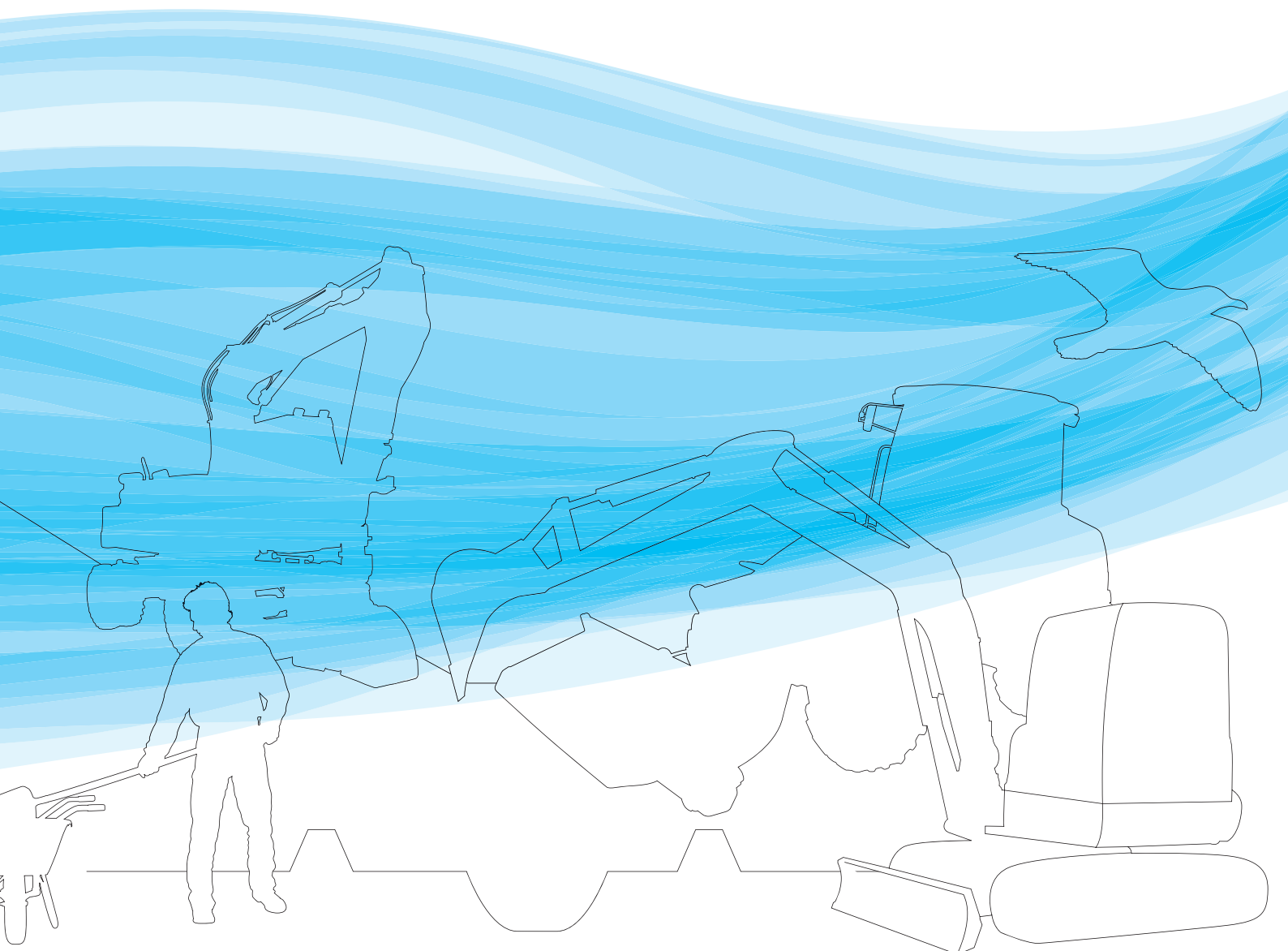


# ADDENDUM BIJ HET TECHNISCH RAPPORT WATERKERENDE GRONDCONSTRUCTIES



$$\gamma_R = \gamma_b \gamma_d \gamma_m \gamma_n$$



# ADDENDUM BIJ HET TECHNISCH RAPPORT WATERKERENDE GRONDCONSTRUCTIES



# INHOUDSOPGAVE

Ten geleide	3
DEEL A    Stabiliteitsfactoren	7
DEEL B    Teksten uit LOR1 en LOR2	13
Literatuur	32

# TEN GELEIDE



*Dijk met voormalige overlaat langs de Waal tussen Vuren en Dalem*

# TEN GELEIDE

*Dit addendum is een aanvulling op het in 2001 uitgebrachte Technisch Rapport Waterkerende Grondconstructies (TRWG) en bestaat uit 2 delen, deel A en deel B. Deel A vervangt paragraaf 5.3.5 van het TRWG en deel B bevat tekstdelen uit de Leidraad voor het Ontwerpen van Rivierdijken deel 1 en deel 2 (LOR1; TAW, 1985 en LOR2; TAW, 1989).*

## **Deel A**

De aanleiding voor het uitbrengen van deel A is met name de onduidelijkheid over de verschillende uitkomsten bij het gebruik van de cel- en de triaxiaalproef en de onvrede over twee verschillende ontwerpmethoden in het boven- en benedenrivierengebied. Het verschil in de rekenresultaten bij het gebruik van deze twee proeven was niet te ondervangen door één correctiefactor, maar door een zogenaamd grijs gebied. Onder auspiciën van de toenmalige Technische Adviescommissie voor Waterkeringen (TAW) en later het Expertise Netwerk Waterkeringen (ENW) is voor rivierdijken (en onder voorbehoud voor zee- en meerdijken) een eenduidige set partiële veiligheidsfactoren afgeleid die de triaxiaalproef als vertrekpunt heeft.

De bodemopbouw en waterspanningen dienen veilig te worden geschematiseerd, zodanig dat de kans op afwijkingen (gemiste geulen of grondlagen, of een verkeerde classificatie van grondlagen) klein is en de werkelijke waterspanningen naar verwachting niet groter zullen zijn. Om de 'rest-onzekerheden' in de schematisering te verdisconteren dient een schematiseringsfactor te worden toegepast, die samenhangt met onder andere het uitgevoerde grondonderzoek, de complexiteit van de ondergrond ter plaatse en de effecten van variaties in de schematisering op de stabiliteit. De schematiseringsfactor wordt vooralsnog op 1,3 gesteld. Met de combinatie van de nieuwe materiaalfactoren, de schadefactoren en de schematiseringsfactor wordt gemiddeld hetzelfde veiligheidsniveau bereikt als bij het gebruik van de oude materiaal- en schadefactoren (overeenkomend met het midden van het in het TRWG paragraaf 5.3.5 genoemde 'grijze gebied').

De komende periode zal de procedure voor het vaststellen van de schematiseringsfactor worden uitgewerkt. Er wordt een procedure beoogd waarbij de schematiseringsfactor voor een specifieke situatie afhankelijk is van de kwaliteit en kwantiteit van de informatie op basis waarvan de schematisering plaatsvindt (informatie uit grondonderzoek, kennis van de geologie en geohydrologie van het gebied en gebiedservaring). De verwachting is dat

de schematiseringsfactor dan, afhankelijk van die informatie, tussen de 1,3 en 1,0 kan liggen. Daarmee wordt een aanpak geïntroduceerd waarbij naarmate er minder onzekerheid over de bodemopbouw en waterspanningen is, er ook minder onzekerheidsafdekking door middel van de schematiseringsfactor nodig is.

Wanneer het gebruik van een veilige schematiseringsfactor van 1,3 leidt tot ingrijpende ongewenste consequenties, dan kan in samenspraak met de Helpdesk Water van Rijkswaterstaat (via [www.helpdeskwater.nl](http://www.helpdeskwater.nl)) gezocht worden naar een beredeneerde reductie van deze schematiseringsfactor. Voor een nadere toelichting bij de nieuwe partiële factoren wordt verwezen naar het Achtergrondrapport met betrekking tot de partiële factoren macrostabiliteit. Dit achtergrondrapport wordt verwacht in september 2007. Hierin zullen ook rekenvoorbeelden worden opgenomen.

