsconstructies	++	B/N	o	--	++	++	-	+	a	

Vervolg tabel	Duurzaamheid											
		Omgeving										
			Uitvoering									
				Kostenindicatie								
					Herstelbaarheid							
						Ervaring						
							Onderhoud					
		Uitbreidbaarheid										
			Uitwerking									
constructieve elementen												
damwand/keermuur	++	B/N	--	--	-	++	-	--	a			
gewapende grond	+	B/N	--	--	--	+	o	--	b			
gabions	+	B/N	-	--	-	++	o	+	b			
diepwand/kistwand	++	B/N	--	--	--	+	o	--	b			
groundnailing	+	B/N	--	--	-	+	o	+	b			
beweegbare keringen												
aanvoer van buitenaf	+	B/N	--	--	-	++	--	--	c			
roteerbaar/verschuifbaar	+	B/N	--	--	-	+	--	--	c			
opdrijvend	+	B/N	--	--	-	o	--	--	c			
1) mits klei geen humus bevat	++ = duurzaam + = duurzaamheid niet gegarandeerd o = tijdelijk in overgangsperiode - = onvoldoende											
		B = bebouwing sparen N = heeft invloed op de natuurwaarden pos of neg !										
			++ = eenvoudig uitvoerbaar + = zonder veel overlast uitvoerbaar o = geen overmatige overlast - = uitvoering vergroot overlast -- = aanzienlijke overlast									
				-- = veel duurder > 2 - = duurder > 1,2-2 o = even duur 0,8-1,2								
					++ = eenvoudig herstelbaar + = met moeite herstelbaar - = moeilijk herstelbaar -- = niet te herstellen, alleen volledig te vernieuwen							
						++ = goede ervaring in dijksbouw + = goede ervaring buiten dijksbouw o = geen ervaring - = niet zonder zorg toepasbaar -- = slechte ervaringen						
			++ = geen onderhoud + = weinig onderhoud o = geen extra onderhoud - = extra onderhoud -- = veel extra onderhoud									
				++ = eenvoudig uitbreidbaar + = uitbreidbaar - = niet uitbreidbaar								
				a = standaard ontwerpmethode b = uit te werken c = niet uit te werken								

5. AANPASSEN BESTAAND DIJKMATERIAAL

Wanneer een bestaande dijk niet voldoet aan de gestelde eisen kan het materiaal uit de dijk worden vervangen door een materiaal dat wel aan de eisen voldoet. Om dit te bereiken zal eerst de bestaande dijk geheel of gedeeltelijk moeten worden afgegraven. Er moet wel worden nagegaan of in de tijdelijke situatie geen falen optreedt.

Kennis van materiaaleigenschappen is van belang om te komen tot het ontwerp van een verantwoorde constructie. De eigenschappen van klassieke materialen in de dijksbouw zoals zand en klei worden in dit rapport buiten beschouwing gelaten. De in dit rapport behandelde materialen zijn in een vijftal hoofdgroepen ingedeeld, te weten:

- lichte materialen;
- kunststoffen;
- stabilisatiematerialen.

De verschillende groepen van materialen worden achtereenvolgens behandeld.

Hierbij zal per groep worden aangegeven:

- een overzicht van mogelijk toe te passen materialen
- berekeningsmethoden voor de in de selectietabel van hoofdstuk 4 gekozen uit te werken materialen (technieken)
Aangegeven wordt op welke wijze de technieken kunnen worden berekend en met welke randvoorwaarden moet worden gerekend. Daarbij is alleen aandacht besteed aan de mechanismen en aspecten die voor de betreffende techniek in het bijzonder van belang zijn. De andere aspecten voor het ontwerp van de dijk worden daarbij buiten beschouwing gelaten
- uitvoeringsmethoden voor de in de genoemde tabel gekozen uit te werken materialen
- beheer, monitoring en onderhoud bij toepassen van de in de genoemde tabel gekozen uit te werken materialen.

5.1 Lichte materialen

5.1.1 Overzicht en beschrijving

Er is een grote verscheidenheid aan alternatieve materialen. Een bijzondere groep binnen de alternatieve materialen is de groep met lichte materialen. Bij de beoordeling van de geschiktheid en toepasbaarheid van de verschillende materialen moet met name gelet worden op de volgende materiaaleigenschappen:

- volumieke massa;
- sterkte;
- wrijvingseigenschappen;
- stijfheidseigenschappen;
- weerstand tegen mechanische, chemische en atmosferische aantasting;

- veranderingen eigenschappen in de tijd;
- aantasting van het milieu.

De alternatieve materialen die volgens de selectie in tabel 1 van hoofdstuk 4 voor toepassing in rivierdijken in aanmerking komen zijn flugsand, geëxpandeerde kleikorrels en schuimbeton.

* Flugsand

Flugsand is een grof (0.8 - 7 mm) loskorrelig poreus materiaal van vulkanische oorsprong, dat van nature een percentage fijne bestanddelen bevat. De belangrijkste materiaaleigenschappen die worden gevonden of de eisen die aan het materiaal dienen te worden gesteld om te worden mogen toegepast zijn hierna vermeld.

schijnbare soortelijke massa: circa 1600-2100 kg/m³ (massa van flugsandkorrels inclusief het gebonden water);

volumieke massa: verdicht 1100-1500 kg/m³; onder water 1400-1900 kg/m³;

sterkte: C.B.R. waarde 10% - 20%; wrijvingseigenschappen: $\phi = 40^\circ - 45^\circ$; grote schijncohesie, geen echte cohesie;

stijfheidseigenschappen: $E = 50 - 200 \text{ N/mm}^2$, $\nu = 0.35$;

weerstand tegen mechanische, chemische en atmosferische aantasting: Flugsand vertoont bij belasting in geringe mate verbrijzeling

veranderingen eigenschappen in de tijd: er treedt geen veroudering op, de duurzaamheid is goed;

aantasting van het milieu: niet toxisch en niet biologisch afbreekbaar.

Om aan de eisen van vorstgevoeligheid te voldoen mag niet meer dan 8 % van het materiaal kleiner zijn dan 63 μm .

Nadere informatie is te vinden in lit [6].

* Geëxpandeerde kleikorrels

De kwaliteit van de geëxpandeerde kleikorrels is mede afhankelijk van het oorspronkelijke materiaal. In Nederland wordt in het algemeen gewerkt met korrels, die zijn vervaardigd uit een mengsel van Boomse klei.

De bolletjes ontstaan doordat tijdens het bakproces binnen in het bolletje enige gasvorming plaatsvindt. De belangrijkste eigenschappen zijn hieronder vermeld.

volumieke massa: boven water 360 - 485 kg/m³; onder water 1245 - 1300 kg/m³;
sterkte: druksterkte bij 2% vervorming 100 - 200 kPa; wrijvingseigenschappen: $\phi = 35^\circ$, $c = 0$ kPa;
stijfheidseigenschappen: $E = 21073 - 106,83 \cdot \sigma_{kv}$ kPa, $v = 0,2 - 0,3$;
weerstand tegen mechanische, chemische en atmosferische aantasting: weerstand tegen aantasting vergelijkbaar met de weerstand van baksteen;
veranderingen eigenschappen in de tijd: vochtopname loopt vrij lang door in de tijd, waardoor sprake kan zijn van toename van gewicht, tussen 7 dagen en 1 jaar na onderdompeling is de vochtopname toegenomen van 19 tot 40 vol %;
aantasting van het milieu: het materiaal is opgebouwd uit natuurlijke kleimaterialen en bevat geen andere toevoegingen, terwijl in de gebakken vorm de aan de klei gebonden mineralen zijn geïmobiliseerd.

Bovenstaande gegevens zijn ontleend aan CUR rapport C68/2-01, lit [6].

* **schuimbeton**

Schuimbeton is beton samengesteld uit de gebruikelijke bouwstoffen met daaraan toegevoegd een schuimmiddel. Soms worden ook lichte toeslagstoffen toegepast. Het schuimmiddel kan reeds tijdens het mengen van de bouwstoffen worden toegevoegd of in een later stadium aan de reeds eerder vervaardigde betonspecie worden toegevoegd.

volumieke massa: 400 - 1800 kg/m³; volledig met water verzadigd 1235 - 2050 kg/m³
sterkte: druksterkte 3 - 15 N/mm²; treksterkte 0,3 - 2,5 N/mm²; buigsterkte 0,3 - 1,2 N/mm²;
stijfheidseigenschappen: $E = 300 - 2500$ N/mm², $v = 0,35$;
weerstand tegen mechanische, chemische en atmosferische aantasting: bij blootstelling aan de lucht zonder nabehandeling sterk gevoelig voor veroudering, niet bestand tegen de inwerking van zuren en sulfaten;
veranderingen eigenschappen in de tijd: afhankelijk van de keuze van het type schuimmiddel kan sterke vochtopname plaatsvinden en doorgaan in de tijd;
aantasting van het milieu: schuimbeton bevat geen chemische stoffen die schadelijk zijn voor het milieu en/of toxische stoffen, de oorspronkelijk gebruikte stoffen zijn niet terug te winnen, terwijl ook hergebruik niet mogelijk is omdat schuimbeton bij het breken vergruist.

Bovenstaande gegevens zijn ontleend aan CUR rapport C68/2-01, lit [6].

5.1.2 Berekeningsmethoden/ontwerp

5.1.2.1 Geëxpandeerde kleikorrels

Wanneer geëxpandeerde kleikorrels worden toegepast in een bestaand dijklichaam moet eerst het reeds aanwezige materiaal worden afgegraven. Hiervoor in de plaats komen dan geëxpandeerde kleikorrels. De op deze wijze aangepaste dijk moet met name worden getoetst op macro stabiliteit.

Voor de berekening van de macro stabiliteit kan gebruik worden gemaakt van een gangbaar stabiliteitsprogramma op basis van bij voorbeeld de methode Bishop. De in te voeren waarden voor de te kiezen materiaalparameters zoals volumegewicht en hoek van inwendige wrijving zijn vermeld in hoofdstuk 5.2.

Het materiaal is grofkorrelig en daardoor goed waterdoorlatend. Indringend water uit de rivier of door de kruin zal zich daardoor snel in het materiaal verplaatsen. Onder voorwaarde dat het water uit de dijk kan afvloeien hoeft in de berekening geen rekening te worden gehouden met een extra verhoging van de grondwaterstand in de dijk. Bij toepassing van de kleikorrels in een natte omgeving of onder de grondwaterstand moet er van worden uitgegaan dat uiteindelijk de korrels volledig met water verzadigd raken. Ook onder die omstandigheden mag geen bezwijken van de dijk optreden. De in hoofdstuk 5.2 vermelde waarden van de droge volumieke massa gaat uit van met lucht gevulde kleibolletjes en met lucht gevulde poriën tussen de bolletjes. Bij het ontwerp met deze korrels boven water moet ook gerekend worden met vochtige kleikorrels die geheel met water verzadigd zijn, terwijl de poriën tussen de korrels met lucht gevuld zijn. Dan bedraagt de volumieke massa 600 tot 750 kg/m³. De in hoofdstuk 5.2 vermelde waarden voor de natte volumieke massa gaat uit van een volledige verzadiging van de inwendige holle ruimte van de kleikorrels. Bij het ontwerp met geëxpandeerde kleikorrels onder water moet ook de situatie worden berekend met inwendig met lucht gevulde kleibolletjes terwijl de poriën tussen de bolletjes gevuld zijn met water. De volumieke massa bedraagt dan circa 800 kg/m³.

Een dijklichaam opgebouwd uit geëxpandeerde kleikorrels moet worden gecontroleerd op horizontaal evenwicht. Daarbij is de aandrijvende kracht de druk van het water in de rivier. Dit moet worden opgenomen door het dijklichaam. De te leveren horizontale kracht is beperkt wegens het geringe gewicht van de dijk. Uitgegaan moet worden van het laagste gewicht. Daarbij geldt de aanname dat de korrels geen water hebben opgenomen en de waterstand in de dijk laag is.

Voorwaarde is verder dat de geëxpandeerde kleikorrels worden omgeven door een grond dicht geotextiel. De eisen die aan het geotextiel moeten worden gesteld hangen samen met de korreldiameter van de omringende grond en de aard van de grondwaterstroming. De eisen die aan een geotextiel moeten worden gesteld zijn vermeld in tabel 7.

Lichte materialen, en dat geldt dus ook voor geëxpandeerde kleikorrels, hebben relatief weinig massa. Damping van trillingen is daardoor verhoudingsgewijs minder. Het materiaal is echter goed doorlatend en moet bij het aanbrengen worden verdicht zodat geen rekening met verweking gehouden behoeft te worden.

Tabel 7 Eisen grond dichtheid te stellen aan een geotextiel

omschrijving	filterfunctie
- stationaire stroming	$0(90) < 2 \cdot d_{90}$
- niet-stationaire stroming . stabiel korrelskelet	$0(98) < 2 \cdot d_{85}$
- niet-stationaire stroming . niet-stabiel korrelskelet . geen nadelige gevolgen	$0(98) < 1,5 \cdot d_{15}$
bij uitspoeling	$0(98) < d_{15}$
- niet-stationaire stroming . niet-stabiel korrelskelet . ontoelaatbare gevolgen	
bij uitspoeling	

5.1.2.2 Schuimbeton

Bij het gebruik van schuimbeton plaatselijk in de dijk moet worden gekeken naar zettingen onder de betonconstructie. Op basis van de te verwachten zettingen en zettingsverschillen kan een inschatting worden gemaakt van de mate van de te verwachten scheurvorming en het ontstaan van holle ruimtes onder de constructie van schuimbeton.

Ter plaatse van scheuren en voegconstructies moet worden nagegaan of er sprake kan zijn van grondwaterstroming en uitspoeling van grond of zand.

Verder moet worden gecontroleerd of er sprake kan zijn van stroming onder de constructie door, en of dit gevaar voor uitspoeling kan opleveren.

5.1.3 Uitvoeringsmethoden

In hoofdstuk 4 is aangegeven welke technieken verder zijn uitgewerkt in dit rapport. In dit hoofdstuk wordt aangegeven welke uitvoeringsmethoden hiervoor geschikt zijn en wat hiervan de gevolgen kunnen zijn.

5.1.3.1 Geëxpandeerde kleikorrels

Om inspoelen van zand uit het omringende zandpakket te voorkomen dient de laag met geëxpandeerde kleikorrels te worden omgeven door een zanddicht geotextiel. De mate van zanddichtheid hangt samen met de korreldiameter van het omringende zand en de aard van de grondwaterstroming. Het geotextiel moet eerst op de plaats worden uitgelegd. Daarna worden in lagen van 0,25 tot 0,35 m dikte de geëxpandeerde kleikorrels aangebracht en verdicht met behulp van trilplaten of bandenwalsen. Wanneer reeds vooraf langs de randen een steunberm aanwezig is zal ook over die steunberm een geotextiel worden aangebracht. Is er geen opsluiting aan de randen, dan wordt na het aanbrengen van het geotextiel het talud afgedekt met een afdeklaag. Aan de bovenzijde wordt eerst een geotextiel aangebracht, en daarna een drukverdelingslaag van 0,25 tot 0,50 m zand of een ander materiaal. Die laag wordt verdicht met relatief zwaar materieel, maximaal 15.000 kg/m² voor korrels 10/16 of 25.000 kg/m² voor korrels 4/10.

Bij het vervangen van het bestaande dijkmateriaal door geëxpandeerde kleikorrels moet eerst het bestaande materiaal worden ontgraven en afgevoerd. De omvang van de ontgraving hangt af van de steilheid van de taluds die men kan handhaven bij het ontgraven. Wanneer het ontgraven deel weer snel wordt aangevuld kan relatief steil worden gewerkt.

Voordat kan worden aangevuld moet eerst het geotextiel worden aangebracht en daarna moeten de geëxpandeerde kleikorrels in lagen worden aangebracht en verdicht. Deze werkwijze vereist een ruimte tussen het nog niet ontgraven en het weer herstelde dijkvak van minimaal 100 m.

Kabels en leidingen kunnen in het korreelpakket worden opgenomen, wel moet daarvoor plaatselijk het geotextiel worden doorsneden. Op deze plaatsen zal door het gebruik van tape het zandtransport moeten worden voorkomen.

5.1.3.2 Schuimbeton

Aangemaakt schuimbeton moet onmiddellijk worden verwerkt in verband met verlies aan luchtbellens en het voortschrijdend verhardingsproces. De maximaal in één keer te storten laagdikte is 0,30 - 0,40 m in verband met de hoeveelheid vrijkomende hydratatiewarmte. Schuimbeton mag niet worden verwerkt tijdens regen omdat regendruppels de luchtbellens aan het oppervlak vernietigen. De minimum verwerkingstemperatuur is 5° C, de maximaal te overbruggen pompafstand 200 tot 250 m.

