

Memo

Aan
TM HWBP, Yvo Provoost

Datum	Kenmerk	Aantal pagina's
9 mei 2012	1203849-032-GEO-0002	43
Van	Doorkiesnummer	E-mail
Arno Rozing	+31 (0)88 33 57 454	arno.rozing@deltares.nl

Onderwerp
Richtlijn/aanbeveling stationair en niet-stationair rekenen (grondwaterstroming) bij Dijkversterking volgens HWBP

Inhoud

1 Inleiding	3
1.1 Algemeen	3
1.2 Probleemstelling	3
1.3 Doel richtlijn	4
2 Niet-stationaire grondwaterstroming bij dijken	5
2.1 Algemeen	5
2.2 Freatisch vlak in dijklichaam	7
2.2.1 Freatisch vlak, ondoorlatend dijklichaam	8
2.2.2 Freatisch vlak, doorlatend dijklichaam	9
2.3 Stijghoogte in Pleistoceen / watervoerend pakket	11
2.4 Verticale indringingslengte/diepte in het slappe lagenpakket	12
3 Waar/wanneer stationair dan wel niet-stationair	15
3.1 Algemeen	15
3.2 Meerdijken	15
3.3 Kust	15
3.4 Benedenrivierengebied	15
3.5 Bovenrivierengebied	16
3.6 Conclusie	17
4 Waterspanningen meten	19
5 Hydraulische randvoorwaarden	21
6 Conclusie en aanbevelingen	23
7 Literatuur	25

Deltares



Datum
9 mei 2012

Ons kenmerk
1203849-032-GEO-0002

Pagina
2/43

1 Inleiding

1.1 Algemeen

Om tot een goed (veilig, robuust en doelmatig) ontwerp van een dijkversterking te komen zal veel werk moeten worden verricht. Voor een goed geotechnisch ontwerp is veel informatie, goede berekeningsmethoden en kennis nodig.

De stabiliteit van een dijk (macro-stabiliteit en piping) is een dynamisch geheel dat voor een groot deel wordt bepaald door de waterspanningen op, in en onder de waterkering. Belastingen als gevolg van bijvoorbeeld hoogwater op de rivier zijn in feite altijd tijdsafhankelijk. In basis zijn de waterspanningen op, in en onder een waterkering dan ook altijd tijdsafhankelijk. Afhankelijk van het geohydrologische systeem reageren de waterspanningen in dijken echter meer of minder direct op veranderingen van buitenaf zoals bijvoorbeeld hoogwater. Als de doorlatendheden hoog zijn zal het systeem (de waterkering) snel reageren op de veranderingen. Als de belastingen (hoogwater) langdurig zijn zal het systeem de tijd krijgen zich hierop aan te passen. Omgekeerd geldt hetzelfde. Als de belastingen kortdurend en de doorlatendheden laag zijn zal het systeem minder snel reageren op veranderingen van buitenaf.

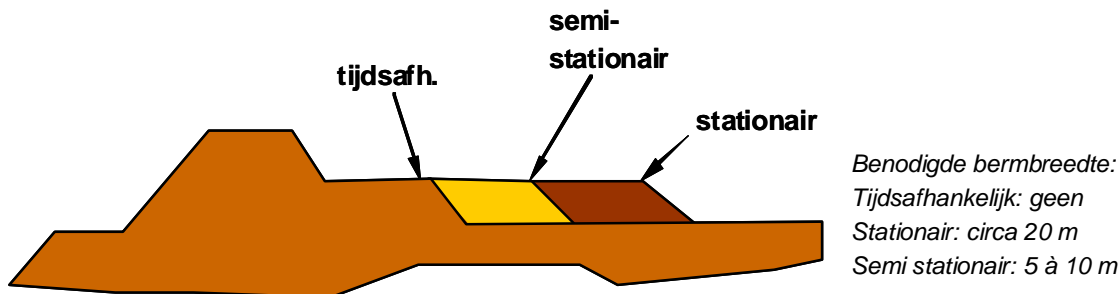
De tijdsafhankelijke benadering (of niet-stationaire benadering), die in de Leidraad voor het Ontwerpen van Rivierdijken, deel 2 benedenrivierengebied [3] is geïntroduceerd, is ook in het Technische Rapport Waterspanningen bij Dijken [2] overgenomen. Conform de LR Rivieren [4] en het TR Ontwerpbelastingen voor het Rivierengebied [5] dient het ontwerp voldoende robuust te zijn. Daarbij dienen de vigerende richtlijnen te worden gehanteerd waaronder in dit geval het TRWD waarin onder andere de tijdsafhankelijke benadering is aangegeven.

Ook uit onderzoek in 2010 [1] volgt dat aanmerkelijk minder ruimtebeslag voor dijkversterking benodigd is indien voor berekening van de macrostabiliteit van het binnentalud wordt uitgegaan van niet-stationaire grondwaterstroming. (ook wel tijdsafhankelijke grondwaterstroming).

Om de grondwaterstroming rond dijken te berekenen zijn goede grondwaterstromingsmodellen nodig die zijn toegespitst op het probleem. Om met deze modellen goede berekeningen te kunnen uitvoeren is voldoende en nauwkeurige informatie nodig bestaande uit grondonderzoek en waterspanningsmetingen. Daarnaast zijn ook goede hydraulische randvoorwaarden van belang. Hierbij wordt met name gedacht aan de waterstandverlooplijnen. (rekening houdend met robuustheid)

1.2 Probleemstelling

Ervaring vanuit de geotechnische reviews leert dat veel dijkontwerpen van dijkversterking-projecten binnen het HWBP (maar ook voor RvR) zijn gebaseerd op stationaire grondwaterstroming. Dit terwijl in veel gevallen conform vigerende richtlijnen niet-stationair ofwel tijdsafhankelijk met de grondwaterstroming zou moeten worden omgegaan. De verschillen, uitgedrukt in bijvoorbeeld het benodigde ruimtebeslag of bermbreedte voor dijkversterking, kunnen erg groot zijn. Uit [1] volgt dat voor een representatief dwarsprofiel in het beneden rivierengebied het verschil in bermbreedte tussen een niet-stationaire oplossing (=tijdsafhankelijk) en een stationaire oplossing 20 m bedraagt!



Figuur 1.1: Extra ruimtebeslag Werkendam: (inschatting op basis berekeningen HGO/GW)

In de figuur wordt ook het resultaat voor een semi-stationaire oplossing gegeven. Hiermee wordt bedoeld dat op basis van berekeningen, de potentiaal in het watervoerende pakket wordt berekend voor een stationaire situatie. Daarbij wordt alleen het niet-stationaire effect in rekening gebracht door geen volledige verticale indringing over het gehele slappe lagenpakket in rekening te brengen, maar slechts gedeeltelijk over bijvoorbeeld enkele meters. Dit wordt in de adviespraktijk in Nederland wel eens gehanteerd.