## Deel B

In dit addendum zijn evenzo tekstdelen uit de Leidraad voor het Ontwerpen van Rivierdijken deel 1 en deel 2 (LOR1; TAW, 1985 en LOR2; TAW, 1989) opgenomen. Het betreft technische aspecten die kenmerkend zijn voor het ontwerpen van dijken en die nog niet in Technische Rapporten zijn gerapporteerd. De teksten zijn grotendeels ongewijzigd overgenomen en waar nodig is de literatuurlijst geactualiseerd en zijn de teksten aan de huidige situatie aangepast. Deel B kent de volgende hoofdstukindeling:

- Faalmechanismen (TRWG hoofdstuk 4 en hoofdstuk 5) gaat in op de macro- en microstabiliteit van dijken nabij wielen en strangen en het faalmechanisme piping dat hierbij kan optreden;
- Optimalisatie van het dwarsprofiel (TRWG hoofdstuk 6) geeft aanvullende eisen voor klei en aanbevelingen voor het waterdicht maken van dijken;
- Niet waterkerende objecten (TRWG hoofdstuk 8) beschrijft de consequenties van de bebouwing op dijken tijdens de uitvoering van dijkversterkingen en geeft hiervoor een oplossingsruimte;
- Bijzondere constructies (TRWG hoofdstuk 9) besteedt aandacht aan drainage, filterconstructies en waterdichte schermen in dijken die hinder of gevaar door hoge waterstanden en kwel moeten voorkomen;
- Uitvoering (TRWG hoofdstuk 10) behandelt de stabiliteit van dijken tijdens de uitvoering en welk uitvoeringstempo moet worden aangehouden in verband met het consolideren van de grond.

## Totstandkoming van het Addendum

Dit Addendum is opgesteld in opdracht van het Ministerie van Verkeer en Waterstaat, DG Water onder auspiciën van het ENW. Het project was onderdeel van het project "Leidraad Rivieren" waarvan Alex Hooijer, namens Rijkswaterstaat RIZA projectleider was in de periode dat het Addendum werd gerealiseerd. De opsteller Gijs Hoffmans van RWS-DWW heeft dankbaar gebruik gemaakt van de bijdragen uit de ENW-Werkgroep Materiaalfactoren, die bemand werd door Peter Blommaart (RWS-DWW), Joop Beijersbergen (Provincie Zuid Holland, na 1 januari 2007), Ed Calle (GeoDelft), Peter Damen (Waterschap Rivierenland), Henk van Hemert (STOWA), Gijs Hoffmans (voorzitter), Wim Kanning (Technische Universiteit Delft), Jan Willem Nieuwenhuis (RWS-Noord Holland), Martin Nieuwjaar (Provincie Flevoland), Dico van Ooijen (RWS-Zuid Holland, tot 1 januari 2007) en Harry Schelfhout (Provincie Zuid Holland, tot 1 januari 2007). Hans Niemeijer (Arcadis) en Harry Schelfhout (GeoDelft) hebben aan deel B een bijdrage geleverd.

De kwaliteitsborging van het Addendum is verzorgd door het Reviewteam Leidraad Rivieren van het ENW en door de Klankbordgroep van het project Leidraad Rivieren. Voor een overzicht van de leden van het Reviewteam en van de Klankbordgroep wordt verwezen naar de Leidraad Rivieren.



# DEEL A / **STABILITEITSFACTOREN**



*Hoogwater op de Rijn*



# DEEL A

*De nu volgende tekst is een aanvulling op het in 2001 uitgebrachte Technisch Rapport Waterkerende Grondconstructies (TRWG) en vervangt hiermede paragraaf 5.3.5 van het TRWG in zijn geheel.*

## 5.3.5 Veiligheid tegen afschuiven: stabiliteitsfactoren

### Algemeen

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

$$\gamma_0 = R/S \quad (5.3.1)$$

- $R$  gemiddelde sterkte langs het schuifvlak
- $S$  aandrijvend moment (belasting)
- $\gamma_0$  stabiliteitsfactor op basis van gemiddelde waarden

Bij de drukstaafberekening wordt de overall-veiligheidsfactor  $\gamma_{0,drukst.}$  als volgt bepaald:

$$\gamma_{0,drukst.} = (F_p + F_s) / F_a \geq 1 \quad (5.3.2)$$

- $F_a$  gemiddelde aandrijvende kracht uit actieve glijvlak
- $F_p$  gemiddelde weerstandsbiedende kracht in achterland = einde drukstaaf
- $F_s$  gemiddelde weerstandsbiedende kracht langs scheidingsvlak
- $\gamma_{0,drukst.}$  overall stabiliteitsfactor op basis van gemiddelde waarden

### Partiële veiligheidsfactoren

Voor de stabiliteitsanalyse wordt aanbevolen een semi-probabilistische methode te hanteren. Zoals hierboven aangegeven wordt de stabiliteit van een grondlichaam tegen afschuiven onderzocht door vergelijking van de sterkte en de belasting. Het maximaal mobiliseerbare tegenwerkende moment (of de weerstandsbiedende krachten) en het aandrijvend moment (of de aandrijvende kracht) worden berekend op basis van rekenwaarden. De variabele die de sterkte vertegenwoordigt, wordt door  $\gamma_R$  gedeeld zodat een veilige reken-

waarde voor de sterkte wordt verkregen. Daarentegen wordt de variabele die representatief is voor de belasting met  $\gamma_s$  vermenigvuldigd.

Voor het mechanisme macrostabiliteit geeft het Expertise Netwerk Waterkeringen (ENW) als volgt invulling aan de veiligheidsfactoren:

$$\gamma_s = 1 \text{ en } \gamma_R = \gamma_b \gamma_d \gamma_m \gamma_n \quad (5.3.3)$$

$\gamma_b$	partiële veiligheidsfactor die verband houdt met het schematiseren van de ondergrond (ook wel schematiseringsfactor genoemd)
$\gamma_d$	partiële veiligheidsfactor die verband houdt met het gebruikte model (ook wel modelfactor genoemd)
$\gamma_m$	partiële veiligheidsfactor die verband houdt met de materiaalparameters (ook wel materiaalfactor genoemd)
$\gamma_n$	partiële veiligheidsfactor die verband houdt met schade (ook wel schadefactor genoemd)
$\gamma_R$	veiligheidsfactor van de sterkte
$\gamma_s$	veiligheidsfactor van de belasting

Een karakteristieke waarde voor een materiaaleigenschap is een op basis van statistische analyses vastgestelde waarde met een bepaalde onder- en overschrijdingskans en kan worden bepaald zoals in bijlage 1 van TRWG is weergegeven. Voor de Bishop-methode is de stabiliteitsfactor:

$$\gamma_{\text{Bishop}} = R_d/S_d \text{ of } \gamma_{\text{Bishop}} = \gamma_0 / (\gamma_b \gamma_d \gamma_m \gamma_n) \quad (5.3.4)$$

$R_d$	maximaal mobiliseerbare tegenwerkende moment berekend op basis van rekenwaarde ( $R_d = R/\gamma_R$ )
$S_d$	rekenwaarde voor het aandrijvend moment ( $S_d = \gamma_s S$ )

De stabiliteitsfactor  $\gamma_{\text{drukst.}}$  is voor de drukstaafmethode (figuur 5.3.5):

$$\gamma_{0,\text{drukst.}} = (F_{p,d} + F_{s,d}) / F_{a,d} \text{ of}$$

$$\gamma_{\text{drukst.}} = \gamma_{0,\text{drukst.}} / (\gamma_b \gamma_d \gamma_m \gamma_n) \quad (5.3.5)$$

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

Evan uitgaande dat de berekening met rekenwaarden is uitgevoerd (de vervormingen kloppen in dat geval niet, zie paragraaf 5.3.4) wordt de stabiliteitsfactor  $\gamma_{\text{eem}}$  voor de eindige-elementenmethode afgeleid volgens:

$$\gamma_{\text{eem}} = R_d/S_d \text{ of } \gamma_{\text{eem}} = \gamma_0 / (\gamma_b \gamma_d \gamma_m \gamma_n) \quad (5.3.6)$$

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

### Schematiseringsfactor

Het uitgangspunt van de stabiliteitsbeoordeling is een conservatieve inschatting van de bodemopbouw en waterspanningen. De onzekerheid hierin wordt vooralsnog verdisconteerd met een schematiseringsfactor  $\gamma_b = 1,3$ .