Het schuimbeton is in hoge mate vloeibaar. Om voldoende consistentie te waarborgen dient de watercementfactor van het beton 0,40 - 0,45 te bedragen, de watercementfactor van het schuimbeton is dan 0,50 - 0,60

De volumieke massa dient regelmatig en intensief te worden gecontroleerd, tot 3 maal per mixer. De bereikte sterkte kan worden gecontroleerd met proefkubussen of boorkernen.

Ten behoeve van de aanleg van kabels en leidingen moeten doorvoeren worden vrijgehouden of moeten de kabels en leidingen buiten de plaatsen met schuimbeton worden aangelegd.

5.1.4 Beheer monitoring en onderhoud

In hoofdstuk 4 is reeds aangegeven welke technieken verder zijn uitgewerkt in dit rapport. In dit hoofdstuk wordt aangegeven welk onderhoud is vereist en op welke wijze de constructie moet worden beheerd.

5.1.4.1 Geëxpandeerde kleikorrels

De geëxpandeerde kleikorrels zijn in principe inert, het materiaal zal niet van eigenschappen veranderen. In het ontwerp is er reeds rekening mee gehouden dat de kern van de kleibolletjes verzadigd raakt met water. Wateropname heeft dus niet te worden gecontroleerd en vereist geen onderhoud.

De eigenschappen van geotextielen kunnen wel in de tijd veranderen. Het hier toegepaste geotextiel vervult alleen een scheidende functie, achteruitgang van de sterkte van het textiel is geen probleem. Pas bij een grote mechanische beschadiging of wanneer plaatselijk ernstige verzakkingen worden geconstateerd moe worden ingegrepen. Daarmee wijkt het niet af van de traditionele constructies die ook van tijd tot tijd visueel worden geïnspecteerd.

Herstel of vervangen van kabels en leidingen is lastig omdat het geotextiel moet worden verwijderd of na afloop worden hersteld.

5.1.4.2 Schuimbeton

Schuimbeton vergt geen bijzondere beheersmaatregelen of onderhoud. Visuele controle kan volstaan bij toepassing aan het oppervlak. Door gebruik van schermen rondom kan uitspoeling van grond onder de constructie vandaan worden voorkomen en vereist ook dit geen extra controle. Aandacht verdient de aansluiting van het beton aan de omringende grond. Er zal een regelmatige visuele controle nodig zijn.

Herstel van kabels en leidingen onder een laag schuimbeton vergt opbreken en opnieuw aanleggen van het schuimbeton. Dit moet worden voorkomen. Bij doorvoer van kabels en leidingen moet aandacht worden besteedt aan het voorkomen van uitspoeling van onder- of achterliggende grond.

5.2 Kunststoffen

5.2.1 Overzicht en beschrijving

Geokunststoffen is een verzamelnaam voor een groot aantal produkten die in de civiele techniek worden gebruikt en die zijn vervaardigd van kunststoffen. Afhankelijk van de vorm waarin de produkten zijn vervaardigd en de gebruikte grondstoffen ontstaan produkten met verschillende eigenschappen.

Een uitgebreid en compleet overzicht van het gebruik van getextielen in de civiele techniek is te vinden in lit [20aa]. In deze paragraaf is een summiere opsomming gegeven.

Te onderscheiden zijn de volgende grondstoffen:

polyester	PET	
polypropeen	PP	
polyetheen	PE	HDPE high density PE LDPE low density PE
polyamide (nylon)	PA	
polyvinylchloride	PVC	

Verder zijn de onderstaande vormen te onderscheiden:
geotextielen

weefsels een uit draden of stroken geweven doek;

vliezen een uit vezels samengeperst doek;

folies vloeistofdichte vellen;

roosters/grids grofmazige netwerken van evenwijdige draden die op de kruispunten zijn versmolten;

structuurmatten een driedimensionale wirwar structuur van kunststof draden;

composieten een samenstel van bovenstaande vormen, eventueel met andere toevoegingen zoals zand of stenen.

Een overzicht van enkele eigenschappen en toepassingsmogelijkheden van de verschillende soorten materiaal is aangegeven in tabel 2 (ontleend aan lit [5]).

In tabel 3 is het verband tussen functionele toepassingen en materiaaleigenschappen aangegeven. Deze tabel is eveneens gedeeltelijk ontleend aan [5]. Het materiaal is aan kruip onderhevig. Om die reden mag bij PET en PA slechts een deel van de maximale treksterkte worden toegelaten als de kunststoffen voor langere tijd een functie moeten vervullen, terwijl toepassing van PP, PE en PVC in het geheel niet is toegestaan in permanente constructies. De afname van de toelaatbare treksterkte is voor een aantal materiaalsoorten vermeld in tabel 4 (ontleend aan lit [5]).

Tabel 2 Enkele materiaaleigenschappen van grondstoffen

grondstof	soortelij- ke massa in kg/m ³	treksterk- te bij 20°C in N/mm ²	elastici- teitsmo- dulus in N/mm ²	rek bij breuk in %
PET	1380	800-1200	12.000- 18.000	8- 15
PP	900	400- 600	2.000- 5.000	10- 40
PE LDPE	920	80- 250	200- 1.200	20- 80
PE HDPE	950	350- 600	600- 6.000	10- 45
PA	1140	700- 900	3.000- 4.000	15- 30
PVC	1250	20- 50	10- 100	50-150

Tabel 3 Eigenschappen en functionele toepassingen

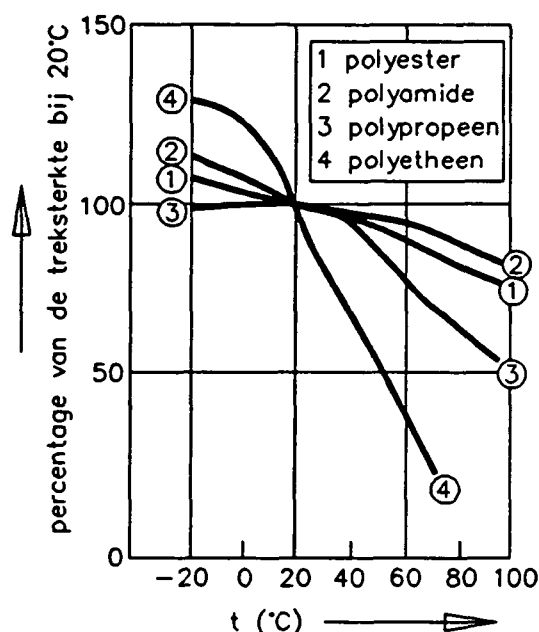
product	eigen- schappen	wapening	filter	scherm
weefsel	sterk, stijf grondkerend waterdoor- latend	*	*	-
vlies	rekbaar grondkerend waterdoor- latend	-	*	-
folie	rekbaar grond dicht waterdicht	-	-	*
rooster	sterk, stijf niet grond- kerend waterdoor- latend	*	-	-
structuur- matten	rekbaar grondkerend waterdoor- latend	-	*	-
composie- ten (zand-ga- ren meng- sel)	sterk, stijf grondkerend waterdoor- latend	*	-	-
grondstoffen				
PET		*	*	*
PP		-	*	*
PE		-	*	*
PA		-	*	*
PVC		-	-	*

* = voorkomende combinatie

- = niet voorkomende combinatie

Tabel 4 Toelaatbare treksterkte in verband met kruip.

grondstof	vanwege kruip toelaatbaar percentage van de trek- sterkte na		
	2 jaar	10 jaar	100 jaar
PET	70	65	50
PP	< 20	0	0
PE	< 20	0	0
PA	60	55	40
PVC	0	0	0



Figuur 19. Invloed van de temperatuur op de treksterkte

Bij de bepaling van de vereiste treksterkte moet daarnaast nog met de volgende aspecten rekening worden gehouden:

- temperatuur (zie figuur 19);
- mechanische aantasting, variërend van een afname met 10% bij een goed ontwerp en zorgvuldige uitvoering tot 90% bij een onzorgvuldige uitvoering;
- chemische aantasting (zie tabel 5);
- hydrolyse, vooral nylon (polyamide) en in mindere mate polyester reageren met water in vochtige omstandigheden, gerekend moet worden met een teruggang in sterkte van 5%;
- overlap, naaiverbinding, door het aanbrengen van naai-verbindingen gaat op die plaatsen de sterkte achteruit met 25% tot 50%.

Tabel 5 Weerstand van geokunststoffen tegen aantasting

grondstof	PET		PP		LDPE		HDPE		PA	
tijdsduur	kor t	lan g	kor t	lan g	kor t	lan g	kor t	lan g	kor t	lan g
verdunde zuren	++	+	++	++	++	++	++	++	+	0
geconcentreerde zuren	0	-	++	+	++	0	++	++	0	-
verdunde logen	++	0	++	++	++	++	++	++	++	+
geconcentreerde logen	0	-	++	++	++	++	++	++	0	-
zout	++	++	++	++	++	++	++	++	++	++
minerale olie	++	++	+	0	+	0	+	0	++	++
glycol	++	0	++	++	++	++	++	++	+	0
micro-organismen	++	++	++	++	++	++	++	++	++	+
UV-licht	+	0	0	-	0	-	0	-	+	0
UV-licht*	++	+	++	+	++	+	++	+	++	+
droge hitte tot 100°C	++	++	++	+	0	-	+	0	++	+
stoom tot 100°C	0	-	0	-	-	-	+	0	++	+
hydrolyse	++	++	++	++	++	++	++	++	++	++
wasmiddelen	++	++	++	++	++	++	++	++	++	++

kort = van fabriek tot en met de bouwuitvoering

lang = tijdens de praktische levensduur van het werk

* = weerstand na toevoeging van UV- stabilisatoren aan de grondstof

++ = goed bestand

+

0 = matig bestand

- = niet bestand

De gronddoorlatendheid van een geotextiel wordt beschreven door karakteristieke poriegrootte $O(p)$ in μm . $O(p)$ is gelijk aan d_m , het gemiddelde van een denkbeeldige zandfractie tussen de grenzen $d_{\max}$ en $d_{\min}$ dat voor $p\%$ het geotextiel passeert tijdens het zeven. Gehanteerd wordt de waarde voor $O(90)$ met $p = 90\%$.

De doorlatendheid van een geotextiel kan worden bepaald in een vlak loodrecht op het textiel, de zogenaamde permittiviteit en de doorlatendheid in het vlak van het geotextiel, de zogenaamde transmissiviteit. De permittiviteit kan als volgt worden uitgedrukt:

$$\psi = \frac{k}{e} [m/s]$$

De waarden die worden opgegeven door de fabrikant kunnen in de loop van de tijd door clogging (dichtslibben of verstopping van de openingen) sterk in waarde teruglopen (zie ook hoofdstuk 7.1).

Uit recent uitgevoerde proeven is gebleken dat de wrijvingshoek, gedefinieerd als het begin van bewegen tussen geotextiel en zand of geotextiel en stenen varieert tussen een hoek van 30° en ruim 40° . Aanbevolen wordt de laagste waarde aan te houden.

Geokunststoffen kunnen nadelig zijn voor het milieu. Bij slordig gebruik blijven resten achter in het milieu. Na verwijdering van de constructie moeten de kunststoffen worden afgevoerd. Daarnaast kunnen in zeer beperkte mate giftige toeslagstoffen zoals weekmakers, antioxidatiemiddelen, UV-stabilisatoren en chloorverbindingen uitloggen en in het grondwater komen.

Een voorbeeld van een bijzonder composietmateriaal vormen de zand-garen mengsels. Het materiaal behoudt in belangrijke mate de eigenschappen van zand. Dat wil zeggen dat zowel de hoek van inwendige wrijving als de doorlatendheid van het oorspronkelijke materiaal in het ontwerp kan worden aangehouden (zie ook lit [9]).

In de toepassingen tot op heden zijn als garens uitsluitend synthetische polyester garens toegepast, voor het werkingsprincipe is dit echter niet vereist. De draad wordt gekenmerkt door zijn gewicht per lengte eenheid. Hiervoor wordt de decitex ($= 0.1 \text{ tex}$) gebruikt.

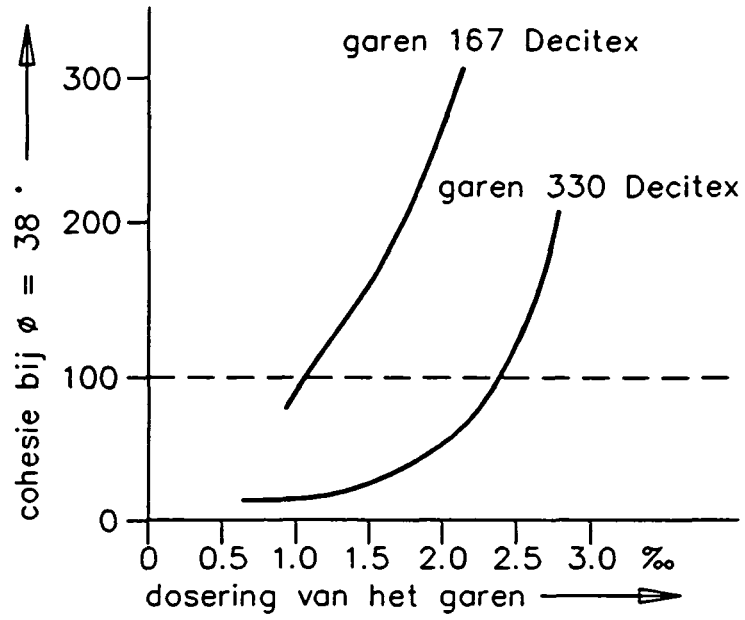
1 tex = 1 gram / kilometer draad.

Door toevoeging van het garen aan het zand neemt wel de schijnbare cohesie van het materiaal toe. De cohesie neemt toe met een toename van het percentage garens en neemt bovendien toe als de garens verhoudingsgewijs dunner worden bij eenzelfde gewichtspercentage (dat wil zeggen meer maar dunnere draden).

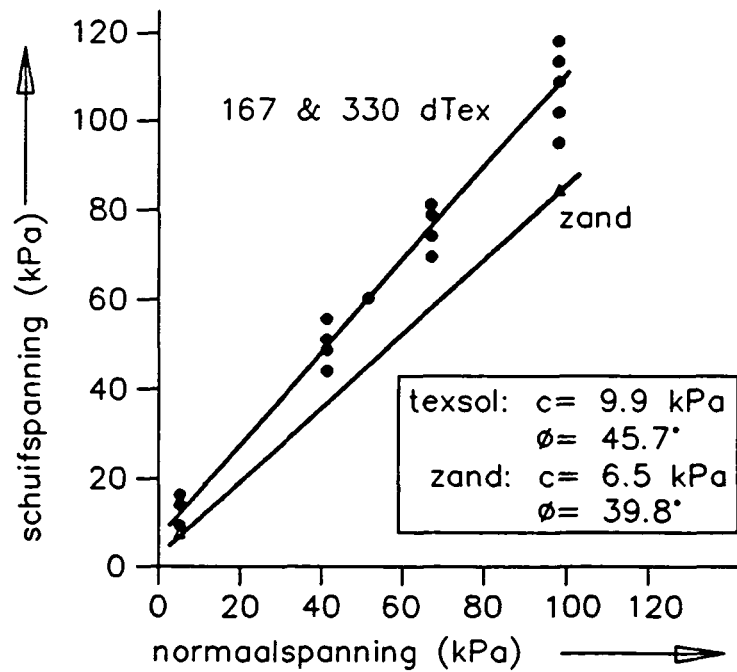
De relatie tussen schijnbare cohesie en hoeveelheid garen is te zien in figuur 20. Deze figuur is ontleend aan lit [9]

De schijnbare cohesie is echter wel afhankelijk van de richting. Het garen wordt in horizontale lagen aangebracht en verdicht. De grootste cohesie wordt verkregen onder een hoek van 90° ten opzichte van het horizontale vlak. Het verloop van de schijnbare cohesie als functie van de richting is te zien in figuur 21. (lit [10a]).

Een zand garen compositie is niet bestand tegen golfaanval. Bij golfaanval zal het moeten worden bekleed met een beschermingsconstructie. Wel is het bestand tegen overstromend water, slechts de buitenste laag korrels wordt uitgewassen, waarna de losse draden het achterliggende pakket afschermen. Een helling opgebouwd uit zand met garen is begroeibaar, de begroeiing is afhankelijk van de helling van het talud, grasbegroeiing kan worden toegepast tot een helling van 65° .



Figuur 20.



Figuur 21.

5.2.2 Berekeningsmethoden/ontwerp

5.2.2.1 Geotextielen/geogrids

Geotextielen en geogrids kunnen op twee verschillende manieren in de dijk worden toegepast, namelijk als wapeningsmat onder de dijk en als verankerings- en bekledingsmateriaal voor het opzetten van steile wanden.

Bij toepassing van een geotextiel/grid als wapeningsmat onder de ophoging spelen de onderstaande mechanismen een rol:

* schuifvlak door het geotextiel/grid;

De stabiliteit van de ophoging kan voor een eerste benadering worden gecontroleerd met behulp van een glijvlakberekening bijvoorbeeld volgens de methode Bishop. In een later stadium kan de berekening worden herhaald met behulp van een EEM berekening.