Er zijn vigerende richtlijnen waarin in principe is aangegeven hoe hiermee kan worden omgegaan. In [2] (TRWD) is weliswaar veel aangegeven en in dit Technisch rapport (TR) zijn veel verschillende methoden bijeengebracht maar niet altijd is duidelijk hoe, waar, wanneer en welke methode je nu concreet toepast voor een dijkversterkingsontwerp.

Tevens leert de ervaring uit de geotechnische reviews dat niet altijd duidelijk is welke en hoeveel metingen zinvol dan wel noodzakelijk zijn om voldoende informatie in te winnen.

1.3 Doel richtlijn

Doel van deze richtlijn/aanbeveling, die uiteindelijk voor beheerders en ingenieursbureaus is bestemd, is dat duidelijk is wat stationair en niet-stationaire grondwaterstroming is, waar/wanneer je (in NL) in principe niet-stationair moet rekenen, hoe (methode) dit kan worden berekend en wat daarvoor nodig is (metingen; kwalitatief en kwantitatief). Hierdoor moet eenduidigheid worden bereikt, met name voor de dijkversterkingsprojecten die vallen onder het HWBP.

Uit de richtlijn volgt ook hoe de dijkbeheerder kan onderbouwen dat niet-stationair rekenen niet of wel nodig is voor het ontwerp van de betreffende dijkversterking. Het Technisch Management (TM) van HWBP kan deze richtlijn dus ook gebruiken om te beoordelen of goede keuzes worden gemaakt.

Het is niet de bedoeling dat bestaande (vigerende) richtlijnen, TR en Leidraden worden overgeschreven of dat een compleet nieuwe richtlijn ontstaat. In deze richtlijn is getracht het hierboven aangegeven doel zo compact mogelijk samen te vatten (met daarin verwijzingen naar relevante documenten). Deze notitie / richtlijn kan niet als een vervanging van het TRWD [2] worden gezien. Het TRWD bevat veel waardevolle informatie en kennis waarmee de waterspanningen voor het ontwerp van een dijkversterking veilig en doelmatig kunnen worden geschematiseerd. Ook de daarin uitgewerkte cases 1 t/m 4 geven hierin een goed inzicht.

2 Niet-stationaire grondwaterstroming bij dijken

In dit hoofdstuk wordt aangegeven wat met niet-stationaire (ofwel tijdsafhankelijke) grondwaterstroming bij dijken wordt bedoeld en met welke methoden of modellen dit kan worden berekend.

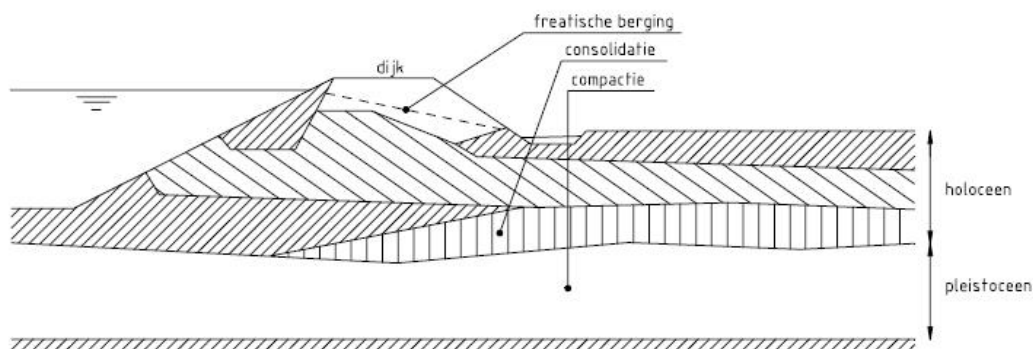
2.1 Algemeen

In een bestaande of nog te maken dijk zal zich uiteindelijk onder dagelijkse normale omstandigheden een bepaald waterspanningsbeeld instellen (de referentie of de “nul-waarde”). Uiteraard is dit niet elke dag van het jaar gelijk omdat dit waterspanningsbeeld continu wordt beïnvloed van buitenaf. Door bijvoorbeeld neerslag/droogte of fluctuerende buitenwaterstanden. In [2] (TRWD) is dit uitvoerig beschreven. In het algemeen zou hiervoor kunnen worden uitgegaan van de gemiddelde waterstand buitendijks en het polderpeil binnendijks.

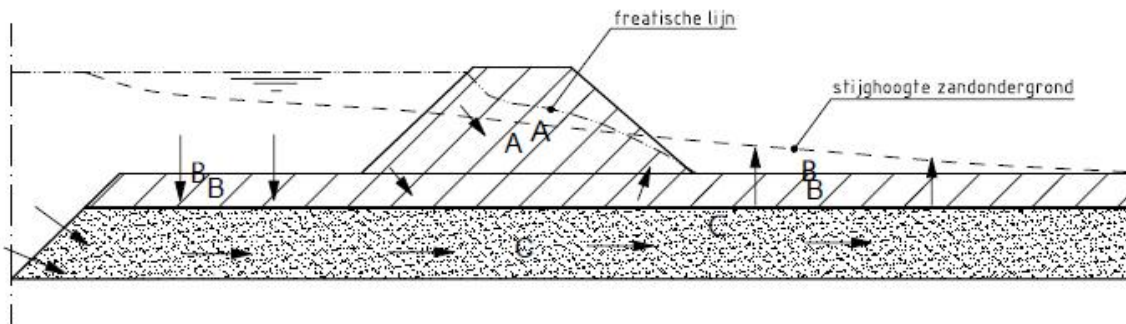
De waterspanningen ten gevolge van de belasting (bijvoorbeeld hoogwater) moeten worden opgeteld bij de referentie, de “nul-waarde”.

De grondwatermechanica vormt de basis voor de bepaling van grondwaterspanningen. De grondwaterstroming waarmee de grondwaterspanningen worden bepaald is belangrijk voor analyse van de sterkte van dijken. Immers $\text{Grondspanning} = \text{Korrelspanning} + \text{waterspanning}$. Bij gelijkblijvende grondspanning zal door toenemen van de waterspanning de korrelspanning afnemen. Door afname van de korrelspanning zal de sterkte afnemen. Afname van de sterkte is o.a. belangrijk bij macrostabiliteit.