### Materiaalfactor

In de materiaalfactor  $\gamma_m$  zijn onzekerheden ten aanzien van de beschrijving van de schuifsterkte verdisconteerd. Dit is afhankelijk van de grondsoort, maar ook van de beproevingsmethode. De in de huidige adviespraktijk te hanteren materiaalfactoren zijn gepresenteerd in tabel 5.3.1.

De materiaalfactoren zijn afgeleid voor een basisbetrouwbaarheidsniveau  $\beta = 4,0$  (1/jaar).

Tabel 5.3.1 Materiaalfactoren

Grondsoort en parameter			Variatie-coëfficiënt V	$\gamma_m$
<b>volumieke massa nat/droog</b>		( $\rho$ )		1,0
<b>klei</b>	(TP-CU-5%)			
	- cohesie	(c)	0,45	1,25
	- inwendige wrijving	( $\tan \phi$ )	0,20	1,20
<b>veen</b>	(TP-CU-5%)			
	- cohesie	(c)	0,80	1,50
	- inwendige wrijving	( $\tan \phi$ )	0,25	1,25
<b>zand</b>	(TP-CD)			
	- cohesie	(c)	n.v.t.	n.v.t.
	- inwendige wrijving	( $\tan \phi$ )	0,15	1,20
<b>samendrukingsconstanten</b>	- Terzaghi	(C, A)		1,1
	- Buisman-Koppejan	(Cp, Cs)		1,1

TP-CU-5% = triaxiaalproef, geconsolideerd en ongedraineerd, met 2 à 5% vervorming  
 TP-CD = triaxiaalproef, geconsolideerd en gedraineerd  
 Bij aantoonbaar lagere variatiecoëfficiënten voor cohesie en inwendige wrijving kunnen aangescherpte materiaalfactoren worden afgeleid. Bijvoorbeeld in het geval van natuurlijke niet-organische klei, waarvoor is aangetoond dat de variatiecoëfficiënten voor cohesie en inwendige wrijving kleiner of gelijk zijn aan respectievelijk  $V_c \leq 0,275$  en  $V_\phi \leq 0,15$ , geldt  $\gamma_{m,c} = 1,15$  en  $\gamma_{m,\tan \phi} = 1,15$

Figuur 5.3.1 Bezwijkproef Bergambacht aan de rivier de Lek



### Triaxiaalproeven

De materiaalfactoren zijn bepaald, uitgaande van de bepaling van de effectieve cohesie  $c'$  en hoek van inwendige wrijving  $\tan \phi'$  met behulp van CU triaxiaalproeven [CU: Consolidated (= geconsolideerd) en Undrained (= ongedraineerd)]. Aangehouden is een rekgrens van 2 à 5%, zijnde een voldoende veilige benadering van de residuele sterkte.

### Sterkteparameters uit NEN 6740 / Eurocode

Indien de sterkteparameters op basis van tabel 1 uit NEN 6740 worden geschat dienen de materiaalfactoren uit NEN 6740 te worden gebruikt, of zoveel hoger als volgt uit tabel 5.3.1. Bij gebruik van de Eurocode dienen de materiaalfactoren conform RC3 te worden gebruikt, of zoveel hoger als volgt uit tabel 5.3.1.

### Modelfactor

De modelfactor verdisconteert onder andere onzekerheden ten aanzien van het rekenmodel. Bij toepassing van de methode Bishop wordt met een modelfactor  $\gamma_d = 1,0$  gerekend.

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

$$\gamma_d = 1,0 - \frac{1}{2}(n_{\text{opdruk}} - 1,0) = 1,5 - \frac{1}{2} n_{\text{opdruk}} \quad (5.3.7)$$

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

### Schadefactor

Omdat de vereiste betrouwbaarheid per dijkvak kan verschillen ten opzichte van het basisbetrouwbaarheidsniveau ( $\beta = 4,0$ ) is een schadefactor nodig om hiervoor te corrigeren. Deze schadefactor is direct aan de betrouwbaarheidsindex gerelateerd en wordt als volgt berekend (zie ook tabel 5.3.2):

$$\gamma_n = 1,0 + 0,13 \cdot (\beta - 4,0) \quad (5.3.8)$$

Tabel 5.3.2 Schadefactoren

betrouwbaarheidsindex $\beta$ (1/jaar)	4,00	4,25	4,50	4,75	5,00	5,25
schadefactor $\gamma_n$ (-)	1,00	1,03	1,07	1,10	1,13	1,16

### Bovenrivierengebied

Voor het bovenrivierengebied kan voor de binnenwaartse stabiliteit een betrouwbaarheidsindex  $\beta = 4,6$  worden gebruikt (ofwel een schadefactor 1,08).

### Benedenrivierengebied

Voor het benedenrivierengebied kan voor de te hanteren betrouwbaarheidsindex per dijkvak de volgende benadering worden gevolgd:

$$\beta_{\text{nodig}} = \Phi^{-1}(P_{\text{loc,toel}}) \quad \text{waarin } P_{\text{loc,toel}} = \frac{f \cdot \text{norm}}{1 + \alpha \frac{L}{\ell} \cdot P_{f|\text{inst}}} \quad (5.3.9)$$

$\beta_{\text{nodig}}$  vereiste betrouwbaarheid voor een dijkvak (1/jaar)

$\Phi^{-1}$  inverse Gauss kansfunctie

$P_{\text{loc,toel}}$  toelaatbare kans op instabiliteit op een bepaalde locatie (1/jaar)

norm veiligheidsnorm: variërend van 1/1250 tot 1/10.000 (1/jaar)

$f$  0,1 (-); toelaatbare kans overstrooming door instabiliteit =  $f \cdot \text{norm}$

$\alpha$	0,033 (-); $\alpha$ verdisconteert twee fenomenen, 1) het niet substantieel bijdragen van alle dijkvakken in de ring aan de instabiliteitskans van de ring en 2) aanwezige correlatie tussen de instabiliteitskansen van de afzonderlijke dijkvakken
L	totale lengte van de waterkering (m)
$\ell$	50 m; representatieve lengte voor de analyse in een doorsnede (m)
$P_{f_{inst}}$	kans op falen gegeven een instabiliteit (-)

Voor hoogwater als oorzaak van de instabiliteit wordt  $P_{f_{inst}} = 1,0$  aangehouden. Indien het optreden van instabiliteit niet samenhangt met het optreden van hoogwater wordt  $P_{f_{inst}} = 0,1$  aangehouden.

#### Veiligheid en materiaalfactor tijdens de uitvoering

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

Bij de berekening van de verwachte consolidatie van de ondergrond bij grondaanvullingen in den natte moet worden gewerkt met een partiële veiligheidsfactor van 1,5 voor de consolidatie-eigenschappen in combinatie met voorzichtige aannamen met betrekking tot de ontwatering van het stort. Evenals voor de beoordeling van de veiligheid in de eindsituatie wordt voor de analyse van de kritieke uitvoeringssituaties gewerkt volgens een semi-probabilistische methodiek. Dat wil dus zeggen, dat gebruik gemaakt wordt van karakteristieke schattingen van grondparameters, schematiserings-, materiaal- en schadefactoren.

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

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

#### Differentiatie van de schadefactoren bij afschuiven

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

# DEEL B / TEKSTEN UIT LOR1 EN LOR2



*De dijk langs de Waal bij Ewijk tijdens een zeer hoge waterstand*

# INHOUDSOPGAVE

<b>Faalmechanismen</b>	<b>16</b>
Wielen en strangen nabij de dijk	16
Algemeen	16
Wiel binnendijks	16
Wiel of strang buitendijks	17
<b>Optimalisatie van het dwarsprofiel</b>	<b>19</b>
Eisen klei	19
Waterdichtheid	19
<b>Niet waterkerende objecten</b>	<b>20</b>
Algemeen	20
Beoordeling bebouwing	20
Bebouwing - ontwerpaspecten	21
Algemeen	21
Gevolgen van dijkversterking voor gebouwen	21
<b>Bijzondere constructies</b>	<b>24</b>
Algemeen	24
Drainages en filterconstructies	24
Waterdichte schermen	26
Algemeen	26
Toepassingsgebied	26
Systemen	28
<b>Uitvoering</b>	<b>29</b>
Algemeen	29
Berekening van de uitvoeringsstabiliteit	29
Controlemetingen	30





# FAALMECHANISMEN

## LOR1 p.177 **Wielen en strangen nabij de dijk**

TRWG hoofdstuk 4 en hoofdstuk 5

### **Algemeen**

Dichtbij rivierdijken worden op veel plaatsen wielen aangetroffen, die bij vroegere doorbraken van de dijk zijn ontstaan. Door het binnenstromend water werd de grondslag ter plaatse uitgeschuurd. Doorgaans werd dan na het hoogwater een nieuwe dijk aan de rivierzijde om het wiel aangelegd en soms ook wel aan de polderzijde van het wiel. Op een aantal plaatsen komen dicht bij de dijk ook strangen voor. Dit zijn oude, min of meer verlande rivierlopen.