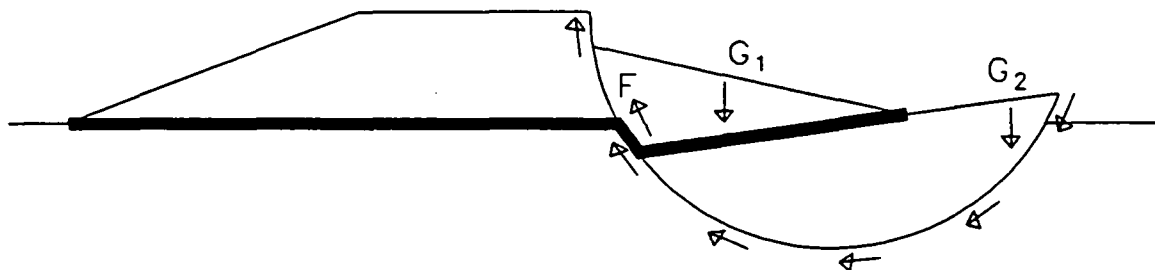
Een afschuifvlak dat door de ophoging en de ondergrond gaat zal het geotextiel/grid op die plaats doorsnijden. Het textiel of de grid zal zich verzetten tegen de vervorming en daardoor op trek worden belast. Voor de maximale schuifweerstand kan worden gerekend met de hoek van inwendige wrijving en/of de cohesie in de grond en de trekkracht uit het geotextiel/grid op de plaats waar dit wordt doorsneden. Uit de berekening volgt welke kracht F nodig is om afschuiven te voorkomen. De benodigde trekkracht in het geotextiel/grid is gelijk aan $F/\cos\delta$, waarbij δ de hoek is tussen de glijcirkel en het geotextiel/grid. De kracht in het geotextiel/grid moet door wrijving kunnen worden overgedragen aan het achterliggende grondmassief. Een geotextiel moet relatief grote vervormingen ondergaan, oplopend tot 10 à 20%, voor dat de volledige sterkte tot ontwikkeling komt. In een ophoging is echter geen grote vervorming toelaatbaar. Om die reden moeten beperkingen worden gesteld aan de op te nemen krachten door het geotextiel. Voor een geogrid geldt dezelfde overweging, echter een grid is stijver en zal dus minder vervorming moeten ondergaan om zijn krachten te kunnen leveren (figuur 22).

Deformaties rondom het snijpunt van glijcirkel en geotextiel moeten beperkt blijven tot 1 à 2 cm, dus per zijde van het snijpunt 0,5 à 1 cm. De lengte L waarover het geotextiel/grid zijn krachten aan de grond overdraagt kan worden berekend uit:

$$L = \frac{F/\cos\delta}{\sigma_{kv} \tan\phi} [m]$$

De wrijving van het geotextiel en de grond is in dit geval gelijk aan $\sigma_{kv} \tan \phi$ (aan boven- en onderzijde van het geotextiel).

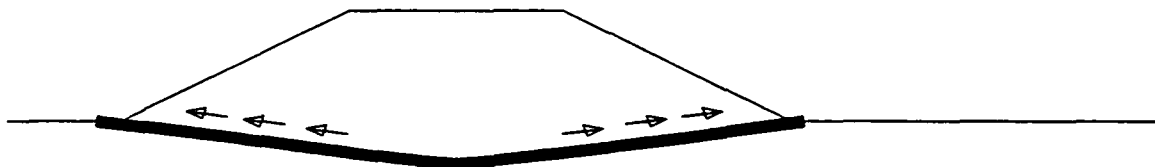
De rek die optreedt is $(0,005 \text{ à } 0,001) / L * 100 \%$
Aan de hand van de berekende rek en de benodigde trekkracht kan een geotextiel of geogrid worden gekozen dat dit kan leveren.



Figuur 22.

* beperken horizontale deformaties;

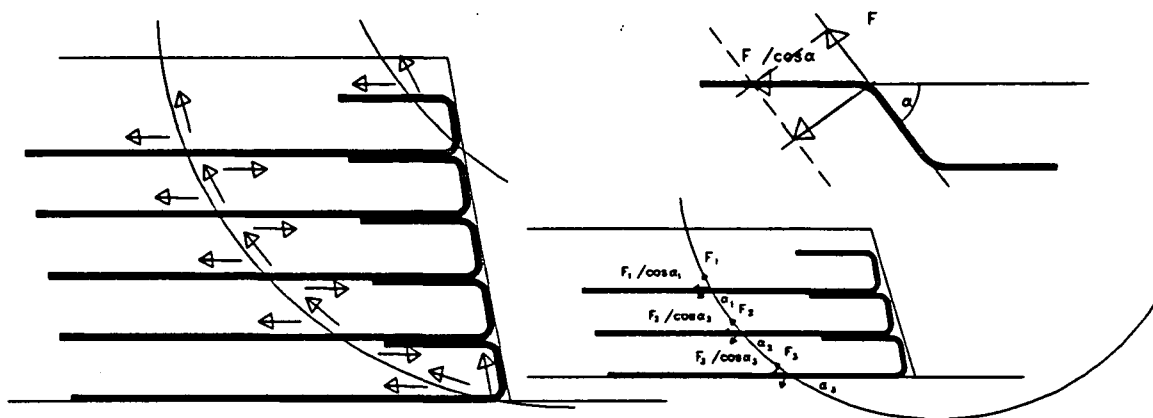
Een ophoging op een slappe ondergrond zal niet alleen verticale deformaties ondergaan, maar zal ook horizontaal willen deformeren (figuur 29). Het geotextiel/grid onder de ophoging zal hierdoor onder trek komen te staan. De trek in het geotextiel/grid hangt samen met de grootte van de deformaties en de wrijving tussen grond en geotextiel/grid. Voor een berekening van de maximale trekkracht in het geotextiel/grid en de te verwachten deformaties zijn berekeningen met een elementenmodel noodzakelijk.



Figuur 23.

Een geotextiel/grid onder een ophoging op een slappe ondergrond zal in het algemeen in de bouwfase worden gebruikt. De ondergrond is dan nog onvoldoende geconsolideerd en de benodigde weerstand tegen afschuiven is dan nog te laag. Na verloop van tijd zal door consolidatie de sterkte in de ondergrond toenemen en verliest het geotextiel/grid zijn functie. Veroudering van het geotextiel/grid is onder die omstandigheden toelaatbaar. Er is in Nederland geen ervaring met toepassing van geotextielen onder een ophoging waarbij het geotextiel blijvend een functie vervult. De onzekerheid over de levensduur speelt daarbij een rol.

Bij het gebruik van geotextielen of geogrids om een steile wand op te bouwen geldt tevens nog dat de wand stabiel moet zijn. Om dat te bereiken moet de onderlinge afstand tussen de geotextielen/grids voldoende klein zijn en moet voldoende verankeringslengte aanwezig zijn. Een aantal mogelijke glijcirkels is te zien in figuur 24. De uitwerking van de berekening van benodigde verankeringslengte en de afstand tussen de verschillende lagen is uitgewerkt in lit [7].



Figuur 24.

5.2.2.2 Zand-garen composities

Bij de berekening van zand-garen composities moeten de volgende aspecten worden bekeken:

- * stabiliteit "zand-garen" muur;

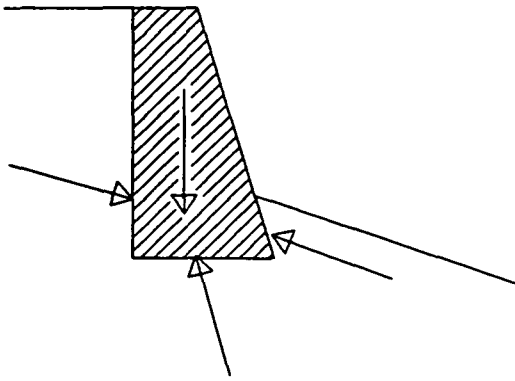
De wand van zand-garen wordt als een stijf geheel beschouwd. De wand ondervindt een belasting vanuit het achterliggende zandpakket die moet worden overgebracht naar de ondergrond. Het evenwicht volgt uit een eenvoudige keermuur berekening. Een schema van de op de wand werkende krachten is te zien in figuur 25a. De passieve gronddruk aan de voorzijde van de wand wordt veiligheidshalve niet meegenomen in de berekening.

- * interne stabiliteit zand-garen wand

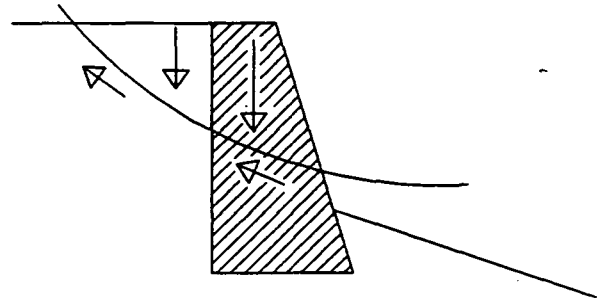
De wand mag niet afschuiven langs een vlak door de wand. Dit kan worden gecontroleerd met een stabiliteitsberekening waarbij het schuifvlak door de wand loopt. Voor de maximale schuifweerstand kan worden gerekend met de hoek van inwendige wrijving van het zand en de schijnbare cohesie van het zand-garenmengsel. Belangrijk is rekening te houden met de richting van het schuifvlak ten opzichte van het horizontale vlak (zie figuur 25b).

* macrostabiliteit dijklichaam

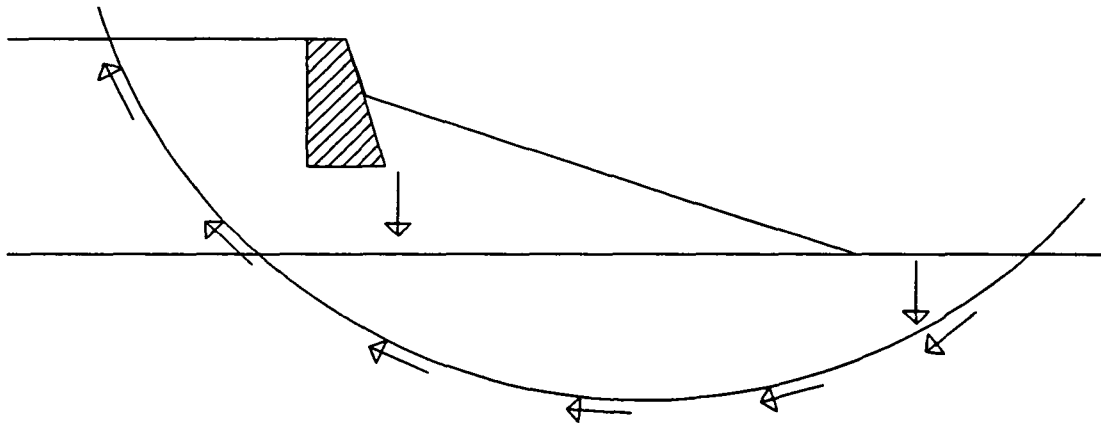
Uiteindelijk moet de dijk ook voldoen aan de macrostabiliteit. Dit kan worden gecontroleerd met een gangbare glijvlakberekening. Alleen bij een schuifvlak dat door de zand-garen wand gaat levert de zand-garen wand een bijdrage aan de macrostabiliteit (figuur 25c).



figuur 25a



figuur 25b



figuur 25c

Figuur 25.

5.2.3 Uitvoeringsmethoden

5.2.3.1 Geotextielen/grids

Bij toepassing van een geotextiel/grid als wapeningsconstructie onder een ophoging op een slecht draagkrachtige ondergrond moet eerst het textiel/grid worden uitgerold. Het wordt vaak aangevoerd in rollen met een lengte van 50 tot 200 meter en breedtes van circa 5 meter. Op de lassen worden de geotextielen/grids met een ruime overlap gelegd. De overlap moet net zo groot zijn als de benodigde verankeringslengte behorend bij de ontwerptrekkraft in het geotextiel/grid in een richting loodrecht op de richting van de las. Over het uitgerolde geotextiel/grid wordt voorzichtig een eerste laag zand uitgereden. Voordat deze laag is aangebracht kan er niet met voertuigen over het textiel worden gereden. De eerste laag dient om het materiaal te verankeren. Rijden er daarna voertuigen over de laag zand met geotextiel, dan kan het geotextiel zijn krachten kwijt door wrijving tussen textiel en de erboven liggende zandlaag.

Op grond van berekeningen kan een ophoogschema worden vastgesteld voor het ophogen op het geotextiel. Dit komt overeen met de gebruikelijke werkwijze van ophogen op slecht draagkrachtige ondergrond, alleen de grootte van de slagen of de tijd tussen de slagen zal afwijken. De wijze van aanbrengen en de eisen ten aanzien van verdichten blijven gelijk.

Bij het maken van steile taluds met behulp van geotextielen grids wijkt de werkwijze af. Aan de taludzijde wordt eerst een hulp ondersteuningsconstructie geplaatst. Het doek wordt uitgerold over de bodem en over de hulpconstructie. De eerste laag zand wordt aangebracht en verdicht. Het zand sluit aan tot aan de hulpconstructie met geotextiel/grid. Vervolgens wordt het textiel/grid teruggeslagen over de reeds aangebracht laag en kan de volgende laag worden aangebracht. De volgende laag moet zorgdragen voor de verankering van de voorgaande laag. Na het opbouwen van het talud kan de hulpconstructie worden verwijderd.

Om weersinvloeden en mechanische beschadigingen te voorkomen zal het talud moeten worden afgedekt met bijvoorbeeld gestapelde graszoden of een steenachtige bekleding.

5.2.3.2 Zand-garen composities

De composietwand bestaat uit een vermenging van synthetische polyester garens met zand. De vermenging vindt plaats door het uitstrooien van zand vanaf een lopende band, terwijl gelijktijd met behulp van waterdruk via een aantal spuitmonden garen met hoge snelheid wordt "afgeschoten". De spuitmonden maken daarbij een sinusvormige beweging waardoor het garen verstrengd in het zandpakket wordt opgenomen. Per laag van circa 0.30 m moet het mengsel worden verdicht om optimale eigenschappen te verkrijgen. Voor het aanbrengen van grote hoeveelheden zijn machines beschikbaar die werken met tien spuitmonden en een produktie van circa 150 m³ per dag. Voor moeilijk

bereikbare plaatsen en kleine hoeveelheden is een handapparaat met 4 spuitmonden beschikbaar. De produktie van het handapparaat bedraagt circa 25 m³ per dag.

Afhankelijk van de plaats in het dijkprofiel moet de ruimte tussen het bestaande profiel en de composiet wand worden aangevuld of moet het bestaande profiel onder de gewenste helling worden afgegraven. Bij het afgraven zal rekening moeten worden gehouden met de stabiliteit van het achterliggende profiel gedurende de constructieperiode.

Toepassing van garens beperkt de mogelijkheid kabels en leidingen aan te leggen en te laten kruisen met de composiet wand. Het is mogelijk kabels en leidingen in te bedden in het mengsel, maar reparatie van kabels en leidingen wordt vervolgens lastig. Overwogen moet worden mantelbuizen aan te leggen, mits dit toelaatbaar is in verband met de waterkerende functie.

5.2.4 Beheer, monitoring en onderhoud

5.2.4.1 Geotextielen/grids

Een geotextiel/grid dat is toegepast onder een ophoging op een slappe ondergrond vereist geen beheer of onderhoud. De monitoring kan beperkt blijven tot het waarnemen van de afname van de wateroverspanning onder de ophoging en de daarbij optredende deformaties. Afwijkingen van de voorspelling moeten een aanwijzing zijn voor de kans op bezwijken bij extreme belastingen.

5.2.4.2 Zand-garen composities

Zand-garen composities worden aan het oppervlak gebruikt en zijn dus eenvoudig te inspecteren. Bij inspectie vallen mechanische aantastingen te controleren. Verlies aan sterkte door inwerking van chemicaliën of door blootstelling aan de lucht kan alleen worden vastgesteld aan de hand van proeven. Voor dit doel moet een extra stuk zand-garencompositie worden gemaakt naast de dijk. Delen hiervan moeten met tussentijden van vijf of tien jaar worden beproefd.

Begroeiing is op zeer steile taluds niet eenvoudig te onderhouden. Voor dit onderwerp wordt verwezen naar (deel steile taluds)

5.3 Stabilisaties

In beschouwing worden genomen de stabilisaties van klei en zand.

* kleistabilisaties

Een traditionele manier om klei te verstevigen is de toevoeging van kalk. De resultaten van de versteviging zijn wisselend. Het blijkt dat in kleigronden met een hoog watergehalte de resultaten sterk teruglopen als er organisch materiaal in de klei aanwezig is (zie lit [13] met resultaten uit Japan). Het verhardingsproces wordt beïnvloed door de in het organisch materiaal aanwezige zuren en door de samenstelling van het poriënwater. Als alternatief kan een mengsel van kalk en cement of kalk en gips dan wel cement en gips worden toegepast.