In principe is een dijk een weinig doorlatend element, dat in Nederland gewoonlijk rust op een watervoerend en onsamendrukbaar zandpakket (Pleistoceen) dat meestal is afgedekt met een semi-doorlatende toplaag (Holoceen). Het Holoceen en Pleistoceen vormen samen het Hollandprofiel (zie Figuur 2.1). De belasting van het buitenwater veroorzaakt in het algemeen een snelle verandering van de stijghoogte in het watervoerende pakket en geleidelijk van de stijghoogte in de waterkering en het pakket slappe lagen daar onder/naast (freatische lijn, waterspanningen in de toplaag en de dijk). Bovenbelasting (dijkversterking) veroorzaakt juist direct veranderingen van de waterspanningen in de kering zelf. Soms zijn ook diepere watervoerende lagen van invloed op het stromingsbeeld.



Figuur 2.1: Holland profiel en bergingsmechanismen



Figuur 2.2: Grondwaterstroming in dijkprofiel en ondergrond

De volgende stappen worden gewoonlijk doorlopen bij de schematisering van de stijghoogte in dijk en ondergrond:

- 1 bepaling stijghoogte in Pleistoceen / watervoerend pakket, rekening houdend met waterstandfluctuaties en hoogwaterduur;
- 2 controleren opdrijven / opbarsten (grenspotentiaal) van de deklaag achter de dijk;
- 3 bepaling van de ligging van het freatisch vlak, rekening houdend met neerslag en dijksamenstelling;
- 4 bepaling aanpassing / indringingslengte in de onderzijde van het slappelagenpakket, rekening houdend met consolidatie;
- 5 bepaling verloop waterspanningen in de gehele deklaag achter de dijk, rekening houdend met consolidatie.

Stationaire dan wel niet-stationaire grondwaterstroming in het Hollandprofiel:

Afhankelijk van het bergend vermogen en de doorlatendheid is de grondwaterstroming overwegend stationair of niet-stationair. De doorlatendheid kan worden uitgedrukt in de consolidatietijd of hydrodynamische periode, ten opzichte van de duur van de belasting. In het zandvoerend pakket is de consolidatietijd maximaal een uur. In het slappelagenpakket is dit weken tot maanden. Bij een hoogwater belastingduur van enkele dagen moet derhalve in het slappe lagenpakket met niet-stationaire grondwaterstroming (consolidatie) rekening worden gehouden en in het watervoerend zandpakket met stationaire stroming. Omdat beide lagen met elkaar communiceren, veroorzaakt de niet-stationaire stroming in de toplaag toch ook een tijdsafhankelijk gedrag van de stroming in het zandpakket. Stijghoogten gemeten in het zandpakket tijdens hoogwater vertonen derhalve een tijdsafhankelijk gedrag, dat niet wordt veroorzaakt door de berging in het zand, maar door de berging in de omliggende slappe lagen. In de geohydrologie wordt dit meestal niet onderkend. Men hanteert daar een stationaire stroming in de toplaag (de hydraulische weerstand) en schrijft het niet-stationaire gedrag toe aan berging in de watervoerende laag. Deze geohydrologische aanname is fundamenteel onjuist. Voor het begrip semi-stationaire grondwaterstroming wordt verwezen naar paragraaf 2.4.

Hoewel in navolgende paragrafen niet het TRWD [2] zal worden herhaald zijn in het kort de belangrijkste effecten die het verschil maken tussen al dan niet stationair rekenen beschreven. Het betreft: de effecten zoals in Figuur 2.2 (= Figuur 2.2b uit TRWD) weergegeven.

Tevens is aangegeven met welke methoden deze effecten kunnen worden berekend. Voor bepaling van de stijghoogte in het Pleistoceen / watervoerend pakket, wordt verwezen naar paragraaf 2.3. Het controleren opdrijven / opbarsten (grenspotentiaal) van de deklaag achter de dijk wordt in paragraaf 2.2.5 TRWD [2] behandeld. Voor bepaling van de ligging van het freatisch vlak, rekening houdend met neerslag en dijksamenstelling wordt verwezen naar paragraaf 2.2. Bepaling van de indringingslengte in de onderzijde van het slappelagenpakket, wordt in paragraaf 2.4 behandeld. Ten slotte wordt de bepaling (schematiseren) van het verloop van de waterspanningen in de gehele deklaag achter de dijk, rekening houdend met consolidatie behandeld in paragraaf 2.4 van TRWD [2]. (Met name paragraaf 2.4.3). In bijlage b4.8 van TRWD [2] zijn voor een aantal computerprogramma's, waarmee grondwaterstromingsberekeningen kunnen worden uitgevoerd, de belangrijkste eigenschappen gegeven.

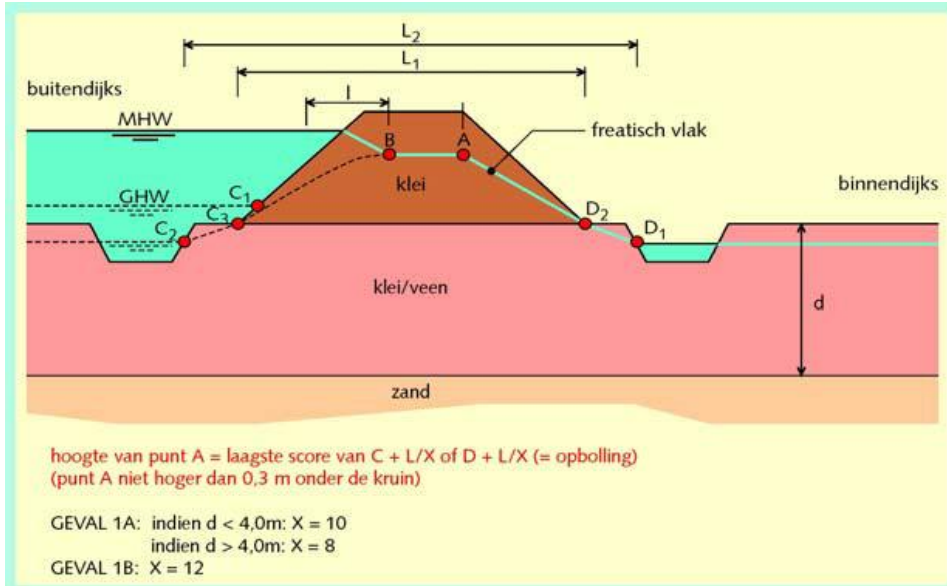
Er wordt in de vigerende ENW-Leidraden en Technische Rapporten geen partiële factor gegeven die zou moeten worden verdisconteerd op de waterspanning. In de hydraulische randvoorwaarden voor ontwerp wordt echter rekening gehouden met onzekerheid over de hoogte van het ontwerppeil. In het verloop daarvan in de tijd (waterstandverlooplijn) dient ook rekening te worden gehouden met onzekerheid. Ook kan worden gesteld dat bij bepaling van de waterdrukken met een veilige waarde rekening dient te worden gehouden. Over deze veilige waarde wordt in TRWD [2] aangegeven dat bijvoorbeeld rekening kan worden gehouden met toekomstige ontwikkelingen in de rivierbodem, voor wat betreft de ontwikkeling van stijghoogte in de zandlagen onder de dijk.