Kenmerkend voor wielen en strangen is het soms vrij diepe en gedeeltelijk met water gevulde gat in de bodem. Indien zo'n wiel of strang dicht bij de dijk ligt kan de stabiliteit van de dijk nadelig worden beïnvloed. Ten aanzien van de gevolgen voor de stabiliteit kan onderscheid worden gemaakt in binnendijs gelegen wielen en een wiel of strang buitendijs.

### **Wiel binnendijs**

Doorgaans is een wiel zo diep, dat het tot in de zandondergrond onder de veelal aanwezige klei- en veenlagen reikt. Bij hoge rivierstanden is er dan een aanzienlijke kwel door dit zandpakket heen, naar het wiel. Het grondwater treedt uit het zandige onderwatertalud, en is daarbij het sterkst geconcentreerd in het bovenste deel van het zandtalud. Zo'n grondwaterbeweging kan instabiliteiten in het talud veroorzaken.

*In het verleden heeft men bij verscheidene wielen met gebruikmaking van kwelkaden het water ter plaatse van wielen opgezet. Het verval over de dijk werd daarmee beperkt en de stabiliteit vergroot.*

Dijkvakken bij een wiel zijn kwetsbaarder dan normale dijkvakken. Gebreken zullen vaak pas in een relatief laat stadium worden geconstateerd, omdat de uitstroom van water, eventueel uitspoeling van grond en het optreden van vervormingen beneden het niveau van het waterpeil in het wiel aan de waarneming onttrokken is. Tijdig ingrijpen bij dreigend stabili-

teitsverlies wordt hierdoor bemoeilijkt. Bovendien zal bij dreigend doorbraakgevaar het trefpen van noodmaatregelen door de aanwezigheid van het wiel maar beperkt mogelijk zijn.

*Het dijkontwerp verdient ter plaatse van wielen daarom meer aandacht dan elders.*

De mogelijke vormen van instabiliteit bij wielen zijn in principe gelijk aan die bij gewone dijkvakken. Bij een wiel is echter eerder kans op uitspoeling van grond (micro-instabiliteit) of het optreden van zandmeevoerende wellen. Daarnaast kan de stabiliteit van een dijk bij een wiel, evenals bij de normale dijkvakken, verloren gaan door het ontstaan van diepe glijvlakken. Daarbij kan, afhankelijk van het dwarsprofiel van de dijk, de waterkering geheel of voor een groot deel in beweging komen. Omdat een wiel een grote bergingsmogelijkheid biedt voor een schuivende grondmassa, moet een dergelijk stabiliteitsverlies als zeer ernstig beoordeeld worden. De na te streven veiligheid dient mede door dit gegeven te worden bepaald. Voor elk van deze aspecten wordt verwezen naar het TRWG (TAW, 2001), het TRZW (TAW, 1999) en het TRW (TAW, 2003-a).

Enkele aanvullende opmerkingen zijn hierbij echter nodig:

- De taluds en de bodem van een wiel kunnen bedekt zijn met een min of meer geconsolideerde sliblaag. Dit leidt tot een extra uittreeweerstand voor het kwelwater, waardoor de waterspanningen in de grond hoger worden dan wanneer er geen sliblaag aanwezig is.
- De grondwaterstroming zal min of meer drie-dimensionaal kunnen zijn. Dit leidt tot hogere waterspanningen dan bepaald uit de doorgaans gebruikte twee-dimensionale schematisering.
- Inscharingen in een afdekkende kleilaag op een zandondergrond ter plaatse van het onderwatertalud veroorzaken eveneens een concentratie van de grondwaterstroming.
- Wanneer de grond langs het onderwatertalud door afzetting van slib of door begroeiing niet homogeen is, kan men stromingsconcentraties in het uittredende grondwater verwachten.

Het verhogen van het waterpeil in het wiel hoeft met name bij de aanwezigheid van een binnenberm niet altijd tot een vergroting van de stabiliteit langs diepe glijvlakken te leiden. Ter vergroting van de stabiliteit kunnen speciale maatregelen getroffen worden, hetzij om het kwelwater aan de rivierzijde van de dijk te blokkeren, hetzij om het kwelwater zonder gevaren voor stabiliteitsverlies uit het zandtalud te laten uittreden.

- Bij de eerstgenoemde mogelijkheid kan worden gedacht aan waterdichte schermen (zie Hoofdstuk "Bijzondere constructies" in dit deel). De toepassing lijkt echter beperkt, in verband met de doorgaans aangetroffen bodemgesteldheid.
- Het aanbrengen van een filterconstructie in de potentieel gevaarlijke zone van het talud geeft een oplossing voor de tweede genoemde mogelijkheid (zie Hoofdstuk "Bijzondere constructies" in dit deel). Bij wielen zal vanwege de moeilijke uitvoering en inspectie tijdens hoogwater de filterconstructie betrekkelijk ruim gedimensioneerd moeten worden.
- Een relatief robuuste en tegenwoordig vaak toegepaste methode is het aanbrengen van een flauw talud in zand, onder water. Ter voorkoming van uitspoeling van grond zal het talud een helling van 1V:5H of flauwer moeten hebben. Als alternatief kunnen bijzondere waterkerende constructies worden toegepast.

### Wiel of strang buitendijks

Een buitendijks gelegen wiel of strang kan in principe op twee manieren een nadelige invloed hebben op de stabiliteit van een dijk.

- In de eerste plaats kan het wiel of de strang invloed hebben op de grondwaterstroming. Het naar binnendringen van water in de zandondergrond kan een verhogend effect hebben op de waterspanningen in en onder de dijk. Vaak is er in de buitendijks gelegen wielen of strangen in de loop der jaren een sliblaag afgezet. Deze sliblaag kan een tamelijk

grote afsluitende werking hebben, en derhalve van betekenis zijn bij een stabiliteitsbeschouwing, echter dan moet er wel voldoende zekerheid zijn dat de afsluitende sliblaag aanwezig blijft.

- In de tweede plaats heeft een wiel of strang in de onmiddellijke nabijheid van de buiten-  
teen van de dijk een nadelige invloed op de stabiliteit van het buitentalud. Onder maat-  
gevende omstandigheden, voorkomend bij vallend water, zou het buitentalud kunnen  
afschuiven. Indien dit gevaar aanwezig is, zal een vergroting van de stabiliteit kunnen  
worden verkregen door het aanbrengen van een steunberm in het wiel of de strang.

# OPTIMALISATIE VAN HET DWARSPROFIEL

## LOR1 p.33 **Eisen klei**

TRWG paragraaf 6.3.6 en paragraaf 7.3

Ten aanzien van de eisen voor klei in dijken wordt verwezen naar het TR Klei voor dijken (TAW, 1996). Hierop zijn de volgende aanvullingen van toepassing:

- voor afdekklei categorie 1 geldt een aanvullende eis: lutum 20 - 40% (in verband met het stimuleren van de ontwikkeling van een goede grasmatt op niet te vette klei);
- voor klei categorie 3 geldt een aanvullende eis: > 8% lutum (om te voorkomen dat zand als klei categorie 3 kan worden betiteld);
- bij toepassing van afdekklei categorie 1 van 2 m dikte op de kruin en het buitentalud hoeven er geen eisen aan het kernmateriaal te worden gesteld (in verband met mogelijke scheurvorming);
- bij toepassing van kernmateriaal met meer dan 10% lutum kan bij  $H_s < 1$  m ( $H_s$  is significante golfhoogte) worden volstaan met 1 m afdekklei van categorie 1 op de kruin en het buitentalud (in verband met de waterdichtheid van het kernmateriaal); bij  $H_s > 1$  m is 2 m afdekklei nodig;
- bij doorlatend kernmateriaal moet bij het ontwerp rekening worden gehouden met drainage in de kern ter voorkoming van wateroverdrukken achter de bekleding.