In Nederlandse omstandigheden hebben we meestal te maken met organische stof in de klei en met veen tussen de kleilagen. De organische stof en het veen bevatten wisselende hoeveelheden aan zuren en zullen dus ook verschillend reageren op toevoeging van kalk, cement of gips.

In Nederland zijn op beperkte schaal proeven gedaan die het beeld ondersteunen. Een zinvolle toepassing van kleistabilisatie kan niet worden overwogen zonder een uitgebreide serie proeven vooraf.

* zand-cement stabilisaties

Zand cement stabilisatie vormt een stijf materiaal. Het materiaal is niet in staat vervormingen van de ondergrond te volgen. Er zullen dus voorzieningen moeten worden getroffen om onderloopsheid en uitspoeling te voorkomen.

De gemiddelde waarde van een aantal eigenschappen is vermeld in tabel 6.

Tabel 6 Eigenschappen zand cement

cementgehalte	8-10 [gew %] 140-160 [kg/m ³]
volumegewicht	1700-1900 [kg/m ³]
buigtreksterkte (28 dagen)	1-2 [MPa]
druksterkte (28 dagen)	4-8 [MPa]
dynamische E modulus (28 dagen)	10.000-20.000 [MPa]

De beste manier om scheurvorming te voorkomen of te beperken is het gebruik van een goed gegradeerd zand, toepassing van laagdiktes van maximaal 0,40 m, een schraal mengsel en het voorkomen van uitdrogen van het zand cement mengsel door besproeiing met een bitumenemulsie.

Een nadere uitwerking van de eigenschappen van zand cement is te vinden in lit [8].

6. TOEPASSEN AANGEPAST MATERIAAL BIJ UITBREIDING DIJKPROFIEL

Bij verbreding of verhoging van een dijk zal de keuze voor een ander materiaal minder gevolgen hebben dan in het geval dat het bestaande dijkmateriaal moet worden vervangen. Bij verbreding of verhoging wordt het bestaande profiel in ieder geval gewijzigd. Wel kan de keuze van het toe te passen materiaal van belang zijn om de gevolgen voor natuur, landschap en bebouwing zo klein mogelijk te houden. Verder kan in deze situatie gebruik worden gemaakt van de reeds bestaande dijk om aan een deel van de criteria te voldoen.

De toepassing van klassieke materialen in de dijksbouw zoals zand en klei wordt hier niet in beschouwing genomen. De volgende toe te passen materialen en technieken, conform de selectietabel van hoofdstuk 4 zullen worden behandeld:

- * lichte materialen
- * kunststoffen
- * stabilisatie
- * verzwaarde berm.

Per groep van materialen en/of technieken zal worden aangegeven:

- een overzicht en beschrijving
- berekeningsmethoden/ontwerp voor de in de selectietabel van hoofdstuk 4 aangegeven uit te werken technieken. Vermeld wordt op welke wijze de technieken kunnen worden berekend en met welke randvoorwaarden moet worden gerekend. Daarbij is alleen aandacht besteed aan de mechanismen en aspecten die voor de betreffende techniek in het bijzonder van belang zijn. De andere aspecten voor het ontwerp van de dijk worden daarbij buiten beschouwing gelaten.
- Uitvoeringsmethoden van de in de tabel van hoofdstuk 4 geselecteerde uit te werken technieken.
- Beheer, monitoring en onderhoud van de in de genoemde tabel van hoofdstuk 4 geselecteerde technieken.

6.1 Lichte materialen

6.1.1 Overzicht en beschrijving

Verwezen wordt naar paragraaf 5.1.1.

6.1.2 Berekeningsmethode/ontwerp

6.1.2.1 Geëxpandeerd kleikorrels

Voor berekeningsmethoden en uitgangspunten wordt verwezen naar paragraaf 5.1.2.1.

6.1.2.2 Schuimbeton

Voor berekeningsmethoden en uitgangspunten wordt verwezen naar paragraaf 5.1.2.2.

6.1.3 Uitvoeringsmethoden

De uitvoeringsaspecten die in paragraaf 2.1 aan de orde geweest zijn gelden op dezelfde wijze voor het geval de dijk wordt verbreedt of opgehoogd.

6.1.3.1 Geëxpandeerde kleikorrels

Voor de uitvoeringsaspecten wordt verwezen naar paragraaf 5.1.3.1.

6.1.3.2 Schuimbeton

Voor de uitvoeringsaspecten wordt verwezen naar paragraaf 5.1.3.2.

6.1.4 Beheer, monitoring en onderhoud

6.1.4.1 Geëxpandeerde kleikorrels

Voor de aandachtspunten met betrekking tot beheer, monitoring en onderhoud wordt verwezen naar paragraaf 5.1.4.1.

6.1.4.2 Schuimbeton

Voor de aandachtspunten met betrekking tot beheer, monitoring en onderhoud wordt verwezen naar paragraaf 5.1.4.2.

6.2 Kunststoffen

6.2.1 Overzicht en beschrijving

Hiervoor wordt verwezen naar paragraaf 5.2.1.

6.2.2 Berekeningsmethoden/ontwerp

6.2.2.1 Geotextielen/geogrids

Voor berekeningsmethoden en uitgangspunten wordt verwezen naar paragraaf 5.2.2.1.

6.2.2.2 Zand-garen composities

Voor berekeningsmethoden en uitgangspunten wordt verwezen naar paragraaf 5.2.2.2.

6.2.3 Uitvoeringsmethoden

De uitvoeringsaspecten die in paragraaf 2.1 aan de orde zijn geweest, gelden op dezelfde wijze voor het geval de dijk wordt verbreed of opgehoogd.

6.2.3.1 Geotextielen/grids

Voor de uitvoeringsaspecten wordt verwezen naar paragraaf 5.2.3.1.

6.2.3.2 Zand-garen composities

Voor de uitvoeringsaspecten wordt verwezen naar paragraaf 5.2.3.2.

6.2.4 Beheer, monitoring en onderhoud

6.2.4.1 Geotextielen/geogrids

Voor de aandachtspunten met betrekking tot beheer, monitoring en onderhoud wordt verwezen naar paragraaf 5.2.4.1.

6.2.4.2 Zand-garen composities

Voor de aandachtspunten met betrekking tot beheer, monitoring en onderhoud wordt verwezen naar paragraaf 5.2.4.2.

6.3 Stabilisaties

Hiervoor kan worden verwezen naar hoofdstuk 5.3.

6.4 Verzwaarde berm

6.4.1 Berekeningsmethode/ontwerp

Een verzwaarde berm heeft als functie de korrelspanning in het onderliggende grondpakket te verhogen en een bijdrage te leveren aan het tegenwerkend moment bij de berekening van de stabiliteit. Door de verzwaarde berm wordt de macrostabiliteit van de dijk als geheel verbeterd en wordt tegenwicht gegeven aan het mogelijk opdrijven van klei- en veenpakket achter de dijk bij hoge waterstanden.

Het benodigde gewicht en daarmee de benodigde dikte van de verzwaarde berm kan worden ontleend aan een stabiliteitsberekening volgens bijvoorbeeld de methode Bishop. Bij ingraven van de berm moet het gewicht van de ontgraven grond in mindering worden gebracht.

6.4.2 Uitvoeringsmethoden

Bij de aanleg van een verzwaarde berm zal een cunet worden gegraven. Dit zal buiten het seizoen met hoge rivierstanden moeten gebeuren omdat in die fase het risico van opbarsten en/of stabiliteitsverlies extra groot is. Onder de berm zal een waterdichte folie worden aangebracht, die goed moet aansluiten op de kleilaag in de dijk en aan de kleilaag achter de dijk. Vooraf worden eventueel kruisende kabels en leidingen voorzien van een mantelbuis. Bij de uitvoering moet er op worden gelet dat de folie niet wordt beschadigd. Daarom zal op de folie eerst een bescherm laag moeten worden aangebracht in de vorm van een laag zand of een werkvloer van beton. Op die laag kan de werkelijke berm worden aangelegd, hetzij in de vorm van het plaatsen van prefab elementen, hetzij direct in het werk aangebracht.

6.4.3 Beheer, monitoring en onderhoud

Een verzwaarde berm, opgebouwd uit beton met toeslagmaterialen zal weinig onderhoud vragen. De dikte is bepaald door het benodigde gewicht en niet kritisch ten aanzien van de sterkte.

7. BEINVLOEDING STIJGHOOGTE EN STROMING VAN GRONDWATER

7.1 Filterconstructies

7.1.1 Omschrijving en ontwerp

Bij een filterconstructie zal in de eerste plaats moeten worden nagegaan hoe de stroming van het grondwater en het verloop van grondwaterspiegel en stijghoogte van het grondwater in de watervoerende lagen zal veranderen.

Met de veranderde stijghoogtes en grondwaterstanden kan een stabiliteitsberekening worden uitgevoerd. Het verschil stijghoogte kan worden gebruikt voor een piping berekening. Daarvoor kan de methode van Bligh en Lane of de methode van Sellmeijer worden gebruikt.

Bij een goed werkend filter zal de stijghoogte ter plaatse van het filter gelijk zijn aan de hoogteligging van het filter of gelijk aan de afstroomhoogte van het water uit het filter. De hoogste van deze twee waarden zal gelden.

Bij een filter aan de teen van een dijk met een homogeen waterdoorlatende dijk zal de grondwaterspiegel nagenoeg rechtlijnig verlopen tussen de waterspiegel bij het intreepunt en de hoogte van het filter of het uitstroompunt van het filter.

Betreft het een diepgelegen filter dan zal de stijghoogte in de watervoerende laag op dezelfde wijze verlopen.

De stroming, en daarmee de hoeveelheid door het filter af te voeren grondwater hangt samen met het verschil in stijghoogte tussen het intreepunt en de plaats van het filter en met de doorlatendheid van het tussenliggende grondpakket.

Als onder de rivierbodem een afsluitende kleilaag aanwezig is kan de toevoer van water te klein zijn en kan de druk onder de kleilaag in het watervoerende pakket afnemen.

Het debiet volgt uit de wet van Darcy, $Q = k * i * D$ [m^2/s]

Filterconstructies dienen het water door te laten en materiaaltransport te voorkomen. Er bestaan een aantal vormen van filters, die hieronder worden genoemd met inbegrip van de ontwerpeisen voor deze filtersoorten.

* kunststof weefsels en vliezen

De weefsels en vliezen laten het water vrij passeren, maar zijn in staat om materiaaltransport te verhinderen. De grootte van de openingen in het geotextiel bepalen welke grondsoort met het textiel kan worden tegen gehouden. De eisen die aan een geotextiel moeten worden gesteld om materiaaltransport te voorkomen zijn vermeld in tabel 8. Criteria voor uniforme zandsoorten zijn vermeld in lit [14].

Naast het verhinderen van materiaaltransport moet het geotextiel wel het water doorlaten. Om verstopping door dichtslibben, het dichtgroeien door organismen of de afzetting van in het water opgeloste bestanddelen gelden de onderstaande criteria (tabel 9).

Tabel 9 Criteria voor geotextielen ter voorkoming van clogging

$O_{90} / D_{85} \approx 1$ bij een regelmatige korrelverdeling en $C_u < 6$ kPa;
$O_{90} / D_{50} \approx 1$ bij een regelmatige korrelverdeling en $C_u > 6$ kPa;
$O_{90} / D_{30} \approx 1$ bij een hol korrelverdelingsdiagram;
$O_{90} / D_f \approx 1$ voor korrelverdelingen met een ontbrekende fractie, waarbij D_f de korrelgrootte is aan de bovenzijde van de ontbrekende fractie;

* composietmaterialen

Bij composietmaterialen valt te denken aan bij voorbeeld drainagematten en drainagebuizen. Bij filtermatten wordt de filterwerking verzorgd door het vlies aan de buitenzijde, de matrasstructuur aan de binnenzijde zorgt voor de afvoer van het water. Bij drainagebuizen wordt de filterwerking ook uitgeoefend door het vlies aan de buitenzijde. De waterafvoer vindt hier plaats door de omhulling tussen vlies en buis naar de buis toe, en vervolgens verder door de buis.

* korrelvormig opgebouwde filters

Bij een filter opgebouwd uit korrelig materiaal zijn twee verschillende criteria te onderscheiden waaraan getoetst kan worden.

In de eerste plaats betreft dat de geometrische criteria, dat wil zeggen dat de grootte van de holle ruimte tussen de korrels van het filtermateriaal kleiner is dan de grootte van de korrels in het onderliggende materiaal. Dit criterium is een veilig criterium. Het criterium wordt uitgedrukt in de verhouding van korrelfracties van het filtermateriaal en het te beschermen materiaal. De aan te houden criteria zijn te vinden in lit [11].

In de tweede plaats betreft het de hydraulische criteria, dat wil zeggen de stromingsdruk moet zodanig klein zijn dat korels niet meegevoerd zullen worden. Dit criterium laat grotere verschillen toe dan op grond van de geometrische criteria kunnen worden bereikt. De criteria staan vermeld in lit [3].

7.1.2 Uitvoeringsmethoden

De maatregelen die in dit kader worden genomen, dienen vooral werkzaam te zijn bij tijden van hoge rivierstanden. In de tussenliggende perioden zullen ze niet werkzaam zijn of maar gedeeltelijk effect sorteren.

7.1.3 Beheer, monitoring en onderhoud

Een filter/drainconstructie die zo is aangelegd dat er een permanente stroming naar het filter zal optreden, ook in droge perioden, is eenvoudig te monitoren. Met behulp van peilbuizen kan de werking van het filter/drain worden gecontroleerd. Door regelmatig de peilbuizen op te nemen kan de vooraf vastgestelde grenswaarde worden gesignaleerd. Daarna zal het filter/drain moeten worden schoongemaakt.

Een filter/drain dat alleen bij hoge waterstanden moet functioneren zal mogelijk minder vervuilen, maar toch zal van tijd tot tijd de werkzaamheid moeten worden gecontroleerd. Dit kan bij voorbeeld door op een aantal punten water te infiltreren en op te vangen in het filter. Dit moet bij voorbeeld jaarlijks gebeuren. Na verloop van tijd is vast te stellen of deze frequentie kan worden verminderd.

Het schoonmaken van het filter/drain kan mechanisch, biologisch, en chemisch. Uit het oogpunt van betrouwbaarheid zal alleen de mechanische wijze van schoonmaken acceptabel zijn. Mechanisch schoonmaken houdt in:

- opzuigen slib;
- schoonspuiten oppervlak;
- omkeren stromingsrichting in het filter;
- vervangen oppervlakte laag;
- schoonborstelen filterwand;
- een combinatie van bovenstaande technieken.

Om het filter/drain te kunnen reinigen zal het wel toegankelijk moeten zijn, dus aan het oppervlak liggen of door middel van een centrale buis/drain vanaf een doorsteekpunt te bereiken.

7.2 Ontlastsloten

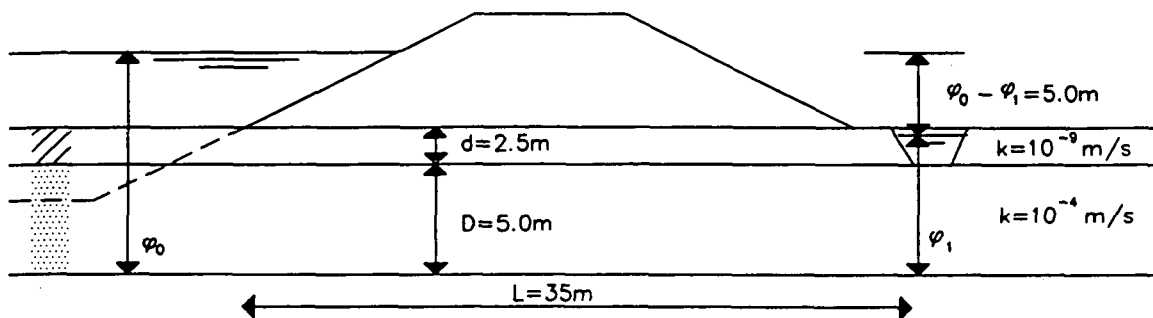
7.2.1 Omschrijving en ontwerp

Ontlastsloten of kwelsloten verlagen de stijghoogte achter en onder de dijk om de kans op het optreden van piping te verkleinen en tevens de macrostabiliteit te vergroten. Beide faalmechanismen, piping en macrostabiliteit zullen dus moeten worden getoetst.

Er zijn een aantal verschillende dwarsdoorsneden van rivierdijken mogelijk (figuur 26). Het betreft dijken die zijn aangelegd op een kleilaag met daaronder een watervoerende zandlaag. Per dwarsdoorsnede wordt aangegeven hoe de stijghoogte verloopt en hoe het bijbehorende debiet kan worden berekend. De formules zijn ontleend aan lit [20a].