Tevens dient met onzekerheid, vanwege de kennis over de grondopbouw en het geohydrologische systeem op dit moment, en mogelijke veranderingen of onzekerheden in de planperiode, rekening worden gehouden. De onzekerheden kunnen deels in beeld gebracht worden door middel van gevoeligheidsberekeningen. Daarnaast dient te worden opgemerkt dat middels de schematiseringsfactor o.a. onzekerheden in waterspanningen in het ontwerp (of toetsing) moeten worden verdisconteerd.

2.2 Freatisch vlak in dijklichaam

Voor de bepaling van de ligging van het freatisch vlak, wordt rekening gehouden met neerslag en dijksamenstelling (zie punt 3 uit paragraaf 2.1). De ligging van het freatisch vlak onder dagelijkse omstandigheden kan worden vastgesteld met behulp van waterspanningsmeters en peilbuizen. Hieruit volgt de "nul-waarde", zoals in paragraaf 2.1 weergegeven.

Indien voor een eerste toets/schatting (nog) geen gegevens voorhanden zijn kan op basis van een veilige inschatting de hoogte van het freatisch vlak worden berekend. Voor het geval 'kleidijk op klei-veenpakket'. Indien uit een eerste toets volgt dat uitgaande van deze inschatting niet tot goedkeuren kan worden gekomen zullen metingen in het algemeen wenselijk/noodzakelijk zijn om een gunstiger toetsresultaat te bereiken. Voor ontwerp dient deze methode niet te worden gehanteerd. In het algemeen kan worden gesteld dat door deze veilige inschatting (die voor geheel NL geldig zou moeten zijn) een ondoelmatig ontwerp wordt bereikt. Voor een doelmatig ontwerp zijn metingen veelal noodzakelijk. In hoofdstuk 4 wordt hierop ingegaan.

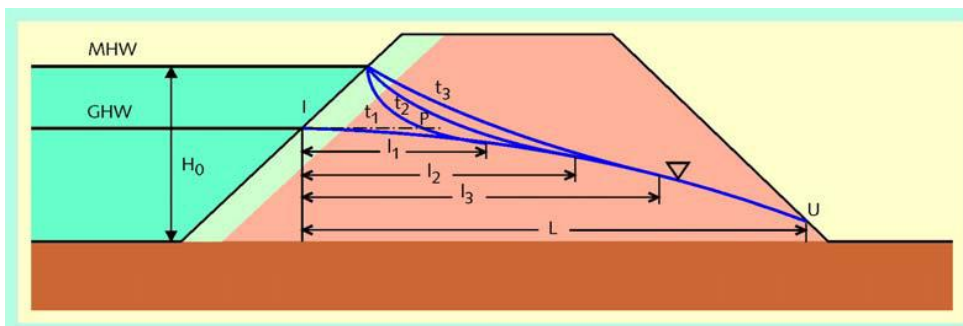


Figuur 2.3: Freatisch vlak voor de gevallen 1A en 1B (niet voor ontwerp te gebruiken)

2.2.1 Freatisch vlak, ondoorlatend dijklichaam

De freatische lijn in een ondoorlatend dijklichaam wordt doorgaans aan de hand van metingen bepaald. Hierbij wordt zoveel mogelijk rekening gehouden met de belastingen die de dijk onder maatgevende condities zal ondergaan. De meting zal in de praktijk nooit onder maatgevende omstandigheden kunnen plaatsvinden. De hoogte van de freatische lijn in de kruin van een ondoorlatend dijklichaam kan niet aan de hand van berekeningen worden bepaald. (Wel kunnen gevoeligheidsberekeningen worden uitgevoerd om meer inzicht te verkrijgen om daaruit een veilige keuze te onderbouwen). De voornaamste oorzaak daarvan is dat scheurvorming en verzadigingsgraad in de kleibekleding vaak een grote rol spelen. De grootte van de doorlatendheid van de bekleding is daarmee een onzekere factor en bovendien niet op elk moment gelijk.

Voor de situatie tijdens MHW(ontwerppeil) of Toetspeil waar het ons hierom te doen is, kan op basis van de in [2] (TRWD) gegeven formules de horizontale indringlengte 'l' (zie figuur 2.4.) worden ingeschat voor een dijk met een kern van klei.



Figuur 2.4: Stijging van het freatisch vlak als gevolg een stijging van de buitenwaterstand

De locatiepunt B wordt bepaald door de horizontale indringingsdiepte I. Het belang van niet-stationaire effecten kan worden bepaald met deze indringingsdiepte. De indringingsdiepte I kan worden bepaald aan de hand van de volgende formule:

$$I = \sqrt{\frac{2 \cdot k_z \cdot H_0 \cdot t}{n_z}}$$

waarin:

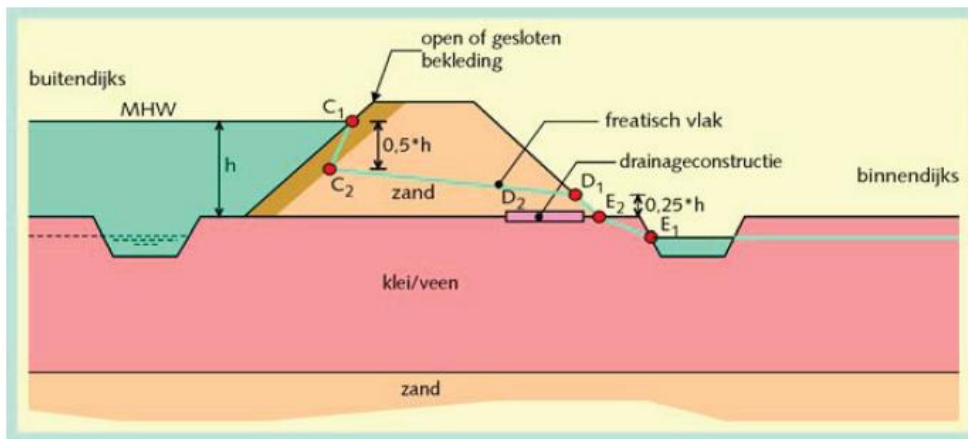
- k_z = doorlatendheid materiaal in de dijk [m/s]
- H₀ = waterdiepte t.o.v. slecht doorlatende lagen [m]
- T = duur hoogwatergolf bij MHW [s]
- n_z = porositeit materiaal in de dijk [-]