## LOR2 p.39 **Waterdichtheid**

TRWG paragraaf 6.3.6

Het streven is om dijken zo waterdicht mogelijk te ontwerpen, teneinde de waterspanningen en de stijghoogten van het water in de dijk te beperken, en ook de hoeveelheid water die uit het binnentalud treedt.

# NIET WATERKERENDE OBJECTEN

## Algemeen

TRWG hoofdstuk 8

Dit hoofdstuk behandelt de invloed van bebouwing op de veiligheid van de dijk (beoordeling bebouwing) en de invloed van een dijkversterking op de bebouwing (bebouwing - ontwerpaspecten).

## LOR1 p.173 Beoordeling bebouwing

TRWG paragraaf 8.2 en 8.4

Langs de rivierdijken komt vrij veel bebouwing voor. Indien handhaving van de bebouwing overwogen wordt, moet het waterkerend vermogen van de dijk – ook op de lange duur – niet ontoelaatbaar worden aangetast. Een acceptabele situatie wordt bereikt door het treffen van speciale maatregelen, zoals het verplaatsen of opvijzelen van huizen, en het toepassen van drainageconstructies en keerwanden (zie Hoofdstuk “Bijzondere constructies” van dit deel).

Voorkomen moet worden dat onderdelen van de bebouwing tevens een essentieel onderdeel van de waterkering vormen. Als stelregel kan worden aangehouden dat in een willekeurig dwarsprofiel met bebouwing een beoordelingsprofiel aanwezig moet zijn, dat geheel vrij is van bebouwing. Het beoordelingsprofiel is daarbij een profiel dat tenminste nodig is voor de waterkerende functie. Hiervoor kan bijvoorbeeld het leggerprofiel gebruikt worden, of een profiel dat op basis van berekeningen is bepaald.

Eventuele instabiliteiten in het werkelijke grondlichaam mogen het beoordelingsprofiel niet aantasten. Voorzover het gewicht van de bebouwing gunstig uitwerkt op de stabiliteit, mag hier geenszins rekening mee worden gehouden bij de stabiliteitscontrole. Voor gronderende delen van bebouwing buiten het beoordelingsprofiel kan als voorwaarde voor handhaving gesteld worden, dat bij een mogelijk bezwijken ervan het beoordelingsprofiel van de waterkering niet mag worden aangetast. Ook uitspoeling en aantasting van dijk en ondergrond door de grondwaterstroming mag niet optreden.

Indien bebouwing binnen het beoordelingsprofiel gehandhaafd blijft, dan krijgt het een waterkerende functie. De onderdelen van een gebouw met een waterkerende functie dienen ontworpen te zijn als waterkerend kunstwerk (Leidraad Kunstwerken, TAW, 2003-b), waarbij inspectie en onderhoud speciale aandacht vragen. In verreweg de meeste gevallen is een dergelijke situatie voor bestaande bebouwing niet aan te raden. In geval van nieuwbouw zijn de mogelijkheden vaak ruimer, maar ook dan geeft het beheer belangrijke belemmeringen.

LOR2 p.98

## Bebouwing - ontwerpaspecten

TRWG paragraaf 8.5

### Algemeen

Bij een dijkontwerp dienen de belangen van de bewoners en gevestigde bedrijven steeds zorgvuldig mee te worden afgewogen. Enerzijds moet zorg worden gedragen voor de standzekerheid van panden, en dient zoveel mogelijk voorkomen te worden dat er zettingen en horizontale belastingen optreden. Anderzijds is het vaak onvermijdelijk dat bedrijven en bewoners tijdens een dijkverbetering enige hinder van de werkzaamheden ondervinden. Er dienen maatregelen te worden getroffen ten aanzien van de bereikbaarheid van de woningen en de nutsvoorzieningen, bijvoorbeeld in de vorm van tijdelijke rijbanen.

### Gevolgen van dijkversterking voor gebouwen

Niet alleen ter plaatse van een dijkophoging kunnen zettingen optreden, maar ook door de spreiding van de belasting kunnen ze in zones voorkomen, die grenzen aan de ophoging, naar eerste schatting tot een breedte van 1 à 2 maal de dikte van het samendrukbare pakket. Dit kan vooral van belang zijn wanneer in de onmiddellijke nabijheid bebouwing voorkomt.

### Op staal gefundeerde bebouwing

Het meest gebruikte criterium is het te verwachten zettingsverschil over de eerste 5 m achter de bovengenoemde gevel van het gebouw, uitgedrukt in een zettingshelling of hoekverdraaiing. Om een onderscheid te kunnen maken in de ernst van de te verwachten schade, worden de opstallen in de buurt van een dijkwerk ingedeeld in schadecategorieën. Een gangbare indeling is de volgende:

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

Voor zeer kwetsbare of waardevolle bebouwing wordt ook wel een zettingshelling van 1:1000 of flauwer als criterium gehanteerd. Voor de vaststelling van de schadecategorieën speelt naast de zettingshelling ook de absolute waarde van de zetting een rol en andere dan grondmechanische overwegingen, zoals bijvoorbeeld initiële scheefstand, de constructieve staat en de waarde van het betreffende object.

### Op palen gefundeerde bebouwing

Bij bebouwing op palen zijn 2 aspecten relevant: de horizontale paaldruk en negatieve kleeft.

#### *Horizontale paaldrukken*

Met name in de zones vlak langs de nieuw te maken dan wel de te versterken dijken kunnen behalve verticale verplaatsingen door zettingen ook horizontale verplaatsingen optreden, zoals gezegd tot een breedte van ongeveer twee maal de dikte van het samendrukbare pakket. Dit is vooral van belang voor de paalfunderingen onder aangrenzende bebouwing. Zulke funderingen bestaan vooral bij oudere bebouwing veelal uit houten palen, al dan niet met een betonoplager. Nieuwere bebouwing en bedrijfspanden zijn vaak gefundeerd op betonpalen van uiteenlopend type. Geringe grondverplaatsingen kunnen door de relatief grote stijfheid van met name betonpalen tot grote horizontale belastingen op de palen leiden, en de fundering beschadigen, zowel de palen zelf als de balken.

Vaak wordt voor de oplossing van dit probleem nog teruggegrepen op de volgende methode, die uit twee componenten bestaat (CIAD, 1979):

1. Ter plaatse van de beschouwde paal wordt de horizontale grondverplaatsing berekend, en de toename van de horizontale grondspanning die ontstaat ten gevolge van het aanbrengen van de ophoging. Voor de berekeningen staan zowel analytische als eindige elementen methoden ter beschikking.
2. Vervolgens wordt nagegaan in hoeverre die paal de berekende grondverplaatsing wil verhinderen. Door de stijfheid van de paal in te voeren kan worden berekend welke horizontale druk op de paal zal werken. Uitgaande van deze druk kan het buigend moment in de paal worden berekend. Hierbij moet worden ingeschat wat de oplegcondities van de paal zijn, zowel bij de paalpunt als ter plaatse van de inklemming in de funderingsbalken.

Naast bovengenoemde methode staat ook een eindige elementen methoden direct ter beschikking.

Voorwaarde bij het maken van alle berekeningen is wel dat het paaltype, de lengte van de paal en het niveau van de overgang van funderingsbalk en paal bekend zijn; zeker bij oudere bebouwing is dat lang niet altijd het geval. Toetsing van de berekende krachten en momenten aan de toelaatbare krachten en momenten geeft aan of schade aan de constructie te verwachten is. Bij bebouwing die op palen is gefundeerd wordt niet gewerkt met een verwachte schadecategorie; er wordt slechts beoordeeld of de palen de belasting kunnen weerstaan of niet.

#### *Negatieve kleeft*

In principe zal zetting van de ondergrond ter plaatse van op palen gefundeerde bebouwing leiden tot negatieve kleeft op deze palen. Bij de berekening van de negatieve kleeft en bij de beoordeling of die toelaatbaar is, doet zich vaak een probleem voor. Dikwijls is immers niet bekend welk type palen is toegepast, en hoe diep de palen in de vaste zandlaag zijn geheid. In de meeste gevallen worden de palen in zettingsgevoelige gebieden wel op negatieve kleeft berekend, maar ten gevolge van ophoging kan een grotere negatieve kleeft optreden. De berekening van negatieve kleeft wordt onder andere behandeld in NEN6743-1.