- a- de rivier snijdt in tot in de zandlaag, de kwelsloot snijdt eveneens in tot in de zandlaag;

Bij een voldoende brede kwelsloot en doorlatende bodem zal de stijghoogte in de watervoerende nagenoeg rechtlijnig afnemen tussen het intreepunt en de kwelsloot. Het kweldebiet kan worden uitgerekend met de wet van Darcy (zie lit [20a] en paragraaf 6.3.1.) De stroming voldoet aan Darcy.



Figuur 26.

In dit voorbeeld is de hoeveelheid kwel bij de gegeven waterstanden $71,4 \cdot 10^{-6} \text{ m}^3/\text{s/m dijk}$.

In dit geval zal het potentiaalverschil ter plaatse van de slootbodem gering zijn. De stabiliteit van de slootbodem moet worden gecontroleerd op de hydraulische criteria. In de situatie van de kwelsloot vindt stroming plaats tegen de zwaartekracht in. Bij een verhang dat kleiner is dan 1 zal het materiaal reeds voldoende gewicht hebben om de stromingsdruk te weerstaan. Daarnaast moet uiteraard de kans op het optreden van piping worden gecontroleerd.

Voor kleibodems geldt dat een geometrisch filter om uitspoeling van kleideeltjes tegen te gaan niet kan worden verkregen met een geotextiel, de openingen in het geotextiel zijn daarvoor in de regel te groot. Bij gebruik van een granulair filter moet als eerste laag een fijn siltig materiaal worden aangebracht, waarop vervolgens zand en grover materiaal kan worden aangebracht.

- b- de rivier snijdt niet in tot in de zandlaag, de kwelsloot reikt ook niet tot in de zandlaag;

In dit geval is er geen verbinding tussen de watervoerende laag, de rivier en het polderpeil. Bij een verhoogde waterstand in de rivier zal de stijghoogte in de rivier gelijk worden aan de waterstand in de rivier. Deze druk neemt af met de afstand tot de rivier. De stijghoogte ter plaatse van de kwelsloot kan als volgt worden berekend (lit [20a]):

$$\varphi_L = \phi_o \cdot e^{-\frac{L}{\lambda}} \quad [m.w.k.]$$

Bij een slecht doorlatende kleilaag kan de stroming naar het watervoerend pakket worden belemmerd en kan daardoor de stijghoogte in de watervoerende laag onder de rivier enigszins afnemen

Uit de berekening van de stijghoogte ter plaatse van de kwelsloot kan worden gecontroleerd of er gevaar is voor opbarsten

van de slootbodem en in hoeverre de macrostabiliteit voldoende is. Blijkt er gevaar voor opbarsten dan moet de stijghoogte verder worden verlaagd door middel van het aanbrengen van een filter, een drain of het vervangen van de kleibodem onder de sloot door grof zand.

De hoeveelheid kwel kan worden berekend met de formule van Darcy met behulp van het potentiaalverschil en de doorlatendheid van de kleibodem.

c- de rivier snijdt in tot in de zandlaag, de kwelsloot reikt niet tot in de zandlaag;

Het verloop van de stijghoogte voor deze dwarsdoorsneden is gelijk aan het verloop dat is aangegeven onder punt b. De zandlaag wordt gevoed vanuit de rivier. Ook in dit geval moet worden gecontroleerd op het gevaar van opbarsten, en moet de macrostabiliteit de kans op het optreden van piping worden getoetst.

De eerste benadering van de stijghoogte onder de dijk en de te verwachten grondwaterstroming kan worden verbeterd door gebruikmaking van meer geavanceerde computerprogramma's voor grondwaterstroming.

7.2.2 Uitvoeringsmethoden

De maatregelen die in dit kader worden genomen, dienen vooral werkzaam te zijn bij tijden van hoge rivierstanden. In de tussenliggende perioden zullen ze niet werkzaam zijn of maar gedeeltelijk effect sorteren.

Ontlastsloten dienen om de grondwaterstand aan de achterzijde van de dijk te verlagen. Daarvoor moet op betrekkelijk korte afstand achter de dijk een sloot worden gegraven van voldoende breedte en diepte. Het effect op de heersende grondwaterstand kan tijdens de uitvoering met behulp van peilbuizen worden geregistreerd. Het verdient aanbeveling om voor het peil van de ontlastsloot geen peil lager dan het polderpeil te kiezen. Een lager peil moet immers door middel van pompen worden gehandhaafd. Dit betekent dat de pompen, ook als ze niet worden gebruikt, in goede conditie moeten worden gehouden. De eisen die aan een dergelijk systeem moeten worden gesteld worden aangegeven in hoofdstuk 9.

Als bij het ontwerp uitgegaan is van een ontlastsloot die tot in de watervoerende zandlaag reikt, dan moet bij de uitvoering worden gecontroleerd of hier op alle plaatsen aan is voldaan. Dit houdt in dat de sloot met enige overmaat zal worden gegraven.

In geval er een voorziening moet worden getroffen om piping en of wellen te voorkomen, dan zal de bodem en een deel van de taluds moeten worden afgedekt met een zanddicht vlies, afgedekt met grind of stenen. Het vlies moet voldoende ver langs het talud worden doorgezet of op voldoende hoogte in de berm ingelaten.

De kwelsloot moet zijn aangesloten op de afvoerwegen voor het water. Nagegaan moet worden of bij een groot aanbod uit de kwelsloot niet teveel stuwing zal optreden in de achterliggende afvoersloten en kanalen.

Het graven van de sloot zal plaatsvinden met hydraulische kranen. Tijdens de aanleg zal in eerste instantie een ruimer profiel moeten worden ontgraven als er een vlies moet worden ingegraven en afgedekt met steenslag. Het graven veroorzaakt overlast, de grond moet worden afgevoerd over de weg, en een aantal inritten zal moeten worden doorgraven en voorzien van duikers. Mogelijk moeten kabels en leidingen worden verlegd en opnieuw aangesloten.

7.2.3 Beheer, monitoring en onderhoud

Het beheer van ontlastsloten moet voorzien in het regelmatig schoonmaken van de sloot. Het schoonmaken moet ook inhouden het verwijderen van neergeslagen slib op de bodem of op een op de bodem opgebouwde filterconstructie.

7.3 Kwelschermen

7.3.1 Omschrijving en ontwerp

Een lang kwelscherm reikt tot in de kleilaag onder de watervoerende laag. Daarmee wordt stroming vanuit de watervoerende zandlaag onder de rivier onmogelijk gemaakt. Achter het kwelscherm zal de stijghoogte nagenoeg gelijk zijn aan de stijghoogte in de polder.

Bij een kort kwelscherm, dat is een scherm dat niet reikt tot aan de onderzijde van de watervoerende laag zal het gevolg zijn dat de lengte L toeneemt. Op dezelfde plaats achter de dijk zal daardoor de stijghoogte afnemen.

Bij toepassing van een kwelscherm moet worden getoetst op opbarsten van de kleilaag, macro stabiliteit en de kans op het optreden van piping.

7.3.2 Uitvoeringsmethoden

Kwelschermen kunnen worden uitgevoerd in hout, staal, beton of kunststof. Al naar gelang de lengte en het type schermwand zijn zwaardere machines nodig om de schermen te plaatsen. Aangezien de schermen met name de watervoerende zandlaag moeten afsluiten kunnen ze niet eenvoudig met een hydraulische kraan worden weggedrukt, zoals dat soms gebeurt in klei en veenlagen. Ook de zwaardere systemen om damwanden in de grond te "trekken" leveren vaak problemen op omdat in oude dijken nogal eens puin voorkomt. Voor alle schermen, behalve de kunststof schermen betekent dit dat er moet worden geheid of getrild. Heien veroorzaakt hinder in de vorm van geluidsoverlast en voelbare trillingen. Bij zwaar heien in de nabijheid van kwetsbare panden kan eveneens schade ontstaan. Als alternatief kan een wand worden ingetrild. Wanneer dit gebeurt met een hoogfrequent trilblok is de overlast beperkt en kan schade

in het algemeen worden voorkomen.

Voor het heien of intrillen van damwand is werkbreedte vereist voor de heimachine of de kraan met trilblok en aggregaat en voor de aanvoer van schermen. Bij plaatsing aan de voet van de dijk aan de rivierzijde moet rekening worden gehouden met slechte toegankelijkheid en obstakels.

Kunststof schermen, bestaande uit folies of kunststof profielen bezitten in het algemeen onvoldoende stijfheid om te worden ingetrild of geheid. Er moet dus eerst een sleuf worden gegraven, die zonodig met een steunvloeistof open wordt gehouden en waarin het scherm kan worden geplaatst. Tot dieptes van maximaal 5 m kan ook een sleuf worden gegraven met een zogenaamde draineermachine. De sleuf wordt in dat geval over korte lengte open gehouden door middel van een tweetal stalen platen aan de achterzijde van de machine. Na het aanbrengen van de schermen kan de sleuf worden dichtgeschoven. Het scherm moet dan wel zoveel stijfheid hebben dat het niet door de in de sleuf zakkende grond wordt meegetrokken naar beneden.

7.3.3 Beheer, monitoring en onderhoud

Een kwelscherm kan alleen aan de bovenzijde worden geïnspecteerd. Zonodig kunnen gordingen aan de bovenzijde worden vervangen. Controle op mogelijke aantasting kan worden verkregen door het trekken van een eventueel speciaal voor dit doel extra geplaatst scherm. De waterafdichting kan worden gecontroleerd met behulp van peilbuizen. Deze zullen met name bij hoge rivierstanden moeten worden afgelezen.

7.4 Scherm in dijk

Daar hierbij veelal gebruik wordt gemaakt van cement-bentoniet slurry volgt hieronder een beschrijving van genoemd materiaal.

De cement-bentoniet slurry is heden ten dage sterk aan verandering onderhevig. Door toenemende eisen ten aanzien van mogelijke schade aan het milieu wordt gezocht naar steeds milieuvriendelijker materialen. Het lijkt daarom niet zinvol hier mengsels voor te schrijven.

De mengsels die worden voorgesteld zullen moeten voldoen aan eisen ten aanzien van:

- waterdoorlatendheid
- stijfheid
- duurzaamheid
- verandering van eigenschappen in de tijd
- milieu-effecten
- soortelijk gewicht.

De huidige slurry's bestaan uit bentoniet, cement, plastificeerders en verhardingsvertragers. De uiteindelijke samenstelling hangt daarnaast nog af van de grondsoort waarin de slurry zal worden toegepast. Zo heeft veen met de daarin aanwezige veenzuren een sterk negatieve invloed op de verharding van cement. Kontakten van een schermwand met veenlagen dienen

daarom zoveel mogelijk te worden voorkomen.

7.4.1 Omschrijving en ontwerp

Afscherming door middel van een folie, kunststofscherp of klei/bentoniet wand vermindert de stroming door het dijklichaam zelf aanzienlijk.

Bij toepassing van een scherm in de dijk moet worden berekend hoeveel water nog door het scherm kan stromen en wat de daarbij behorende grondwaterstand in de dijk wordt. Daarmee kan de micro stabiliteit worden getoetst.

Bij het ontwerp moet worden nagegaan of de sleuf tijdens de uitvoering en in de eindsituatie voldoende stabiel is. De onderstaande bezwijkcriteria moeten worden beschouwd.

* micro-stabiliteit

Bij het graven van een sleuf wordt de sleuf gevuld gehouden met steunvloeistof. Op het grensvlak tussen de steunvloeistof en de omringende grond zal water uit de steunvloeistof wegstromen. Er vormt zich een filterkoek van opgestijfd materiaal op de wand. De filterkoek moet er voor zorgen dat geen korrels uit de wand loskomen en dat de vloeistofdruk in de steunvloeistof als horizontale gronddruk op de omringende grond wordt overgebracht.

In niet cohesieve gronden kan de stabiliteit van korrels in de wand worden berekend met DIN 4126, lit [8], of volgens de methode van Huder lit [10].

In grindlagen blijkt het niet mogelijk met een filterkoek het uitvallen van steentjes uit de wand te voorkomen. Wel kan worden aangegeven met behulp van lit [10] welke helling in de grindlaag zal ontstaan. Als de grindlaag niet te dik is zullen de lagen erboven in stand blijven.

* macro-stabiliteit

Bij het ontgraven moet men onderscheid maken in het ontgraven in panelen, waarbij steeds over een beperkte lengte een sleuf wordt gegraven en een lengte van iets minder dan een paneellengte wordt overgeslagen. Na het opvullen met cement/bentoniet en het opstijven van de slurry worden de tussen liggende panelen uitgegraven en gevuld. Door de beperkte lengte van de sleuf kan worden gerekend met silowerking, waardoor de benodigde horizontale druk wordt gereduceerd.

De (eventueel gereduceerde) horizontale gronddruk moet kleiner zijn dan de vloeistofdruk van de steunvloeistof.

In tabel 10 volgen een aantal berekeningsmethoden met de grondsoorten of randvoorwaarden waarvoor ze geldig zijn en met de literatuurverwijzing naar de methode. Dit overzicht is ontleend aan een intern rapport van GD. Binnenkort zal een CUR studie over dit onderwerp verschijnen.

Tabel 10 Berekeningsmethoden macrostabiliteit slurry wanden

Methode	litera- tuur	grond- soort H=homog. G=gela- agd	D=gedr- ain. O=onged- raineerd	type wand P=paneel D=doorg.	bovenbe- lasting
Huder	[10]	H zand	D	P/D	nee
Schnee- beli	[18]	H zand H klei	D D	P/D P/D	nee ja
Kowalew- ski	[15], [- 17]	H zand- /klei	D	P/D	gelijkm.
DIN 4126	[8]	G zand- /klei	D	P/D	ja
Prater	[16]	H zand- /klei	D/O	P/D	ja
Aas	[1]	H klei	O	P/D	nee
Cullmann	[19]	G zand- /klei	D	P*/D	ja
actieve grond- druk	[9a]	H klei H zand	O D	P*/D	ja
E.E.M.		G zand- /klei	D/O	P*/D	ja

Bij een aantal methoden wordt gerekend met een doorgaande sleuf en kan met behulp van een reductie op de berekende horizontale gronddruk het effect van de boogwerking bij een kort paneel in rekening worden gebracht.

De cement-bentoniet slurry verkrijgt na verloop van tijd steeds meer inwendige schuifsterkte. Bij de beoordeling van de macro stabiliteit geldt echter de laagste waarde, dit is de waarde van een geroerde slurry. De inwendige wrijving is in die situatie dermate laag dat ze gemakkelijk kan worden verwaarloosd.

7.4.2 Uitvoeringsmethoden

Voordat een scherm in de dijk kan worden aangebracht zal eerst een sleuf moeten worden gegraven tot aan de gewenste diepte. Voor het graven van de sleuf moeten kruisende kabels en leidingen zijn omgelegd. Zonodig kunnen een beperkt aantal kruisingen worden gerealiseerd.

Voor het graven van de sleuf zijn omvangrijke graafmachines nodig. De uitkomende grond moet worden afgevoerd met vrachtauto's. De sleuf zal met behulp van slurry of steunvloeistof moeten worden opgehouden tot het scherm is aangebracht. Bestaat het scherm uit één of andere opstijvende klei/bentoniet/cement slurry dan kan na aanvullen en opstijven de dijk worden afgewerkt. In alle andere gevallen moet de steunvloeistof worden vervangen, teruggepompt en behandeld. Dit vereist aanzienlijke ruimte, grote hoeveelheden proceswater en een grote overlast voor de aangrenzende woningen.

De kwaliteit van de steunvloeistof, het materiaal van het uiteindelijke scherm en het open blijven van de sleuf en de aansluiting aan de afsluitende bodemlaag vereist een voortdurende controle van het proces.

7.4.3 Beheer, monitoring en onderhoud

Een scherm in de dijk is slecht toegankelijk. Onderhoud is om die reden niet mogelijk.

Controle op de waterdichtheid moet ook in perioden met relatief lage waterstanden mogelijk zijn. Een mogelijkheid daartoe is het plaatsen van geperforeerde buizen in een cement/bentonietwand. De buizen moeten worden gevuld met water. De snelheid waarmee het water uit deze buizen kan wegstromen is een maat voor de doorlatendheid van de wand. Toepassing van deze techniek vraagt aanvullende studie. Daaruit moeten gegevens volgen over diameter, traject waarover geïnfiltreerd moet worden, hart op hart afstand en frequentie van beproeven.

Bij een folie of kunststof schermwand is deze controle niet mogelijk. Om veiligheidsredenen zal men bij die constructies vaak kiezen voor verdubbeling van de folie. De controle op waterdichtheid kan dan worden uitgevoerd door het vullen met water van de ruimte tussen de beide folies. Ook hier geldt dat aanvullende studies of proeven nodig zijn voor een goede dimensionering van dit systeem.