Voor verdere informatie over het gebruik hiervan wordt verwezen naar bijlage 1 van [2] (TRWD). Het bepalen van een representatieve doorlatendheid voor het materiaal in de dijk is lastig. De meeste dijken zijn namelijk niet homogeen opgebouwd en bestaan niet volledig uit ondoorlatend materiaal, zodat onder invloed van hevige neerslag of van overslagwater kan binnendringen op plaatsen waar dat niet wordt verwacht. Voor meer inzicht in de aspecten die de doorlatendheid van klei in een dijklichaam (en als afdeklaag) bepalen wordt verwezen naar het TR Klei voor Dijken. Tevens dient onderscheid te worden gemaakt tussen een bestaand en te handhaven dijklichaam en een geheel of gedeeltelijk nieuw dijklichaam. Gezien bovengenoemde is het veelal zinvol om hiervoor ook gevoeligheidsberekeningen uit te voeren (waarbij dus met de doorlatendheid wordt gevarieerd). Ervaring leert dat hiermee vaak voldoende onderbouwing kan worden gegeven dat van een relatief geringe (orde tot enkele meters) of een relatief grote (orde enkele tientallen meters) indringingsdiepte kan/moet worden uitgegaan. Een voorbeeldberekening is in [1] paragraaf 4.1 weergegeven.

In het algemeen zal de hoogte van de freatische lijn in de dijk niet hoger zijn dan de maatgevende buitenwaterstand, al kunnen neerslag, overslag en doorgaande vervormingen tot hogere waterspanningen en freatische lijn leiden. T.b.v. toets- of ontwerpberekeningen wordt voor bepaling van de situatie bij extreme neerslag een stijging van het freatisch vlak van 0,5 à 1,0 m toegepast zoals weergegeven in de betreffende Leidraden en Technisch rapporten. Bij overslagdebieten groter dan 0,1 l/m/s dient rekening te worden gehouden met een eventuele verhoging van de freatische lijn a.g.v. infiltrerend water t.p.v. de kruin en het binnentalud. Door bijvoorbeeld het uitvoeren van gevoeligheidsberekeningen met grondwaterstroming programma's als Plaxis (Plaxflow) kan hier inzicht in worden verkregen.

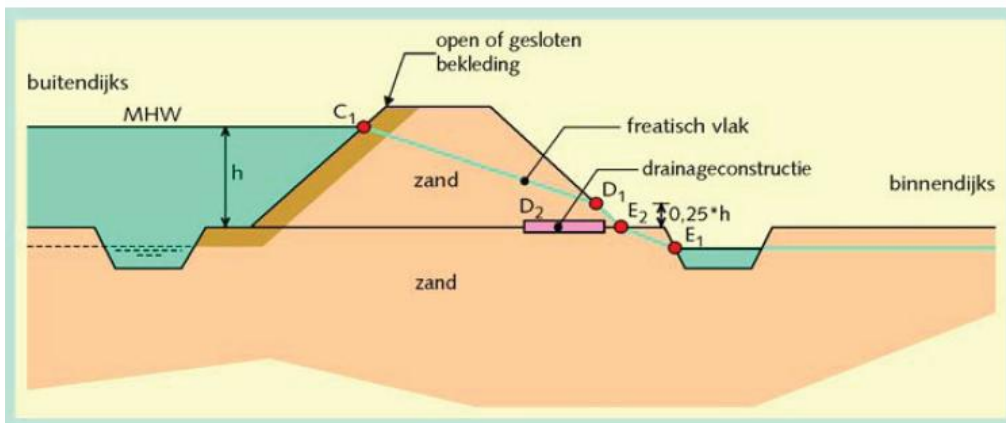
2.2.2 Freatisch vlak, doorlatend dijklichaam

Er kan onderscheid worden gemaakt in twee verschillende situaties: een doorlatende dijk op een ondoorlatende ondergrond en een doorlatende dijk op een doorlatende ondergrond. Dit laatste type dijk vindt men meer langs de kust en in het bovenrivierengebied. In geval van een ondoorlatende ondergrond kan in het algemeen worden gesteld dat de weerstand tegen grondwaterstroming langs het buitenbeloop van de dijk veel groter is dan de weerstand van het dijklichaam zelf. De freatische lijn vertoont dan een sprong over het buitenbeloop (zie figuur 2.5).



Figuur 2.5: Freatisch vlak voor zanddijk op ondoorlatende ondergrond

In geval van een doorlatende ondergrond kan worden gesteld dat de grondwaterspiegel geen sprong vertoont over het buitenbeloop (zie figuur 2.6).



Figuur 2.6: Freatisch vlak voor zanddijk op doorlatende ondergrond

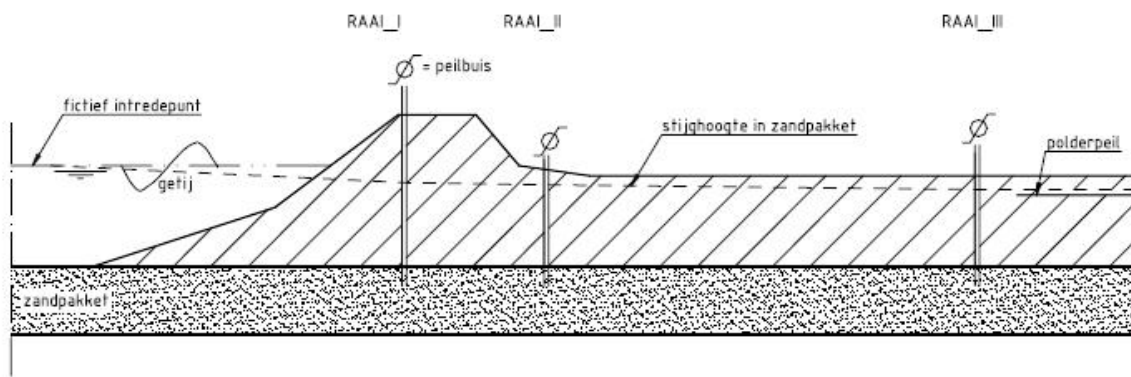
In beide gevallen wordt rekening gehouden met een zekere uittreeweerstand en een bijbehorende sprong in de freatische lijn ter plaatse van het uitreepunt. Ook bij een doorlatende dijk kunnen zich omstandigheden voordoen als gevolg waarvan de freatische lijn plaatselijk hoger komt te liggen. Wanneer de dijk niet homogeen doorlatend is, zal ook het verloop van de freatische lijn niet recht zijn. Ondoorlatende lagen leiden tot steilere gedeelten van de freatische lijn, terwijl de freatische lijn elders dan vlakker zal gaan lopen. Plaatselijk worden de waterspanningen dan hoger, maar elders minder hoog. Verder is de drainage van de binnenteen in doorlatende dijken altijd een kwetsbaar punt. De drainageconstructie kan verstopt raken. Inspectie naar het functioneren van de drainage is derhalve van belang, en onderhoud is geboden als deze niet goed lijkt te functioneren. In een situatie met een niet-volledig doorlatend dijklichaam zal rekening moeten worden gehouden met meer opbolling van de freatische lijn ten gevolge van neerslag (en van overslag).