### Constructieve maatregelen

Als de te verwachten schade voor een pand onaanvaardbaar is, moeten compenserende maatregelen worden getroffen of een ander dijkontwerp worden gekozen. In een aantal gevallen zal een verschuiving van de as van de nieuwe dijk ten opzichte van de as van de bestaande dijk, of zelfs een dijkverlegging mogelijk zijn. Men kan echter ook proberen:

- lichter ophogingsmateriaal te gebruiken in de kern van de dijk, bijvoorbeeld Flugsand in plaats van ophoogzand; toepassing van licht ophogingsmateriaal bij dijkverbeteringen is echter alleen acceptabel bij binnenwaartse dijkverbeteringen;
- een damwand te plaatsen tussen de ophoging en het te beschermen object;
- een paalfundering aan te brengen: hierbij wordt onder een op staal gefundeerd gebouw een stijf balkenrooster of een gewapend-betonnen vloer aangebracht, waar onder in de grond vervaardigde palen worden ingebracht; daarna kan het pand eventueel nog worden opgevijzeld;
- een oude paalfundering onder het object te versterken, zodat die de te verwachten spanningen wel kan doorstaan;
- een bijzondere waterkerende constructie toe te passen, waaronder ook innovatieve technieken of INSIDE technieken verstaan kunnen worden (zie Bijlage 6 bij de Leidraad Rivieren (ENW, 2007).



# BIJZONDERE CONSTRUCTIES

## Algemeen

TRWG hoofdstuk 9

In dit hoofdstuk wordt ingegaan op enkele bijzondere constructies, namelijk drainage- en filterconstructies en waterdichte schermen.

## LOR1 p.163 Drainages en filterconstructies

TRWG hoofdstuk 9

Drainages en filterconstructies worden bij waterkeringen toegepast om:

- hinder of gevaar door hoge grondwaterstanden en om kwelwater op te vangen;
- beheerste uitstroming van kwelwater te bewerkstelligen, zonder uitspoeling van gronddeeltjes.

Gedacht kan hierbij worden aan drainages in een binnendijkse berm of onder het binnendijkse maaiveld, en aan filterconstructies in taluds bij uittredend water, en onder open bekledingen.

Een belangrijke toepassing van drainage is de verlaging van waterspanningen in dijklichaam en ondergrond. Hiervan kan gebruik gemaakt worden als er bij het optredende waterspanningsbeeld geen voldoende stabiel dijkontwerp mogelijk is, en er voor verzwaring van het profiel ook geen mogelijkheden aanwezig zijn. De stabiliteit van de dijk, en dus de veiligheid, is dan uiteraard in sterke mate afhankelijk van het functioneren van de drainageconstructie. Ook op de lange termijn is een goede werking van de drainage daarom noodzakelijk. Om dit te kunnen garanderen dienen aan drainageconstructies eisen te worden gesteld met betrekking tot stabiliteit en doorlatendheid. Daarnaast blijven echter ook controle en onderhoud van groot belang. Bij de keuze van een drainageconstructie moet dit meegewogen worden.

De stabiliteit ten aanzien van afschuiven en opdrijven moet verzekerd zijn, zowel voor de filterconstructie als geheel als voor onderdelen ervan. Het verdient aanbeveling een ruime veiligheidsmarge te hanteren bij het schematiseren van de waterspanningen en het dimensioneren van het filterconstructie. Uitspoeling van korrels uit het te draineren grondlichaam of

uit de drainageconstructie zelf mag niet plaatsvinden. Daartoe biedt een laagsgewijs opgebouwde filterconstructie met verschillende korrelgradaties een oplossing. De gradatie moet voldoen aan de eis dat korrels uit de ene laag niet door de poriën tussen de korrels van de volgende laag heen kunnen worden uitgespoeld.

De doorlatendheid van de drainageconstructie moet uiteraard groter zijn dan de doorlatendheid van de te draineren grond. Dit geldt ook voor de verschillende lagen onderling in een gegradeerd filter. Deze eisen ten aanzien van stabiliteit en doorlatendheid zijn vastgelegd in zogenaamde filterregels. Het meest bekend en meest toegepast is de filterregel van Terzaghi:

$$\frac{D_{15}}{d_{85}} < 4 < \frac{D_{15}}{d_{15}}$$

$D_{15}$ : de korreldiameter van het grove materiaal, waarbij 15 gewichtsprocent van de deeltjes van het monster een kleinere diameter heeft.

$d_{15}$  resp.  $d_{85}$ : de korreldiameter van het fijne materiaal waarbij 15 resp. 85 gewichtsprocent van de deeltjes van het monster een kleinere diameter heeft.

Tevens geldt bij de filterregel van Terzaghi, dat de zeefkrommen van het grovere en fijnere materiaal ongeveer parallel moeten verlopen. Een drainageconstructie kan uit meer dan twee lagen zijn opgebouwd. Voor twee opeenvolgende lagen moet dan bovengenoemde filterregel gelden. Voor de minimaal benodigde dikte van de verschillende lagen wordt aanbevolen een maat van 2 à 3 maal  $d_{50}$  van de betreffende laag aan te houden. Wel dienen de laagdikten in de praktijk bij de uitvoering goed realiseerbaar te zijn. Meer informatie over granulaire filters is te vinden in (CUR, 1993-b).

In het algemeen wordt voor drainageconstructies bij rivierdijken gebruik gemaakt van grof rivierzand, kif, grind en gebroken puin of steenslag. Tegenwoordig wordt ter vervanging van een laag filtermateriaal vaak een filterdoek van kunststofweefsel toegepast. Dit doek is in diverse soorten, sterkten en zanddichtheden te verkrijgen. Voor meer informatie over kunststoffilters wordt verwezen naar bijvoorbeeld (CUR, 1995).

Bij het ontwerp dient ook voldoende aandacht besteed te worden aan een goede afvoer van het water uit de drainageconstructie. Vaak zal dit langs of over het oppervlak van de drainageconstructie kunnen, bijvoorbeeld in een molgoot. Een andere mogelijkheid is afvoer door drainagebuizen die in de filterconstructie zijn aangebracht. Deze constructie blijkt echter kwetsbaar. Daarnaast is regelmatig onderhoud in de vorm van doorspoeling van het buizenstelsel nodig, om verstopping door aangroei en dichtslibbing te voorkomen. De controle op de goede werking van een filterconstructie vraagt de nodige voorzieningen. In een aantal gevallen is een controle mogelijk met behulp van peilbuizen in de dijk of de ondergrond. Afvoermeting van het kwelwater geeft een indicatie over de afvoercapaciteit van het filter.

Van de tot nu toe toegepaste drainageconstructies bestaat het grootste deel uit zogenaamde teen- of taluddrainages. Drainagesystemen voor het verlagen van de grondwaterpotentialia in het zandpakket onder de dijk zijn tot op heden maar incidenteel toegepast.

LOR1 p.166 **Waterdichte schermen**

TRWG hoofdstuk 9

**Algemeen**

Bij de aanleg of verbetering van rivierdijken kunnen ingrijpende veranderingen in de bestaande landschappelijke situatie in een beperkt aantal gevallen voorkomen worden door toepassing van waterdichte schermen in de grond. Het bedoelde effect van waterdichte schermen is:

- een gehele of gedeeltelijke onderbreking van een kwelstroom, ter voorkoming van onderloopsheid of wateroverlast;
- een verlaging van de waterspanningen in de grond, ten behoeve van de stabiliteit.