8. EROSIEBESCHERMING

8.1 Gewapende grasmatt

8.1.1 Omschrijving en ontwerp

Een grasmatt bestaat uit losse graspollen die door hun wortelstelsel met elkaar en met de ondergrond zijn verbonden. De verankering kan worden versterkt door toepassing van een samenhangende matt van kunststof zoals geotextielen/grids.

Voor een overzicht en beschrijving van geotextielen/grids wordt verwezen naar paragraaf 5.2.1.

Belangrijk bij de keuze van het geotextiel/grid is de mate van openheid in verband met het vasthouden van grond, de mogelijkheid van doorgroei en de verouderingskarakteristieken bij het aan de lucht blootstellen van het geotextiel/grid. De gewapende grasmatt wordt niet ontworpen op sterkte.

Afhankelijk van het toekomstig gebruik van de grasmatt kan worden gerekend naar de benodigde sterkte. De matt of het grid kan worden ontworpen op belasting door vee, zoals koeien of schapen, en het berijden door landbouwvoertuigen. Voor controle van de sterkte wordt verwezen naar lit []. Afhankelijk van de diepte tot waar een voertuig of dierenpoot wegzakt moet door het geotextiel/grid verankeringskrachten worden geleverd. Deze worden bij een gewapende grasmatt geleverd door de wortels van het doorgroeiende gras.

8.1.2 Uitvoeringsmethoden

Direct na het inzaaien van het grasmengsel kan het geotextiel/grid over het maaiveld worden uitgerold en vastgezet met pennen in de grond. Het geotextiel/grid moet met een overlap worden uitgelegd om ter plaatse van de naad voldoende verankeringslengte te verkrijgen.

8.1.3 Beheer, monitoring en onderhoud

Het onderhoud van een gewapende grasmatt bestaat uit het maaien van de grasmatt en het verwijderen van het maaisel. Om beschadiging van de wapening te voorkomen zal niet al te kort kunnen worden gemaaid. Ook de wijze van het verwijderen van het gemaaide gras stelt eisen aan de werktuigen waarmee deze werkzaamheden zullen worden uitgevoerd. (Zie rapportage over steile taluds).

Controle van de gewapende grasmatt bestaat uit visuele inspectie van de kwaliteit van de grasmatt en de staat van de wapening.

9. CONSTRUCTIEVE ELEMENTEN

De in de selectietabel van hoofdstuk 4 genoemde, uit te werken, constructieve elementen zullen hier worden behandeld.

Daar bij veel van de constructieve elementen het materiaal staal wordt gebruikt zal hier een aantal aspecten bij gebruik van dit materiaal worden beschouwd.

- Staal

Damwanden of andere constructies die in staal worden uitgevoerd, zullen door blootstelling aan de lucht en aan het grondwater roestvorming vertonen. De damwand kan tegen aantasting worden beschermd, maar zelfs bij een goede bescherming kan door plaatselijke beschadiging roestvorming optreden. Verder is onderhoud van de constructie in de grond niet mogelijk. Om die reden moet daar bij het ontwerp rekening worden gehouden met roestvorming.

Roestvorming vindt plaats aan het oppervlak en tast de werkzame dikte aan. Materiaal dat geroest is kan niet langer een bijdrage leveren aan de sterkte. Bij het ontwerp moet daarom worden uitgegaan van de dikte met aftrek van de laag die gedurende de levensduur van de constructie door roestvorming kan worden aangetast.

In lit [21] is onderzoek vermeld naar de corrosiesnelheid van damwanden die in contact zijn met zeewater. Voor damwanden in rivierdijken mag worden verondersteld dat deze waarden in elk geval niet zullen worden overschreden.

De mate van corrosie is sterk afhankelijk van de hoeveelheid zuurstof in het water en de hoeveelheid chloride in het water. De grootste aantasting wordt dan ook gevonden in de getij- en spatzône, waar afwisselend zuurstof en zout zeewater met de constructie in aanraking komt. Op die plaats varieert de aantasting van 0,12 tot 0,27 mm per jaar. In de onderwaterzône is de gemiddelde aantasting nog slechts 0,026 tot 0,09 mm per jaar en in de zône in de grond nog slechts 0,015 mm per jaar. Ook aan de lucht is de aantasting beperkt, 0,05 tot 0,07 mm per jaar.

In de Duitse voorschriften wordt voor zeewater een waarde van 0,12 tot 0,14 mm per jaar vermeld lit [2].

Bij een levensduur van 50 jaar bedraagt de aantasting aan de lucht en onder water in de bodem in een omgeving met zeewater minder dan 5 mm. Op plaatsen met afwisselende blootstelling aan de lucht blijft dit in contact met zeewater beneden een waarde van 15 mm over een periode van 50 jaar.

In lit [2] wordt als rekenwaarde voor aantasting in zoet water 0,02 mm per jaar aangegeven. De aantasting op de overgangszône beneden deze waarde. In rivierdijken speelt de agressiviteit van het grondwater eveneens een belangrijke rol. Met name veen of veenhoudende klei bevat agressief grondwater. Een eerder opgestelde tabel met mogelijk aan te houden corrosietoeslag is

vermeld in tabel 7. Deze tabel is ontleend aan het concept Ontwerp en dimensionering van schermen in hoofdwaterkeringen van de Provincie-Zuid Holland, Dienst Water en Milieu, lit []. Nader onderzoek en discussie zal in de toekomst moeten leiden tot een algemeen aanvaarde norm.

Tabel 7 Corrosietoeslag op metaal

grondsoort / grondwater	corrosietoeslag [mm]	
	levensduur 50 jaar	levensduur 100 jaar
zand / zoet water	0,5	1,0
veenhoudende klei / zoet water	2,5	5,0
veen / zoet water	5,0	10,0
zand / zout water	15,0	30,

Opmerking

De in de tabel aangegeven corrosietoeslag is gebaseerd op dubbelzijdige corrosie.

9.1 Gewapende grond

9.1.1 Berekening/ontwerp

Met behulp van een gewapende grond constructie kan een aanzienlijk steilere helling worden opgebouwd dan met alleen zand of klei mogelijk is.

Bij een wand die is opgebouwd als gewapende grond constructie moeten onderstaande bezwijkmechanismen worden getoetst:

* standzekerheid

Het grondmassief waarin de verankeringsstrippen zijn opgenomen vormt tezamen met de bekleding een stijf geheel. Dit massief kan als een keermuur worden beschouwd. De draagkracht van de ondergrond moet voldoende zijn om deze schijnbare keermuur te dragen en te voorkomen dat de muur kan kantelen.

* verankering bekleding

De strip- en dragers zorgen ervoor dat de bekledingsplaten op zijn plaats blijven en dat het stijve grondmassief in tact blijft. De berekening van de verankeringslengte is vermeld in lit [7]. De minimaal aan te houden verankeringslengte is 0,7 H. Bij gebruik van stalen strip- en dragers, bestaande uit staal Fe360, dient bij een levensduur van 50 jaar voor onbehandelde strip- en dragers in een zoet water omgeving een extra dikte van 3 mm te worden aangehouden. In zout water is dat 4 mm. Voor thermisch verzinkt staal mag deze waarde worden gehalveerd.

* grondwaterstroming

De dijk zal door het gebruik van gewapende grond minder breed worden aan de voet. Dit kan tot gevolg hebben dat de grondwa-

terspiegel aan de voet van de dijk hoger is. De hoogte van de grondwaterspiegel moet worden berekend en de kans op uitspoeling van zand moet worden getoetst of er moet een goede filterlaag achter de bekleding worden aangebracht.

In de verankeringszône is graven en aanleg van kabels en leidingen niet toegestaan, omdat daarmee de draagkracht van de wand kan worden aangetast.

9.1.2 Inpassing

Aandachtspunten bij de inpassing zijn:

* Waterkerende functie

Hierbij kan onderscheid worden gemaakt tussen situering aan de buitenzijde of binnenzijde van de dijk.

Situering buitenzijde

- stabiliteit grondconstructie met dijk dient verzekerd te zijn
- waterdichtheid door achter de verticale platen van de grondconstructie een voorziening in de vorm van een kleikist of kleischerm tot aan de diepere ondoorlatende lagen aan te brengen.
- kerende hoogte door de bovenkant van de grondconstructie met aansluitend dijklichaam aan te brengen tot de vereiste DTH + overhoogte in verband met zetting.

Situering binnenzijde

- stabiliteit grondconstructie met dijk dient verzekerd te zijn
- waterdichtheid door kleibekleding op buitentalud dijk of door voorziening nabij buitenkruin in de vorm van een kleikist of kleischerm welke reikt tot de diepere ondoorlatende kleilagen
- kerende hoogte door kruin dijk aan te brengen tot vereiste DTH + overhoogte in verband met zetting.

* Bebouwing

Bij situering van de gewapende grondconstructie aan de buitenzijde kan de nabij de binnenkruin gelegen bebouwing voorzover niet gelegen binnen het theoretisch profiel worden gehandhaafd.

Bij situering van de gewapende grondconstructie aan de binnenzijde geldt hetzelfde voor de bebouwing tegen de buitenkruin.

Bij situering van de grondconstructie aan de binnenzijde ter handhaving van binnendijs gelegen bebouwing dient bij onderzoek naar de stabiliteit voor deze bebouwing als een randvoorwaarde de keus te worden gemaakt tussen:

- bebouwing vormt een onderdeel van de waterkering en wordt beheerd
- bebouwing vormt geen onderdeel van de waterkering en mag tot een bepaald niveau (bijvoorbeeld funderingsni-

veau) verdwijnen.

* Kabels en leidingen

Kabels en leidingen kunnen in de dijk buiten het theoretisch profiel worden gesitueerd en buiten de verankeringszône van de gewapende grondconstructie. Bij situering van de gewapende grondconstructie aan de binnenzijde zal een ligging van de kabels en leidingen tussen constructie en bebouwing van invloed zijn op de beschouwing van de stabiliteit en de dimensionering.

* Freatische lijn in de dijk

Een situering van de gewapende grondconstructie aan binnenzijde kan uittredend water uit de constructie doen optreden. Dit is tegen te gaan door bij genoemde constructie een drainerende constructie aan te brengen.

* Toekomstige dijkversterking

Voor toekomstige dijkversterking kan de gewapende grondconstructie worden verhoogd tot de toekomstig vereiste DTH + overhoogte in verband met zetting. Bij de dimensionering en situering dient hiermee rekening te worden gehouden.

9.1.3 Uitvoeringsmethoden

Het vervaardigen van wanden van gewapende grond vertoont veel overeenkomst met het maken van taluds met geotextielen/grids. Ook hier wordt aan de taludzijde eerst een hulp ondersteuningsconstructie geplaatst. De bekledingselementen worden tegen de ondersteuningsconstructie geplaatst en de strippen worden uitgelegd op het achterliggende zandpakket. De zandlaag wordt op de strippen aangebracht en verdicht. Het zand sluit aan tot aan de bekledingselementen. Dit wordt bij iedere laag herhaald. De volgende laag moet zorgdragen voor de verankering van de voorgaande laag. Na het opbouwen van de wand kan de hulpconstructie worden verwijderd.

9.1.4 Beheer, monitoring en onderhoud

Gewapende grond vereist geen onderhoud. Afhankelijk van de gebruikte materialen en de wens van de beheerder kan een schoonmaakbeurt van tijd tot tijd worden uitgevoerd.

Om na te gaan of de corrosie van de strips niet sneller verloopt dan in het ontwerp is aangehouden kunnen een aantal dummy strips worden aangebracht die na bijvoorbeeld 25 en 40 jaar worden opgegraven en beoordeeld.

Tenslotte moet aan de hand van regelmatige visuele controle blijken of er op enige plaats ontoelaatbaar grote vervormingen gaan optreden.

9.2 Gabions

9.2.1 Berekening/ontwerp

Gabions zijn stenen verpakt tot worsten of blokken met behulp van gaas of geogrids. De blokken kunnen als een geheel worden beschouwd en zijn in staat krachten over te brengen. Bij de berekening van gabions moet de stapeling van gabions worden beschouwd als een keermuur. Bij de berekening moet worden gekeken naar de draagkracht van de ondergrond en moet worden gecontroleerd of de horizontale gronddrukken van het achterliggende grondmassief kunnen worden opgenomen.

Verder moet aandacht worden besteed aan mogelijke inspoeling van grond in de gabions. De stenen in de gabions zullen in het algemeen te grof zijn om inspoeling van achterliggende grond te voorkomen. Daarom zal achter de gabions een filterdoek moeten worden aangebracht of moeten één of meerdere filterlagen worden aangebracht die uitspoeling voorkomen.

In dit geval zijn ook de filtercriteria, waar in paragraaf 7.1.1 naar verwezen wordt, van toepassing.

9.2.2 Inpassing

Gabions worden aangebracht aan de buitenzijde van de dijk.

Aandachtspunten bij de inpassing zijn:

- * Waterkerende functie
 - stabiliteit gabions met achterliggende dijk dient verzekerd te zijn
 - waterdichtheid dijklichaam kan worden gerealiseerd door aan de binnenzijde van de gabions een voorziening in de vorm van een kleikist of kleischerm welke reikt tot in diepere kleilagen aan te brengen.
 - kerende hoogte wordt verkregen door de bovenkant van de gabions met het aansluitende dijklichaam aan te brengen tot de vereiste DTH + overhoogte in verband met zetting.
- * Bebouwing

Bebouwing aan de binnenzijde van de dijk kan, indien gesitueerd buiten het theoretisch profiel, worden gehandhaafd (is mede afhankelijk situering gabions).
- * Kabels en leidingen

Kabels en leidingen kunnen in de dijk buiten het theoretisch profiel worden gesitueerd.
- * Toekomstige dijkversterking

Voor toekomstige dijkversterking kunnen de gabions worden verhoogd tot de toekomstige vereiste DTH + overhoogte in verband met zetting. Bij de situering en dimensionering dient hiermee rekening te worden gehouden.

9.2.3 Uitvoeringsmethoden

Gabions kunnen zowel in het werk worden gemaakt als worden geprefabriceerd en kant en klaar in het werk worden geplaatst.

De gabions worden vervaardigd in een bekisting. In de bekisting wordt eerst het gaas of de grids uitgespreid over de bodem en uitgevouwen langs de wanden. Daarna worden de stenen in de bekisting aangebracht en wordt het gaas of de grids aan de bovenzijde gesloten.

De prefab gabions kunnen nu op hun plaats worden gezet. Aan de zijde van de dijk zal eerst een grondlicht geotextiel worden aangebracht, waarna het zandlichaam kan worden aangevuld tot aan de gabions.

Bij gebruik van prefab gabions moet worden nagegaan of er voldoende ruimte is voor de aanvoer van de gabions en de mogelijkheden om een hijskraan op te stellen.

9.2.4 Beheer, monitoring en onderhoud

Gabions vereisen geen onderhoud. Wel zal regelmatig moeten worden geïnspecteerd om beschadiging van het gaas of de grid te signaleren.

9.3 Diepwand

9.3.1 Berekening/ontwerp

Bij de toepassing van diepwanden spelen twee verschillende aspecten een rol. In de eerste plaats is dat de stabiliteit van de sleuf tijdens het ontgraven. De toe te passen rekenmethoden hiervoor zijn vermeld in paragraaf 7.4.1.

Het tweede aspect betreft de berekening van de standzekerheid van de diepwand. Ook hier moet worden uitgegaan van het theoretisch dijkprofiel. Voor de berekening van de standzekerheid van de diepwand wordt verwezen naar lit [].

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

9.3.2 Inpassing

Onderscheid kan worden gemaakt tussen toepassing van de diepwand als vervangende kering en toepassing van de diepwand als stabiliteit verbeterende constructie.

DIEPWAND ALS VERVANGENDE KERING DIJK

Aandachtspunten bij inpassing zijn:

- * Waterkerende functie
 - stabiliteit diepwand en restprofiel dient verzekerd te zijn
 - waterdichtheid zal voldoende moeten zijn
 - kerende hoogte

De bovenkant diepwand dient te voldoen aan de vereiste DTH.
- * Verkeersfunctie

Van belang hierbij zijn zettingsverschillen tussen de zettingsvrije diepwand en naastgelegen grond dijklichaam. Situering diepwand in de weg is ongunstig in verband met verkeersveiligheid (hoogteverschillen), veel en duur onderhoud weg.

Voor de verkeersfunctie is situering bij binnen- of buitenkruin met aansluitend een weg van circa 6 m breedte aan buiten- respectievelijk binnenzijde de meest optimale.
- * Bebouwing

Situering diepwand is van invloed op:

 - . kans op schade aan bebouwing tijdens het aanbrengen (zie hoofdstuk uitvoering)
 - . bereikbaarheid
 - . parkeergelegenheid
 - . uitzicht.

Gesteld kan worden: hoe dichterbij de bebouwing hoe ongunstiger.
- * Kabels en leidingen

Kabels en leidingen kunnen worden gesitueerd in de geplande ontgrondingszones ter weerszijden van de diepwand. Benodigde breedte circa 2 m.