Waterspanningsmetingen tijdens het optreden van hogere buitenwaterstanden maar ook gevoeligheidsberekeningen met bijvoorbeeld Plaxflow kunnen meer inzicht verschaffen in de reactie van de waterspanningen in de dijk en ondergrond op de buitenwaterstand waardoor

met meer zekerheid een aanname voor het freatisch vlak tijdens maatgevende omstandigheden kan worden onderbouwd. Met waterspanningsmetingen kan veelal ook de werking van de drainageconstructie worden aangetoond.

2.3 Stijghoogte in Pleistoceen / watervoerend pakket

Teneinde de stijghoogte in het watervoerende pakket te bepalen (zie punt 1 uit paragraaf 2.1) zijn diverse methoden beschikbaar die uiteraard alle in [2] TRWD zijn beschreven. Voor het benedenrivierengebied, met veelal intensieve bebouwing en een groot getijde, kunnen de potentialen worden bepaald door middel van het extrapoleren van gemeten stijghoogten in peilbuizen, zie Figuur 2.7.



Figuur 2.7: Dwarsprofiel dijk in benedenrivierengebied

De stijghoogte in het Pleistoceen / watervoerend pakket kan op basis van extrapolatie worden bepaald met een tijdsafhankelijke grondwaterstroming model WATEX (zie [2] bijlage b3.5). Met dit model wordt rekening gehouden met het tijdsafhankelijke proces van consolidatie in het pakket slappelagen dat juist in deze gevallen bij dijken van groot belang is. Dit model geniet dus de voorkeur. Met dit model zijn ook de volledig stationaire oplossingen te berekenen. In het TRWD [2] zijn ook volledig stationaire berekeningsmethoden gegeven.

Er zijn ook andere modellen beschikbaar zoals Plaxis, SeepW, MicroFEM en Modflow. Niet geheel duidelijk is of in de laatstgenoemde 3 modellen met consolidatie in het pakket slappelagen rekening wordt gehouden en zijn daarom in basis minder geschikt. Het voordeel van MicroFEM is wel dat voor een 3D-situatie de grondwaterstroming kan worden berekend, zij het dat dit tijdrovende analyses zijn. Indien bij voorbaat duidelijk is dat een stationaire oplossing volstaat (zie ook paragraaf 3.6) kunnen de analytische oplossingen voor het bepalen van de stijghoogte in het watervoerend pakket voor een situatie met stationaire stroming volgens het TRWD [2] bijlage b4.4 worden gebruikt.

Omggaan met onzekerheid

Bij bepaling van de stijghoogten dient met een veilige waarde rekening te worden gehouden. Over deze veilige waarde wordt in TRWD [2] aangegeven dat bijvoorbeeld rekening kan worden gehouden met toekomstige ontwikkelingen in de rivierbodem. In de hydraulische randvoorwaarden voor ontwerp wordt ook rekening gehouden met onzekerheid over de hoogte van het ontwerppeil en het verloop daarvan in de tijd. Er wordt in de vigerende ENW-Leidraden en Technische Rapporten geen partiële factor gegeven die zou moeten worden verdisconteerd op de waterdruk. Daarnaast dient wel te worden opgemerkt dat middels de schematiseringsfactor o.a. onzekerheden in waterspanningen in het ontwerp (of toetsing)



moeten worden verdisconteerd.

Vervolgens kan het optreden van opdrijven (bij een dik pakket slappe lagen) / opbarsten (bij een dun pakket slappelagen) van de deklaag achter de dijk worden gecontroleerd. Bij opdrijven wordt gesproken van grenspotential ϕ_g . Een toelichting op dit begrip alsmede de wijze waarop de grenspotential kan worden berekend is aangegeven in bijlage b4.1 van [2]. Indien een sloot aanwezig is dient hiermee rekening te worden gehouden. Dit is aangegeven in bijlage b1 van [2].

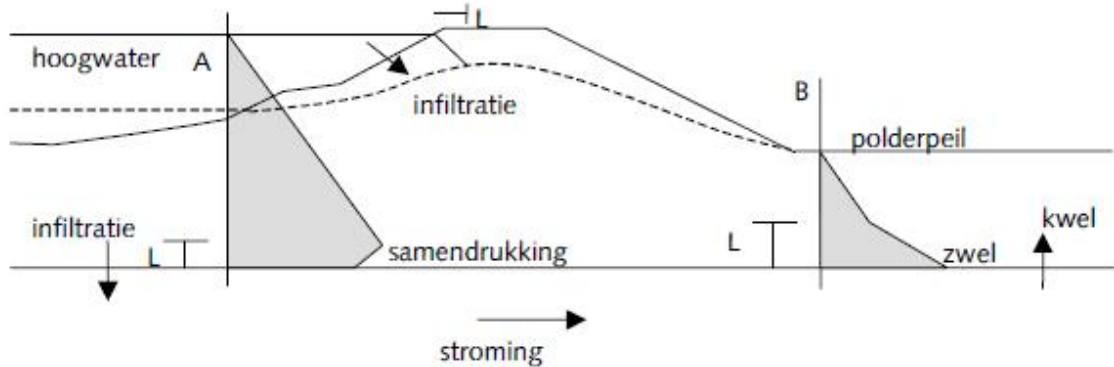
Opgemerkt wordt dat een sloot als ontlastconstructie kan worden gebruikt/ontworpen, als de grondopbouw zich daarvoor leent. Dit kan niet alleen een gunstig ontwerp opleveren, maar het beperkt ook de onzekerheden behoorlijk. Uiteraard dient deze constructie dan afdoende in het beheer van het waterschap te worden ingebed.

2.4 Verticale indringingslengte/diepte in het slappelagenpakket

De hoogte waarover de waterspanningsvariaties in het watervoerende pakket van betekenis zijn voor de waterspanningen in het samendrukbare pakket, wordt aangeduid met indringingslengte L . Deze geeft de zone aan waarin de toegenomen waterspanning merkbaar is. De indringingslengte speelt een rol bij freatische stijging in een zanddijk en bij consolidatie op het grensvlak zandlaag - toplaag. De mate van indringing van een hogere stijghoogte vanuit een watervoerende zandlaag naar een relatief slecht doorlatende afdekkende klei- of veenlaag is van belang voor de binnenwaartse macrostabiliteit van een waterkering. Door hogere waterspanningen nemen de korrelspanningen en maximaal opneembare schuifkrachten van de grond af en kan een instabiliteit optreden.