**Toepassingsgebied**

Het nuttig effect van waterdichte schermen is vooral te verwachten bij toepassing in relatief goed doorlatende, watervoerende zandlagen. Gelet op de opbouw van dijk en ondergrond kunnen de volgende gevallen worden onderscheiden:

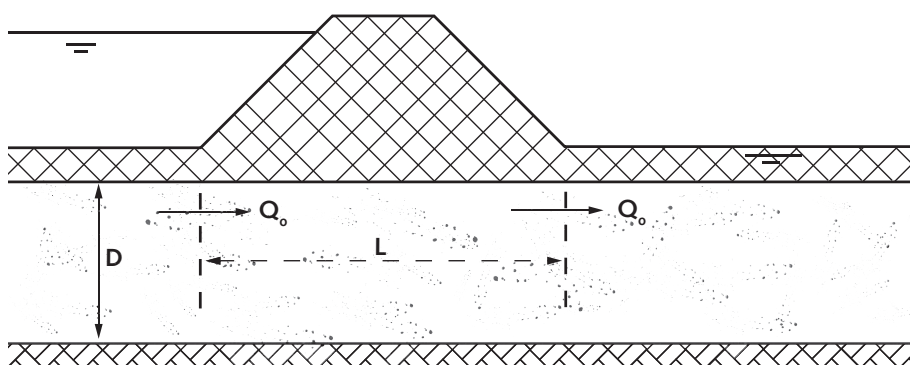
*a Dijklichaam met goed doorlatende grondlagen.*

In veel oude dijkprofielen is een zekere gelaagdheid aanwezig, als gevolg van vroegere verhogingen. Hierin kunnen relatief goed doorlatende lagen voorkomen, als gevolg van bijvoorbeeld oude wegverhardingen van grind of puin met zand. Een dergelijke constructie is geen bezwaar zolang het water door een goede kleibekleding op het buitentalud belemmerd wordt de dijk in te treden. Is deze bekleding niet aanwezig of onvoldoende dicht, dan kan de waterspanning in de dijk snel oplopen; dat kan gevaar voor uitspoeling en stabiliteitsverlies van het binnentalud opleveren. Als het aanbrengen van een goede kleibekleding op het buitentalud op grote bezwaren stuit, kan men overwegen om in de dijk een verticaal, waterdicht scherm aan te brengen, zoveel mogelijk aan de waterkerende zijde ervan.

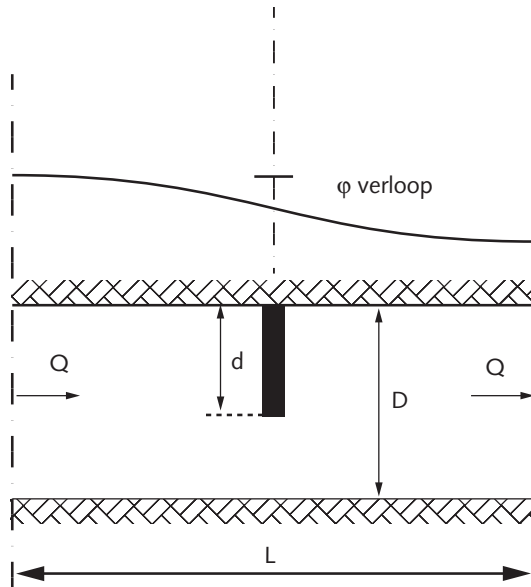
*b Watervoerende zandondergrond van grote dikte, onder een deklaag.*

Het meest voorkomende geologische profiel langs de rivieren is in de volgende figuur aangegeven. De watervoerende zandlaag, vaak tientallen meters dik, staat in contact met de rivier. Binnendijs kunnen hoge waterspanningen onder de kleilaag voorkomen. Ook kan er gevaar zijn voor zandmeevoerende wellen.

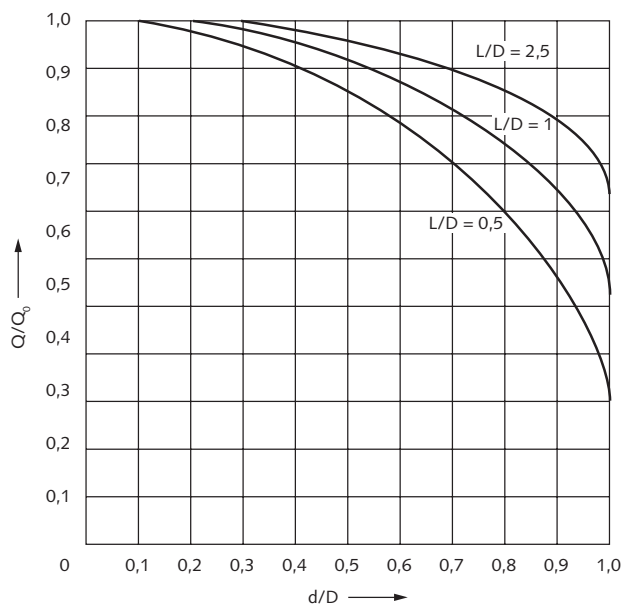
Typisch dwarsprofiel over een dijk



## Principeschets waterdicht scherm



## Invloed waterdicht scherm op het debiet in de watervoerende zandlaag



- d de lengte van het scherm in de watervoerende zandlaag
- D dikte van de watervoerende zandlaag
- L breedte van de dijk
- Q debiet in de watervoerende zandlaag onder de dijk, met waterdicht scherm.
- $Q_0$  debiet in de watervoerende zandlaag onder de dijk, zonder waterdicht scherm
- $\phi$  de stijghoogte in de watervoerende zandlaag

Om een waterdicht scherm in een dergelijke situatie effectief te laten zijn, zou het nagenoeg de gehele zandlaag moeten afsluiten, zie ook de navolgende figuren. Hoewel technisch een dergelijke constructie wel te maken is, zal dit qua problemen tijdens de uitvoering, door de brede werkstrook en de inzet van zwaar materieel, vaak niet aantrekkelijk zijn. Een alternatief is het plaatsen van een kwelscherm binnendijks. Bij deze plaatsing is een scherm effectief ter voorkoming van piping en hoeft daarom niet zo lang te zijn. Voor nadere informatie wordt verwezen naar het TRZW (TAW, 1999).

*c Zandtussenlaag in de ondergrond.*

Langs de rivieren komen situaties voor met watervoerende zandtussenlagen in het afdekende, slecht doorlatende pakket. Een verbetering van de stabiliteit van de dijk kan dan worden verkregen door het afsluiten van de ingesloten zandlaag.

In alle situaties moet het effect van het scherm op de waterhuishouding in dagelijkse omstandigheden ook worden beoordeeld. Door de plaatsing van waterdichte of waterremmende schermen kan wateroverlast ontstaan. Omgekeerd kunnen ook gebieden die afhankelijk zijn van kwelstromen verdrogen door de aanleg van waterdichte of waterremmende schermen. Bij ecologisch waardevolle gebieden is dat meestal ongewenst.

### Systemen

Ten aanzien van de toepasbaarheid van waterdichte schermen spelen ook constructieve overwegingen een rol. Materiaalkeuze, uitvoeringsaspecten en het gedrag van het kwelscherm in relatie tot het dijkmateriaal en de ondergrond, zijn ook bepalend voor het goed functioneren. Er zijn verschillende systemen voor het maken van kwelschermen:

- ingegraven constructies zoals cement-bentonietwanden;
- verdringingsconstructies zoals damwanden, kunststofschermen of folies;
- geïnjecteerde constructies, zoals een injectie met waterglas, waarbij de poriën van de grond gevuld worden, of injectie met cement-bentoniet, waarbij de grond verdrongen wordt;
- vermengingsconstructies, bijvoorbeeld met een 'mixed-in-place' techniek.

Per situatie zal een afweging nodig zijn, waarbij onder andere uitvoeringsaspecten, duurzaamheid, betrouwbaarheid en kosten meegewogen moeten worden.

# UITVOERING

## Algemeen

TRWG hoofdstuk 10

In dit hoofdstuk wordt ingegaan op de stabiliteit tijdens de uitvoering en op controlemetingen tijdens de uitvoering.

## LOR2 p.105 Berekening van de uitvoeringsstabiliteit

TRWG paragraaf 10.5

De algemene gang van zaken bij het bepalen van het uitvoeringstempo is als volgt: Eerst wordt de hydrodynamische periode berekend (TRWG, TAW 2001), en vervolgens wordt nagegaan hoe lang de ophoogwerkzaamheden zullen moeten duren om voldoende veilig te kunnen werken.

Is deze periode te lang, bijvoorbeeld langer dan drie jaar, dan moet worden nagegaan wat het effect zou zijn van een versnelling van de consolidatie door middel van bijvoorbeeld verticale drainage (CUR, 1993-a).

Binnen de gevonden totale uitvoeringsduur dienen tenslotte de verschillende fasen in de jaren zo effectief mogelijk verdeeld te worden.