Bij zowel binnen- als buitendijkse bebouwing moeten 2 gescheiden stelsels van kabels en leidingen ter weerszijden diepwand worden aangelegd. Doorvoer van kabels en leidingen in dwarsrichting door de diepwand is zeer problematisch.
- * Opritten en ontsluitingswegen

Opritten en ontsluitingswegen welke over de diepwand moeten worden geleid naar de weg op de dijk vergen in verband met zettingsverschillen veel en duur onderhoud.
- * Freatische lijn in de dijk

De freatische lijn in de dijk kan door het aanbrengen van de diepwand wijzigen.

De mate en hoedanigheid van de wijziging is afhankelijk van de situering van de diepwand en de omstandigheden.

Een verhoging van de freatische lijn is ongunstig voor de stabiliteit.

Een verlaging van de freatische lijn kan zettingen veroorzaken en zettingen van de bebouwing.

* Toekomstige dijkverzwaring

Voor een constructief element als de diepwand wordt een "levensduur" van 100 jaar aangehouden. In verband hiermee dient bij de inpassing ook de mogelijke toekomstige dijkversterking in beschouwing te worden genomen. Bij toepassing van de diepwand als vervangende kering van de dijk is toekomstige dijkversterking alleen mogelijk door verdere verhoging van de diepwand tot de toekomstig vereiste DTH.

De volgende functies van de dijk zullen hierbij verder worden beïnvloed.

* Bebouwing

- . bereikbaarheid
- . parkeergelegenheid
- . uitzichtvermindering

* Verkeersfunctie

Opritten en ontsluitingswegen zullen over de verhoogde diepwand moeten worden geleid. In verband met zettingsverschillen veel en duur onderhoud nodig.

Conclusies ten aanzien van inpassing diepwand als vervangende kering dijk.

- Diepwand situeren nabij binnen- of buitenkruin huidige dijk, zodanig dat, in verband met de bereikbaarheid na een calamiteit, de kans dat de verkeersfunctie (weg) verloren gaat geringer dient te zijn.
- Kabels en leidingen situeren ter weerszijden diepwand.

DIEPWAND ALS STABILITEIT-VERBETERENDE CONSTRUCTIE

De diepwand zal hierbij worden gesitueerd bij kruin talud, in het talud of bij de teen van het talud.

Aandachtspunten bij inpassing zijn:

* Waterkerende functie

- stabiliteit dijk met diepwand dient verzekerd te zijn
- kerende hoogte
 - diepwand hoeft niet te reikten tot DTH
 - kerende hoogte realiseren met het grondlichaam van de dijk
- waterdichtheid
 - bij plaatsing aan buitenzijde te realiseren door diepwand in combinatie met dijklichaam
 - bij plaatsing aan binnenzijde voldoende waterdicht door dijklichaam.

- * **Verkeersfunctie**
Alleen bij situering bij de kruin is een mogelijke beïnvloeding door zettingsverschillen, meer onderhoud aan weg, te verwachten.
- * **Bebouwing**
Afhankelijk van de situering van de diepwand ten opzichte van de bebouwing zal de invloed beperkt kunnen worden tot
. kans op schade aan de bebouwing tijdens het aanbrengen (zie hoofdstuk uitvoering)
- * **Kabels en leidingen**
Deze zullen buiten het theoretisch profiel moeten worden gesitueerd. Eventueel zullen twee gescheiden stelsels moeten worden aangelegd ter weerszijden van de diepwand.
- * **Freatische lijn**
Afhankelijk van de situering van de diepwand kan de freatische lijn in de dijk wijzigen (zie ook diepwand als vervangende kering).
- * **Toekomstige dijkverzwaring**
Deze moet worden gerealiseerd door verzwaren van het grondlichaam. De diepwand zal hierop moeten worden gedimensioneerd

9.3.3 Uitvoeringsmethoden

Ten aanzien van de uitvoering van diepwanden gelden dezelfde eisen als ten aanzien van het maken van schermen in de dijk (paragraaf 7.4.2). Wel zullen in het algemeen diepwanden tot dieper in de ondergrond reiken, waardoor de benodigde machines veelal groter worden. Tevens moet soms bij diepwanden wapening in de wand worden ingelaten. Ook hiervoor zijn omvangrijke hijswerktuigen vereist.

9.3.4 Beheer, monitoring en onderhoud

Dijken zijn in het algemeen aan zetting onderhevig. Diepwanden die in de dijk zijn opgenomen zullen niet of minder zakken. Na verloop van tijd zal de diepwand zich aftekenen in het dijkprofiel. Als de 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.

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

9.4 Kistdammen

9.4.1 Berekening/ontwerp

Een kistdam bestaat uit een tweetal damwanden op een zodanige afstand dat ze elkaar beïnvloeden. Ook de eigenschappen van de tussen de damwanden opgesloten grond speelt een rol in het krachtenspel. Voor een goede werking moet de grond tussen de damwanden voldoende stijf zijn.

De damwanden worden door middel van ankers met elkaar verbonden tot één constructie. Een alternatieve constructie is de cellenwand, waarbij op regelmatige afstanden dwarsverbindingen worden gemaakt die eveneens bestaan uit een damwand. Op die wijze ontstaan stijve cellen.

Er is sprake van een kistdam als de actieve grondmoot achter de eerste damwand de passieve grondmoot voor de tweede damwand gedeeltelijk overlapt. Anders gaat het om twee afzonderlijke damwanden. Als vuistregel geldt voor de onderlinge afstand een maat van 0,7 tot 1,5 maal de kerende hoogte.

Belangrijke aspecten waar bij de berekening van ankerkistdammen rekening mee moet worden gehouden zijn lit []:

- actieve gronddruk op de voorste wand

Als het actieve glijdvlak de achterste damwand niet snijdt kan de actieve gronddruk op de voorwand op dezelfde wijze worden berekend als bij een enkele damwand. Uit de berekening volgt de actieve gronddruk, het benodigde damwandprofiel, de inheidepte en de benodigde ankerkracht.

- passieve gronddruk voor de achterste wand;

De passieve gronddruk wordt berekend volgens de methode Homberg, lit []. In de eerste plaats wordt het snijpunt tussen het actieve glijdvlak en het bovenvlak van de kistdam bepaald. Van daaruit wordt een passief glijdvlak getrokken naar de achterwand. Tot op de hoogte waar het passieve glijdvlak de achterwand snijdt geldt de oorspronkelijke waarde voor de passieve gronddruk. Vervolgens worden vanuit de onderzijde van de actieve wig bij de voorwand denkbare glijdvlakken getrokken naar de achterwand. Hierdoor ontstaan een aantal grondmoten. Van iedere grondmoot wordt het krachtenevenwicht bepaald. Dit krachtenevenwicht levert een waarde voor de passieve gronddruk op de achterwand. Hoe fijner de verdeling van de moten, hoe beter de berekende passieve gronddruk aansluit bij de werkelijke krachtenverdeling.

Een alternatief is de toepassing van een Eindig Elementen Programma.

- silowerking;

In de Nederlandse adviespraktijk is het niet gebruikelijk te rekenen met silowerking in kistdammen. Dit is een veilige aanname.

- grondwaterstand tussen de beide wanden in;

Een goed uitgevoerde damwand is in staat water te keren. Bij het ontwerp van een kistdam moet daarom van de meest ongunstige situatie worden uitgegaan. Dit betekent een grondwaterstand gelijk aan de hoogwaterstand in de rivier voor de berekening

van de actieve gronddruk en een grondwaterstand die gelijk is aan de polderwaterstand voor de berekening van de passieve gronddruk.

Leiden bovenstaande aannamen tot ongewenste resultaten, dan kan door middel van de keuze van het vulmateriaal tussen de damwanden en het aanbrengen van drainage of openingen in de wand de grondwaterstand tussen de damwanden worden gereguleerd.

- spleetvorming en grondwaterdruk;

Door de verankering kan de achterwand in de richting van de voorwand worden getrokken waardoor achter de achterwand een spleet kan ontstaan. In deze spleet kan zich water ophopen dat een horizontale druk op de wand kan opbouwen.

- wandwrijving;

De grootte van de wandwrijving is mede van invloed op de verhouding tussen actieve en passieve gronddruk. Voor de Nederlandse grondsoorten kan worden gerekend met $\frac{2}{3} \phi$ en $-\frac{2}{3} \phi$ voor respectievelijk de actieve en passieve gronddruk.

- bezwijkmechanismen;

De onderstaande bezwijkmechanismen moeten worden gecontroleerd:

- . inwendige stabiliteit, voorkomen van vervormen van de inwendig stijve kistdam tot een parallellogram;
- . grondbreuk voor de voorwand omdat de passieve gronddruk van de moot grond voor de voorwand onvoldoende is. Bij de berekening moet worden uitgegaan van de grondmoot die ten allen tijde aanwezig is. Deze kan lager zijn dan de bij aanleg aanwezige grondmoot als er gevaar voor ontgronding bestaat bij een hoge rivierstand.
- . kantelen van de kistdam, dit doet zich voor als de som van de aandrijvende momenten groter is dan de weerstand biedende momenten ten opzichte van een punt onder of in de kistdamvulling;
- . vloeien of bezwijken van het damwandprofiel bij een te hoge belasting van het damwandprofiel;
- . ankerbreuk;
- . overall stabiliteit, zoals voorkomen van afschuiven, opdrijven of het bezitten van onvoldoende draagkracht onder de kistdamconstructie;

Bovengenoemde methode werkt met aannamen over het krachtsverloop in geval van een (gedeeltelijk) ingeklemde damwand en geldt alleen voor goed gedraineerd wrijvingsmateriaal. Verder wordt geen informatie verkregen over deformatie van de wand.

Voor de berekening van cellenwanden wordt verwezen naar de methoden van Terzaghi of de methode van Cummings [lit ...].

9.4.2 Inpassing

Aandachtspunten bij de inpassing zijn:

- * Waterkerende functie
 - stabiliteit kistdam moet verzekerd zijn
 - waterdichtheid moet verzekerd zijn

Damwand moet reiken tot in diepere ondoorlatende lagen dijk.

Aan de bovenkant dient tussen de damwanden een voldoende waterdichte bekleding van klei of asfalt (wegdek) te worden aangebracht. De damwand kan als voldoende waterdicht worden beschouwd. De waterdichtheid zal door aanslibbing en corrosie in de sloten nog toenemen. Waterdichtheid nog extra te verzekeren door:

 - . aanbrengen kleischerm of kleikist aan binnenzijde van de buitenste damwand
 - . voor het inbrengen van de damplanken bentonietpalen aanbrengen ter plaatse van de sloten tot een diepte tot in de ondoorlatende lagen dijk.
- Kerende hoogte
 - De bovenkant van de damwanden kan reiken tot:
 - . vereiste DTH + overhoogte in verband met zetting .
 - voordeel: breedte kistdam kan volledig worden benut voor verkeersfunctie
 - nadeel : bereikbaarheid aanliggende bebouwing ongunstiger.
 - . Onder DTH bijvoorbeeld bovenkant huidige dijk.
 - De kerende hoogte (DTH) + overhoogte in verband met zetting wordt verkregen door ophoging tussen de damwanden onder talud.
 - voordeel: bereikbaarheid aanliggende bebouwing gunstiger
 - nadelen : benodigde breedte kistdam voor het aanbrengen van een bepaalde wegbreedte in verband met verkeersfunctie groter. Realisatie van erosiebestendige en waterdichte aansluiting tegen buitendamwand.
- * Verkeersfunctie
 - Van belang hierbij zijn mogelijke zettingen en zettingsverschillen tussen damwanden en naastgelegen grond. De weg kan daarom het beste worden gesitueerd tussen de damwanden. In verband met de beschikbare breedte kunnen de damwanden dan het beste worden geplaatst nabij de binnen- en buitenkruin van de huidige dijk.
 - Het onderhoud aan kistdam en weg kan tot een minimum worden beperkt door de damwand zettingsvrij tot in het diepere zand aan te brengen.

De zetting van de grond (en weg) tussen de damwanden zal door de silowerking gering zijn.

- * Bebouwing
 situering damwand is van invloed op:
 - . kans op schade aan bebouwing tijdens inbrengen (zie hoofdstuk uitvoering)
 - . bereikbaarheid bebouwing
 - . parkeergelegenheid
 - . uitzicht

Gesteld kan worden hoe dichter bij bebouwing hoe ongunstiger. Door een zettingsvrije inbrengdiepte van de damwand kan de vereiste hoogte van de damwanden beperkt worden tot DTH.
- * Kabels en leidingen
 Kabels en leidingen kunnen in principe worden gesitueerd in de geplande ontgrondingszônes ter weerszijden van de kistdam, benodigde breedte circa 2 m. 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 is zeer problematisch.
- * Opritten en ontsluitingswegen
 Opritten en ontsluitingswegen die over een damwand moeten worden geleid naar de dijk vergen in verband met zettingsverschillen veel onderhoud.
- * Freatische lijn in de dijk
 De freatische lijn in de dijk kan door het aanbrengen van de kistdam wijzigen. De mate van en hoedanigheid van de wijziging is afhankelijk van de omstandigheden ter plaatse.
- * Toekomstige dijkverzwaring
 Voor een constructief element als de kistdam wordt een "levensduur" van 100 jaar aangehouden. In verband hiermee dient bij de inpassing ook de mogelijke toekomstige dijkversterking in beschouwing te worden genomen. Bij toepassing van een kistdam is toekomstige dijkversterking alleen mogelijk door verdere verhoging van de kistdam.
 Bij een zettingsvrije inbrengdiepte van de damwanden kan de verhoging beperkt blijven tot de toekomstig vereiste DTH (geen overhoogte in verband met zetting).

 De volgende functies van de dijk zullen hierbij worden beïnvloed.
- * Bebouwing
 bereikbaarheid
 parkeergelegenheid
 uitzichtvermindering
- * Verkeersfunctie
 Opritten en ontsluitingswegen zullen over de verhoogde damwanden moeten worden geleid. In verband met zettingsverschillen veel en duur onderhoud nodig.
 Conclusies ten aanzien van inpassing kistdam
- * Damwanden situeren nabij binnen- en buitenkruin

- * Ruimte tussen damwanden circa 6 m in verband met situering weg (verkeersfunctie)
- * Damwanden inbrengen tot een zettingsvrije diepte
- * Kabels en leidingen situeren ter weerszijden kistdam
- * Benodigde ruimte tussen bebouwing ten behoeve van aanleg kistdam circa 10,5 - 11 m

9.4.3 Uitvoeringsmethoden

Onderzoek moet plaatsvinden naar aanwezigheid obstakels, oude funderingen, kabels en leidingen ter plaatse van damwandtracé. Kabels en leidingen omleggen. Ter plaatse van de damwandtracés zal een heisleuf met breedte van circa 1 m en diepte tot minimaal onderkant wegverharding moeten worden gegraven.

De damwand kan worden weggetrild of ingeheld of kan worden ingedrukt. Voor het inbrengen van de damwand kan door middel van voorboren onderzoek plaatsvinden naar obstakels.

Voor het inbrengen van de damwanden is ruimte voor vrij groot materieel vereist alsmede voor opslag en aanvoer van damwandplanken.

Er dient rekening mee te worden gehouden dat de dijk tijdens de uitvoering van deze werkzaamheden afgesloten moet worden voor verkeer.

Het intrillen en inheien kan hinder en schade veroorzaken voor nabijgelegen bebouwing.

- hinder voor personen in de bebouwing
- schade aan de bebouwing door:
 - a de trillingen, te hoge trillingsintensiteit
 - b door zettingen ten gevolge van de verdichting van de funderingsgrondslag zowel bij fundering op staal als op palen
 - c door het genereren van wateroverspanningen in de funderingsgrondslag waardoor het draagvermogen verminderd en zettingen kunnen optreden.

Na het inbrengen van de damwanden moet ten behoeve van het aanbrengen van de verankering de grond (weg) tussen de damwanden tot de geplande verankeringsdiepte worden weggegraven.

Mogelijk zelfs dieper indien het materiaal tussen voor- en achterwand (bijvoorbeeld slappe klei) moet worden vervangen door ander materiaal (bijvoorbeeld zand).

Ter voorkoming van ontspanning van de grond aan de buitenzijde waardoor mogelijke zettingen van de bebouwing zullen mogelijk tijdelijke stempels tussen de damwanden moeten worden aangebracht.

Tijdens deze werkzaamheden zal de dijk volledig voor verkeer zijn afgesloten. De bebouwing zal niet of vrijwel niet bereikbaar zijn. Indien mogelijk zullen voorzieningen moeten worden getroffen. Bij aanwezigheid van bedrijven moet rekening worden gehouden met economische schade.

9.4.4 Beheer, monitoring en onderhoud

De monitoring van een kistdam kan naast het visueel waarnemen van deformaties van dijk en/of dam bestaan op het volgen van de grondwaterstanden aan de beide zijden van de dijk en tussen de wanden. Deze informatie geeft aan welke grondwaterstroming optreedt en hoe goed de wanden waterdicht zijn. Veranderingen in waterdoorlaatbaarheid kunnen aanleiding zijn tot maatregelen.