In Figuur 2.8 is schematisch aangegeven wat wordt verstaan onder de (verticale) indringingslengte. Voor de stabiliteitsberekeningen wordt in de zone waarover de indringingslengte zich uitstrekt, een lineaire benadering van het waterspanningsverloop aangenomen. Boven deze zone worden de waterspanningen geacht niet beïnvloed te zijn. De indringingslengte hangt samen met de doorlatendheid (de af- of instroomcapaciteit) en de freatische of elastische berging. De indringingslengte is derhalve tijdsafhankelijk. Naarmate de hoogwaterbelasting langer duurt, neemt de indringingslengte proportioneel met de wortel van de tijd toe: $L \propto \sqrt{t}$.

Als de belastingduur zo lang is dat L groter wordt dan de dikte van het samendrukbare pakket, dan is de grondwaterstroming feitelijk stationair geworden. Aangezien dit bijvoorbeeld voor benedenrivierdijken (zeker zonder tussenzandlagen) zeker niet het geval is, wordt de indringingslengte in de stabiliteitsanalyse gebruikt om de tijdsafhankelijke grondwaterstroming quasi-stationair te modelleren. Daarbij dient rekening te worden gehouden met het lokale proces: samendrukking (A) en zwel (B).



Figuur 2.8: Indringing waterspanningen en relevante processen (figuur 2.5 uit [2] TRWD)

De wijze waarop de indringingslengte kan worden berekend is gegeven in bijlage b4.3. van [2] TRWD:

$$\delta = \sqrt{(2c'_v/\omega)} \text{ is maat voor de indringdiepte van de cyclische respons in de klei} \quad [\text{m}]$$

Waarin:

- δ = verticale indringingslengte van de waterspanning [m]
- C'_v = Verticale zwellingsconstante aan de onderzijde van het pakket slappelagen [m^2/s]
- ω = Hoekfrequentie (van golf) = $2\pi/T$ [rad/s]
- T = golfperiode van de hoogwatergolf [s]

In de praktijk werd wel gerekend met een veilige benadering en werd voor de indringingslengte 3,0 m aangehouden voor het rivieren- en merengebied en 1,0 m voor benedenrivierdijken en zeedijken. Uit nader onderzoek (artikel Geotechniek januari 2006, zie bijlage B) volgt echter dat deze waarden niet als zonder meer veilig kunnen worden beschouwd. Hiermee dient dus de nodige voorzichtigheid te worden betracht. De volgende tabel is overgenomen uit het bewuste artikel.



Ondergrondschematisatie Holocene pakket	Afkorting	L_i [m] duur golf 5 dagen	L_i [m] duur golf 20 dagen
Kreftenheye, Basisveen en Gorkum Licht	KR+BV+GL	1,0	2,0
Kreftenheye, Basisveen en Hollandveen of Gorkum Zwaar	KR+BV+HV / GZ	1,0	2,0
Kreftenheye, Basisveen en Klei van Tiel	KR+BV+TIEL	1,0	1,5
Kreftenheye en Gorkum Licht	KR+GL *	2,0	3,0
Kreftenheye en Hollandveen of Gorkum Zwaar	KR+HV / GZ *	3,0	> 7,5 m
Kreftenheye en Klei van Tiel	KR+TIEL *	4,5	> 7,5 m
Gorkum Licht	GL **	0,5	1,5
Hollandveen of Gorkum Zwaar	HV / GZ **	1,0	> 6 m
Klei van Tiel	TIEL **	> 6 m	> 6 m
<p>* Hierin is het laagpakket Basisveen van de Formatie van Nieuwkoop (BV) afwezig; voor de Formatie van Kreftenheye (KR) wordt aangehouden: $c_v = 5 \times 10^{-6} \text{ m}^2/\text{s}$ (ontlast c_v), tenzij er aanwijzingen zijn voor een andere waarde.</p> <p>** Hierin zijn het laagpakket Basisveen van de Formatie van Nieuwkoop (BV) en de Formatie van Kreftenheye (KR) afwezig (althans hebben een $c_v \geq 5 \times 10^{-5} \text{ m}^2/\text{s}$ (ontlast c_v)). De indringingslengte is hier berekend ten opzichte van de onderkant van de bovenste slappe lagen Tiel (TIEL), Hollandveen (HV), Gorkum zwaar (GZ) of Gorkum licht (GL) van de Formatie van Echteld.</p>			
<p>↑ Tabelz Aanbevolen waarden voor de indringingslengte L_i bij een relatief korte en lange afvoergolf op de rivier. De berekeningen zijn gebaseerd op de consolidatiecoëfficiënten tijdens de ontlastsituatie. Parameters zijn gebaseerd op de gegevens van de proevenverzameling van de Alblasserwaard.</p>			

Tabel 2.1 Resultaat indringingslengte uit artikel Geotechniek, januari 2006

De onzekerheid van de C'_v waarde is in de adviespraktijk veelal groot. Met laboratoriumonderzoek kan deze onzekerheid deels worden verkleind. Het is erg zinvol om hiervoor ook gevoeligheidsberekeningen uit te voeren. Ervaring leert dat hiermee vaak voldoende onderbouwning van een veilige en toch doelmatige indringingslengte kan worden bereikt. Indien sprake is van een dun pakket slappelagen (stel <4m bijvoorbeeld) in het bovenriviereengebied, waar tevens de buitenwaterstand gedurende lange tijd hoog is, kan wellicht middels bovenstaande worden onderbouwd dat de indringingslengte groter is dan de dikte van het pakket slappelagen. De indringingslengte loopt tot aan de hoogte van het freatisch vlak.

Semi-stationair rekenen

Opgemerkt wordt dat in de adviespraktijk ook wel semi-stationair wordt gerekend aan de macrostabiliteit van het binnentalud van een dijk. Hiermee wordt bedoeld dat op basis van berekeningen, de potentiaal in het watervoerende pakket wordt berekend voor een stationaire situatie. In de stabiliteitsberekening wordt dan alleen de verticale indringing niet-stationair berekend. Semi-stationair rekenen is relatief eenvoudig (geringe (tijds)inspanning) en op basis van eerder uitgevoerd onderzoek [1] volgt dat hiermee in voorkomende gevallen aanmerkelijke besparing in ruimtebeslag/bermbreedte wordt bereikt.