Bij de berekeningen moet worden bedacht dat per jaar maar een beperkte periode voor het echte ophogen beschikbaar is. Afgezien van een verbod op werkzaamheden in het gesloten seizoen, voor zover die de veiligheid aantasten, blijken er in de praktijk in het eerste jaar altijd enige maanden nodig te zijn voor voorbereidende werkzaamheden. In het laatste uitvoeringsjaar moet ook ruimte worden gereserveerd voor het maken van glooiingsconstructies en het aanbrengen van wegverhardingen. Kan het werk volgens de berekening niet in de gestelde drie jaar worden gerealiseerd, dan worden in het algemeen verticale drains toegepast, indien nodig met een kleinere hart op hart afstand dan gebruikelijk. Zowel zandpalen als kunststofdrains vinden hierbij toepassing; tegenwoordig vooral die laatste (CUR, 1993a).

In sommige gevallen kan het nodig zijn het ontwerp te wijzigen met het oog op de vereiste uitvoeringsstabiliteit, bijvoorbeeld door verbreding of verhoging van de bermen of door toepassing van lichter ophoogmateriaal. Soms kan het werken met een deelbestek aantrek-

kelijk zijn, zodat vooruitlopend op het definitieve werk een voorbelasting kan worden aangebracht. De verwachting ten aanzien van de hydrodynamische periode en de consolidatie wordt meestal gebaseerd op samendrukkingsproeven en verticale doorlatendheidsproeven; ze wordt berekend met een eendimensionale consolidatieberekening (TRWG, TAW, 2001), op basis van karakteristieke waarden en materiaalfactoren. Voor het effect van verticale drainages wordt, als er geen horizontale doorlatendheden of consolidatiecoëfficiënten bekend zijn, de horizontale doorlatendheid gelijkgesteld aan de verticale doorlatendheid. Extra wateroverspanningen kunnen optreden als gevolg van plasticiteit en dilatantie (CUR, 1993-a).

Op basis van glijvlakberekeningen wordt vastgesteld welke wateroverspanningen toegestaan zijn om het werk in alle fasen te kunnen uitvoeren, inclusief de vereiste veiligheid. Uit de combinatie van de consolidatieberekeningen en glijvlakberekeningen volgt de periode tussen opeenvolgende ophogingslagen. Met de gebruikelijke tweedimensionale consolidatieberekeningen kan ook onderscheid gemaakt worden tussen de waterspanningen onder de ophoging en daarnaast. Deze uitkomsten kunnen in de glijvlakberekeningen niet helemaal goed worden verwerkt, omdat de spanningsspreiding daarin niet wordt meegenomen. Water- en korrelspanningen zijn dan niet helemaal juist op elkaar afgestemd. Met eindige-elementen berekeningen wordt dit nadeel ondervangen. Mogelijke opdrukking van het slappe-lagenpakket dient in de evenwichtsbeschouwing te worden betrokken zoals beschreven in het TRWG en TRW (TAW, 2001 en TAW, 2003-a). Speciale aandacht is in dit geval vereist voor de horizontale vervormingen.

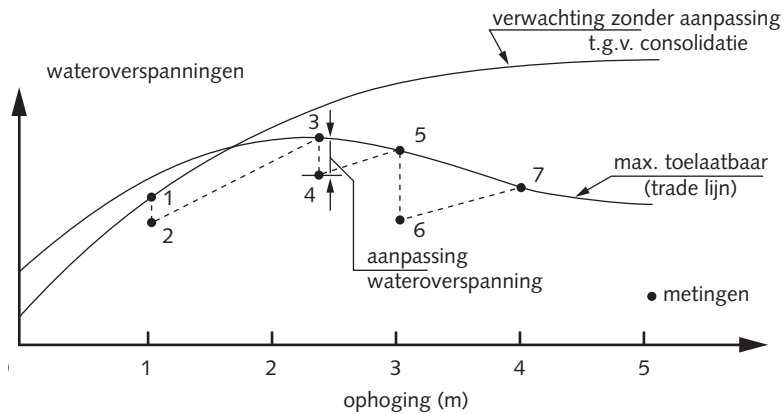
Tijdens de uitvoering is de stabiliteit afhankelijk van de aanwezigheid en omvang van samendrukbare lagen en vele malen minder groot dan na consolidatie. In het bovenrivierengebied speelt deze problematiek een minder prominente rol dan in het benedenrivierengebied. Tenslotte moet nog worden opgemerkt, dat behalve een tegenvallende consolidatie er nog een groot aantal zaken is dat het evenwicht gedurende de uitvoering in negatieve zin kan beïnvloeden. Het is dan ook nodig dat gedurende de uitvoering door middel van meting van de waterspanningen en de zettingen het actuele evenwicht wordt gecontroleerd.

#### LOR2 p.108 **Controlemetingen**

TRWG paragraaf 10.5

In de vorige paragraaf is het belang aangegeven van het meten van de waterspanningen in de ondergrond, om de kans op evenwichtsverlies tijdens de uitvoering zoveel mogelijk te beperken. Deze metingen zijn vooral van belang als de voortgang van de consolidatie, ondanks vooraf gemaakte berekeningen niet zonder meer verzekerd is. Door tijdens het werk de zakkingen van de zakbaken en de waterspanningen onder of nabij de ophoging te meten kan worden gecontroleerd of het proces van consolidatie overeenkomstig de verwachting verloopt. De verwachtingswaarde wordt echter meestal niet rechtstreeks gebruikt. De begeleiding tijdens de uitvoering is er in hoofdzaak op gericht na te gaan of de werkelijke wateroverspanning beneden de voor iedere fase geldende maximaal toelaatbare wateroverspanning blijft, de zogenaamde trade lijn in de volgende figuur. In CUR1993-a is dit verder uitgewerkt.

## Controle wateroverspanningen



De trade lijn in bovenstaande figuur geeft een indicatie omtrent het werkelijke evenwicht tijdens de uitvoering. De methode wordt reeds jarenlang gebruikt, en de betrouwbaarheid van dit hulpmiddel is uit praktijkervaringen gebleken. Natuurlijk kan de gemeten waterspanning ook in een normale stabiliteitsanalyse worden ingevoerd, volgens een methode die zo goed mogelijk overeenstemt met de berekeningen uit de ontwerpfase. Het evenwicht op het moment van meten kan dan worden beoordeeld. Door een goede bewaking kan het tempo van ophogen worden bijgestuurd. Het aantal locaties waar de ondergrond anders kan reageren dan verwacht, is overigens veel groter dan het aantal locaties waarop redelijkerwijs waterspanningsmeters kunnen worden geplaatst. Men moet dus goed nadenken over de keuze van de te bewaken locaties. Op de gekozen locaties worden de waterspanningsmeters in principe in of iets buiten de teen van het talud of de berm geplaatst, dus buiten de ophoging, zodat ze de werkzaamheden niet bemoeilijken.



# LITERATUUR

- CIAD (1979)* Eindrapport CIAD-Projectgroep, Door grond horizontaal belaste palen, Zoetermeer, mei 1979
- CROW (2005)* Standaard RAW Bepalingen 2005, Ede, 2005
- CUR (1993-a)* Construeren met Grond, CUR rapport 162, april 1993
- CUR (1993-b)* Filters in de waterbouw, CUR rapport 161, juni 1993
- CUR (1995)* Geotextielen in de waterbouw, CUR rapport 174, januari 1995
- CUR (1996)* Geokunststoffen en rivierdijkverbetering, CUR rapport 186, juli 1996
- ENW (2007)* Leidraad Rivieren, Delft, juni 2007
- TAW (1996)* Technisch Rapport Klei voor Dijken. Technische Adviescommissie voor de Waterkeringen, Delft, mei 1996
- TAW (1999)* Technisch Rapport Zandmeevoerende Wellen, Technische Adviescommissie voor de Waterkeringen, Delft, maart 1999
- TAW (2001)* Technisch Rapport Waterkerende Grondconstructies. Technische Adviescommissie voor de Waterkeringen Delft, juni 2001
- TAW (2003-a)* Technisch Rapport Waterspanningen bij Dijken. Concept, 2003
- TAW (2003-b)* Leidraad Kunstwerken. Technische Adviescommissie voor de Waterkeringen, Delft, mei 2003







## Colofon

### **Uitgegeven door**

Ministerie van Verkeer en Waterstaat  
Expertise Netwerk Waterkeren

### **Teksten**

Rijkswaterstaat - Dienst Weg en Waterbouw

### **Foto's**

Alle foto's zijn afkomstig uit het beeldarchief van V&W

### **Ontwerp**

2D3D

### **Druk**

Drukkerij Ando bv, Den Haag

### **Datum**

Den Haag, juli 2007