Het onderhoud aan kistdammen zal voornamelijk gericht moeten zijn op onderhoud van het wegdek op en nabij de wanden. Een wegdek op een dijk die aan zetting onderhevig is en waarin een niet zakkende kistdam is aangebracht zal schade aan het wegdek ondervinden.

Het beheer strekt zich niet alleen uit tot het oppervlak van de dijk en het wegdek, maar moet tevens een actief beleid voeren met betrekking tot onderhoud, herstel en vernieuwing van kabels en leidingen.

9.5 Groundnailing

9.5.1 Berekening/ontwerp

Bij groundnailing worden staven in de grond gebracht. Door de wrijving tussen staaf en grond kan de staaf een kracht overbrengen naar de ondergrond.

De wrijving die kan worden opgenomen met de nails of staven vertoont overeenkomst met de positieve en/of negatieve kleef op palen.

Voor de berekening van de negatieve kleef is uitgegaan van de methode Begemann (lit []). Bij deze methode kan de grootte van de wrijving als volgt worden berekend:

$F_{\text{wrijving}} = \text{coëfficiënt} * \text{gemiddelde plaatselijke kleef} * \text{staafomtrek} * \text{laagdikte} * 0.75 \text{ á } 0.80.$

De coëfficiënt wordt gebruikt bij de berekening van negatieve kleef op funderingspalen en is afhankelijk van het paaltype en de grondsoort. De gemiddelde plaatselijke kleef kan worden gemeten met een kleefmantelconus of worden ontleend aan de sonderingen door middel van de daarvoor bestaande relaties. Deze relaties zijn afhankelijk van de grondsoort lit []. Dit levert de in tabel 11 vermelde coëfficiënten op.

Tabel 11 Coëfficiënten voor de bepaling van de wrijving in grond

grondsoort	coëfficiënt			gemiddelde plaatse- lijke kleef / son- deerwaarde
	hout	be- ton	staal	
zand	0.65	0.30		0.01260
kleihoudend zand	0.70	0.31		0.0260
klei	0.77	0.40		0.0415

De reductie van de wrijving tot 75 á 80% is gebaseerd op trekproeven waarbij bleek dat bij langduriger aangebrachte belastingen eerder bezwijken optrad dan bij de kortdurende belasting tijdens het sonderen.

De nails worden na het plaatsen aan het oppervlak afgespannen aan platen op het oppervlak. De krachten uit de ondergrond worden via de verankering aan de platen overgebracht als bovenbelasting op de klei. De klei zal onder invloed van de bovenbelasting worden samengedrukt en gaan consolideren. Door de relatieve grote stijfheid van de nails zal daardoor snel de voorbelasting in de nails afnemen. Wil men een voortdurende voorbelasting op de kleilaag, dan zal men regelmatig de nails opnieuw moeten aanspannen.

In het geval de nails niet worden nagespannen zal de voorspanning zeer snel verdwenen zijn en zal alleen wanneer er sprake is van opdrijven van de kleilaag bij extreme rivierstanden de sterkte van de verankeringskrachten van de nails worden aangesproken.

Ook indien om andere redenen consolidatie en volume afname in de klei optreedt zal de voorspanning in de klei afnemen en kan er zelfs een situatie ontstaan dat er ruimte ontstaat tussen de bovenzijde van de plaat en de verankeringsplaat van de nail. In dat geval zal bij opdrijven de kleilaag extra ver moeten worden opgetild om de verankeringskracht van de nails te kunnen aanspreken.

Afhankelijk van de plaats in het dijkprofiel moet de ruimte tussen het bestaande profiel en de composietwand worden aangevuld of moet het bestaande profiel onder de gewenste helling worden afgegraven. Bij het afgraven zal rekening moeten worden gehouden met de stabiliteit van het achterliggende profiel gedurende de constructieperiode.

Toepassing van garens beperkt de mogelijkheid kabels en leidingen aan te leggen en te laten kruisen met de composietwand. Het is mogelijk kabels en leidingen in te bedden in het mengsel, maar reparatie van kabels en leidingen wordt vervolgens lastig. Overwogen moet worden mantelbuizen aan te leggen, mits die toelaatbaar is in verband met de waterkerende functie.

9.5.2 Inpassing

Aandachtspunten bij de inpassing zijn:

* Waterkerende functie

- Waterdichtheid door kleibekleding op buitentalud of door voorziening nabij buitenkruin in de vorm van een kleikist of kleischerm, welke reikt tot de diepere ondoorlatende kleilagen.
- Kerende hoogte door kruin dijk aan te leggen tot de vereiste DTH + overhoogte in verband met zetting. Hierbij dient ook rekening te worden gehouden met extra zettingen ten gevolge van de aan te brengen voorspanning op het grondpakket door de groundnailing.
- Rekening moet worden gehouden met de mogelijkheid dat de ten behoeve van de groundnailing aan te brengen staven mede als gevolg van optredende vervormingen als kanalen voor piping gaan fungeren.

* Bebouwing

Door de aan te brengen "voorspanning" op het grondpakket zullen zettingen optreden. Bij nabijgelegen op staal gefundeerde bebouwing kunnen hierdoor zettingen en zettingsverschillen optreden waardoor kans op schade. Bij nabijgelegen op palen gefundeerde bebouwing zal negatieve kleeft op de palen kunnen optreden. Door de optredende ontspanning in de funderingsgrondslag ten gevolge van de trek in de staven zal het draagvermogen van de palen afnemen. Het effect van de bovengenoemde invloeden kan zijn een zetting van de paalfundering waardoor kans op schade aan de bebouwing.

* Kabels en leidingen

Kabels en leidingen dienen in de dijk buiten het theoretisch profiel te worden gesitueerd.

* Freatische lijn in de dijk

Voorkomen dient te worden dat verweking van het pakket onder of bij de betonplaten van de groundnailing kan optreden. Hiertoe eventueel een drainerende constructie aanbrengen.

* Toekomstige dijkversterking

Voor toekomstige dijkversterking kan de dijk worden verhoogd tot de toekomstig vereiste DTH + overhoogte in verband met zetting. Bij de dimensionering en situering van de groundnailing (alsmede uitbreidingsmogelijkheden) dient hiermee rekening te worden gehouden.

9.5.3 Uitvoeringsmethoden

Bij groundnailing zullen de werkzaamheden bestaan uit het bouwrijp maken van de plaats waar de nailing moet komen, het aanbrengen van de betonplaten en vervolgens het inbrengen van de nails. Voor het inbrengen van de nails kan men gebruik maken van wegdrukapparatuur zoals die ook in gebruik is bij het maken van groutankers. Dit is over het algemeen apparatuur met beperkte afmetingen.

Na het plaatsen van de nails kunnen ze worden aangespannen. Om scheuren van de platen te voorkomen zal men hiervoor vooraf een procedure moeten afspreken waarbij het aanspannen zoveel mogelijk gelijkmatig over de plaat verdeeld over de plaat plaatsvindt. Tijdens het aanspannen zal men ook de deformatie van de plaat volgen. Op die wijze kan men onregelmatigheden in de ondergrond of een slecht verankering van een nail herkennen en kan de nail alsnog worden vervangen.

9.5.4 Beheer, monitoring en onderhoud

Bij het aanbrengen van voorbelasting door groundnailing zal men de wateroverspanning onder de plaat willen volgen om daaruit de mate van consolidatie te kunnen afleiden. Verder kan een indicatie over het deformatiegedrag van de klei worden verkregen uit de ruimte die ontstaat tussen voorspanplaat en betonplaat. Tot het moment dat er ruimte ontstaat is de voorspankracht groter of gelijk aan nul.

Bij het onderhoud zal men aandacht moeten besteden aan het gangbaar houden van de boutverbindingen waarmee de verankeringsplaat weer kan worden aangedraaid. Door blootstelling aan weer en wind kan de verbinding vastroesten en zelfs onwerkbaar worden.

10. KOSTENINDICATIES

Toepassing van een bijzondere constructie vraagt in het algemeen extra kosten. Te denken valt daarbij aan:

- extra ontwerpkosten
- extra begeleiding bij de uitvoering
- duurder materialen
- duurder uitvoering
- extra tijdelijke maatregelen
- extra beheer en onderhoud, monitoring.

Tegenover deze kosten staan besparingen in de vorm van:

- minder ruimtebeslag
- minder aantasting van natuur- en cultuurwaarden
- minder afbraak van bebouwing.

De besparingen zijn niet in te schatten omdat deze sterk afhankelijk zijn van de plaatselijke omstandigheden. De kosten zijn globaal in te schatten, maar ook hier geldt dat de kosten van geval tot geval kunnen afwijken. Het is daarom niet mogelijk meer dan een globale indicatie van de kosten, onderverdeeld naar materiaalkosten, kosten voor aanleg en kosten voor beheer en onderhoud te geven. Dit overzicht is vermeld in tabel 13.

Tabel 13 Kostenindicatie

Kostenoverzicht	Extra materiaalkosten		
		Extra kosten uitvoering	
			Extra kosten onderhoud
aanpassing bestaand dijkmateriaal			
geëxp. kleikorrels	-	--	o
geotextielen/grids	o/-	--	o
zand-garen composities	--	-	o
aangepast materiaal bij uitbreiding			
geëxp. kleikorrels	-	-	o
schuimbeton	--	-	o/-
geotextielen/grids	-	o	o/-
zand-garen composities	--	o/-	o
verzwaarde berm	--	o	o
grondwaterpotentiaal beïnvloeden			
filterconstructies	o/-	-	-
ontlastsloten	o	-	-
kwelschermen	-/-	--	o
scherm in de dijk	--	--	o/-
erosiebescherming			
gewapende grasmat	o	o	o
constructieve elementen			
damwand/keermuur	--	--	o
gabions	-	--	o
diepwand/kistwand	--	--	o/-
groundnailing	--	--	-
	--	--	--
beweegbare keringen			
aanvoer van buitenaf	--	--	-
roteerbaar/verschuifbaar	--	--	-
opdrijvend	--	--	-

o = kosten nagenoeg gelijk: 0,8 tot 1,2 maal

- = kosten hoger: 1,2 tot 2 maal

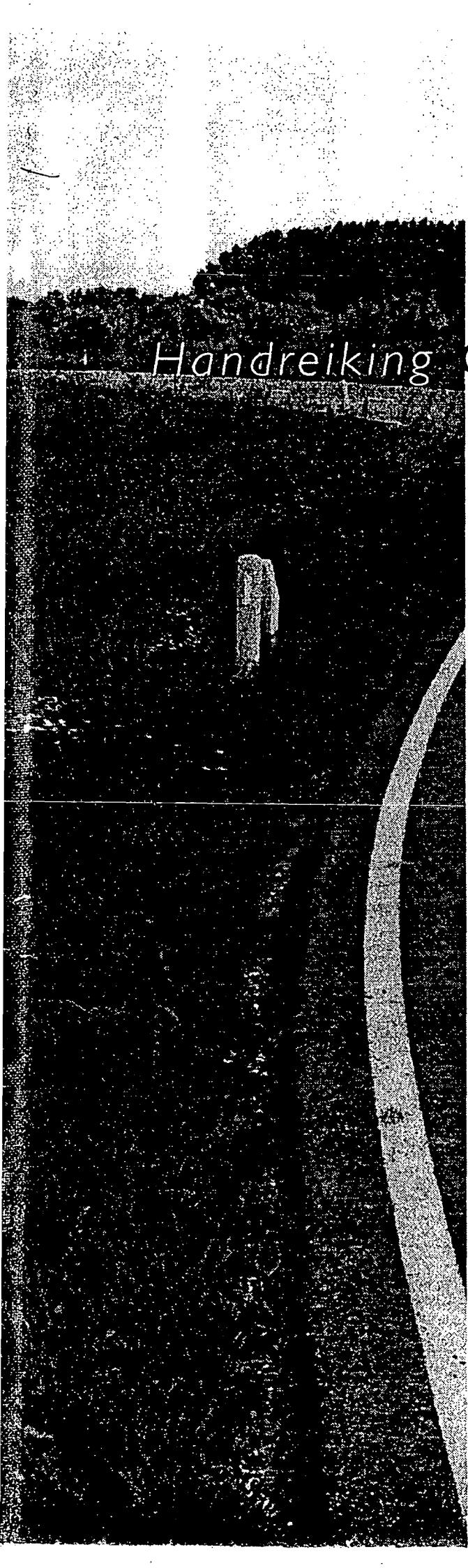
-- = kosten veel hoger: meer dan 2 maal

LITERATUUR

- [1] Aas, G.;
- [2] Arbeitsausschuß "Ufereinfassungen" der Hafenbautechnischen Gesellschaft e.V. und der Deutschen Gesellschaft für Erd- und Grundbau e.V.;
^Empfehlungen des Arbeitsausschusses "Ufereinfassungen"
Häfen und Wasserstraßen;
Verlag für Architektur und technischen Wissenschaften,
Berlin, 1990
- [3] Bezuyen, A., M. Klein Breteler, K.J. Bakker;
Design criteria for placed block revetments and granular filters;
Proceedings 2nd COPEDEC, Beijing China, pp. 1852-1866
- [4] CUR, Civieltechnisch Centrum Uitvoering Research en Regelgeving, CUR publicatie J, Zandcement, Arnhem, september 1974.
- [5] CUR, Civieltechnisch Centrum Uitvoering Research en Regelgeving,
CUR uitgave 151, Geokunststoffen in de Civiele Techniek,
CUR/NGO, 1991, ISBN 90-212-2086-7.
- [6] CUR, Civieltechnisch Centrum Uitvoering Research en Regelgeving, Rapport C68/2-01, Lichte materialen, Gouda, 1991.
- [7] Combelles, J., Mackenzie, P. and McDonald, L.A.;
Reinforced rockfill and reinforced fill for dams, State of the art;
CIGB/ICOLD, Bulletin 89, 1993
- [8] DIN 4126;
August 1986
- [9] Grondmechanica Delft;
Toepasbaarheid van Texsol in de wegenbouw;
Rapport CO-308040/11, Delft, 1989
- [9a] Janse, J.
Texsol
Land en water
- [10] Huder, J.;
Stability of Bentonite Slurry Trenches with some Experiences in Swiss Practice;
Proceedings of the 5th European Conference on Soil Mechanics and Foundation engineering, Vol 1, Madrid, Spain, 1972
- [11] Kenney, T.C., Chahal, R., Chiu, E., Ofoegbu, G.I., Nomange, G., Ume, C.A.;
Controlling Construction sizes of granular filters;
Canadian Geotechnical Journal, nr 22, pp 32-43, 1985

- [12] Klein Breteler, M;
Zanddichtheid van geotextielen als functie van hydraulische belasting;
Waterloopkundig Laboratorium verslag Q422/H195, Delft 1988
- [13] Kuno, G., Kutura, K., Miki, H.;
Chemical Stabilization of soft soils containing humic acid;
Proceedings of the XIIth International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering;
Rio de Janeiro, Brasil, 1989, pp 1381-1384
- [14] Lafleur, J., Mlynarek, J., Rolin, A.L.;
Filter criteria for well graded cohesionless soils;
Filters in geotechnical and hydraulic engineering,
pp 97-106, Balkema, Rotterdam 1993
- [15] Piaskowski, A., Kowalewski, Z.;
Application of thixotropic clay suspensions for stability of vertical slopes of deep trenches without strutting;
Proceedings of the 6th International Conference on Soil Mechanics and Foundation engineering, Montreal, 1965
- [16] Prater, E.G.;
Gewölbewirkung der Schlitzwände.
Der Bauingenieur, Heft 4, 1973
- [17] Raedschelders, prof.ir. H.;
Stabiliteitsproblemen bij een bouwput voor geprefabriceerde metro-elementen.
Syllabus KIVI lezing Bouwputten, Antwerpen 13-12-1990
- [18] Schneebeil, G.;
La Stabilité des Tranches Profondes Forée en Presence de Boue;
La Houille Blanche no 7, 1964
- [19] Smoltzyk, Ulrich;
Grundbautaschenbuch Teil 1 und 2; 1980
- [20] Technische Adviescommissie Waterkeringen;
rapport Boertien;
1992
- [20aa] Veldhuijzen van Zanten, R.;
Geotextiles and Geomembranes in Civil Engineering;
A.A.Balkema, Rotterdam, 1986
- [20a] Verruyt, A.;
Groundwaterflow;
ISBN 0 333 32959 7
- [21] Wijngaard, ing. B.H.;
Corrosie van stalen damwanden;
PT Civiele Techniek 37, 1982, nr 12.

technische adviescommissie
voor de waterkeringen
april 1994



Handreiking Constructief ontwerpen

bijlagen 2-5

Onderzoek en berekening
naar het constructief ontwerp
van de dijkversterking