3 Waar/wanneer stationair dan wel niet-stationair

3.1 Algemeen

Ervaring vanuit de geotechnische reviews leert dat veel dijkontwerpen van dijkversterking-projecten binnen het HWBP (maar ook voor RvR) zijn gebaseerd op stationaire grondwaterstroming. Dit terwijl in veel gevallen conform vigerende richtlijnen niet-stationair ofwel tijdsafhankelijk met de grondwaterstroming zou moeten worden omgegaan. De tijdsafhankelijke benadering, die in de Leidraad voor het Ontwerpen van Rivierdijken, deel 2 benedenrivierengebied [3] is geïntroduceerd, is ook in het Technische Rapport Waterspanningen bij Dijken [2] overgenomen. Conform de LR Rivieren [4] en het TR Ontwerpbelastingen voor het Rivierengebied [5] dient het ontwerp voldoende robuust te zijn. Daarbij dienen de vigerende richtlijnen te worden gehanteerd waaronder in dit geval het TRWD waarin onder andere de tijdsafhankelijke ofwel niet-stationaire benadering is aangegeven.

Of de waterspanningen in een dijk niet-stationair of stationair reageren is afhankelijk van een aantal factoren die per locatie kunnen verschillen. In de paragrafen 3.2 t/m 3.5 worden deze behandeld.

3.2 Meerdijken

Bij de Meren heeft de wind veel invloed op de hoogte en duur van de waterstanden. De waterstanden op de Meren worden eveneens beïnvloed door de afvoer naar de Meren toe en de spuumogelijkheden naar de Zee. De waterstanden kunnen langdurig hoog zijn. Als gevolg van windopzet kunnen deze waterstanden kortdurend nog hoger worden. Doorlatendheden van de ondergrond kunnen zowel hoog als laag zijn. Als de doorlatendheden laag zijn (bijvoorbeeld langs de IJsselmeerdijken in N-H) zijn ze wellicht vergelijkbaar met het benedenrivierengebied. De dikte van het pakket slappelagen kan fors zijn. Voor dit deel van het merengebied betekent dit dat in het algemeen een betrouwbare oplossing wordt gevonden door uit te gaan van een niet-stationair systeem. IJsselmeerpolderdijken echter zijn op een grondverbetering gebouwd, dus op zand. Deze dijken vormen een groot deel van de meerdijken waardoor wellicht een meer betrouwbare oplossing wordt gevonden door uit te gaan van een niet-stationair systeem.

3.3 Kust

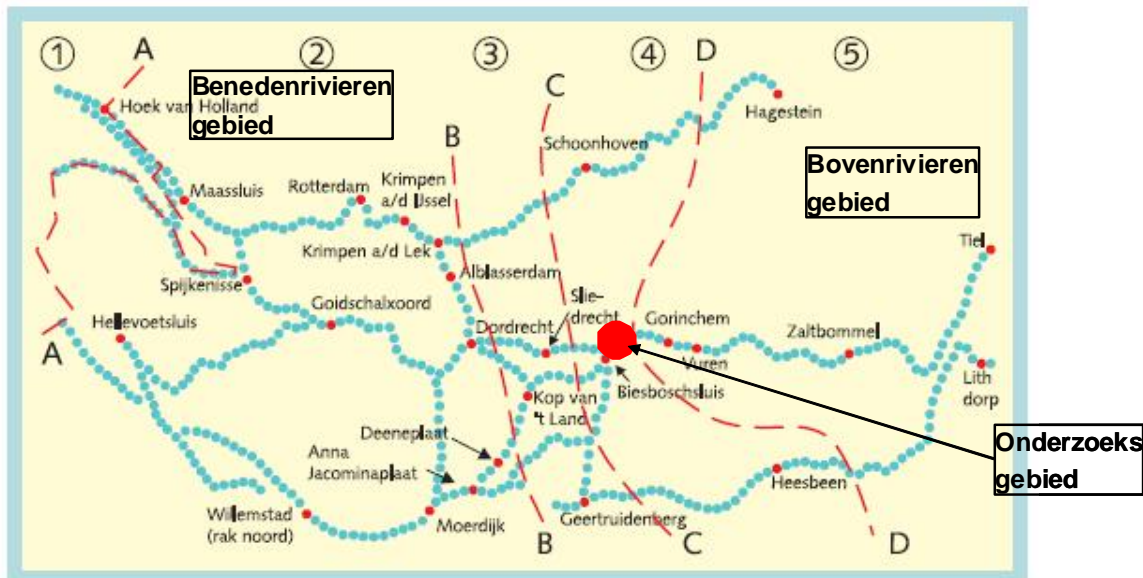
Voor de zee en Estuaria speelt de belasting, veroorzaakt door de wind en het getij, een rol. De waterstand is (in relatie tot grondwaterstroming in en onder de dijk) in het algemeen kortdurend te noemen. Dit betekent dat uitgaan van niet-stationaire grondwaterstroming in veel gevallen een betrouwbaarder oplossing geeft. Er zullen dijken langs de kust zijn waarbij niet-stationaire berekeningen een onderbouwd geringer ruimtebeslag voor dijkversterking zullen geven. Met name als er in de ondergrond storende (ondoordatende lagen) lagen zitten.

3.4 Benedenrivierengebied

In het Benedenrivierengebied, de IJsseldelta en de Vechtdelta is naast de afvoer ook de invloed van de wind en getij (storm op zee) van invloed op de hoogte en de duur van de waterstand. De waterstand is (in relatie tot grondwaterstroming in en onder de dijk) kortdurend te noemen. Uit [1] (zie ook Hoofdstuk 1) blijkt dat de verschillen in stabiliteit a.g.v. stationaire dan wel niet-stationaire grondwaterstroming met name in het benedenrivierengebied erg groot



kunnen zijn. Het betrof daar (zie [1]) een dijk in het benedenrivierengebied ter plaatse van Werkendam (zie onderstaande figuur).



Figuur 3.1: Schematische weergave rivierengebied

Hieruit kan voorzichtig worden geconcludeerd dat de invloed in het gehele benedenrivierengebied groot is.

Hoewel nooit echt vergelijkende analyses zijn uitgevoerd zag men in het verleden dat het hanteren van stationaire grondwaterstroming voor het intensief bebouwde benedenrivierengebied tot zeer zware dijkversterkingen zou leiden. Met het verschijnen van LOR 2 (Leidraad voor het ontwerpen van rivierdijken, deel 2 Benedenrivierengebied) werd dan ook aangegeven dat het systeem niet-stationair (=tijdsafhankelijk) moest worden gezien. Het was duidelijk dat een dijkversterkingsontwerp in het benedenrivierengebied gebaseerd op volledig stationaire systemen met name voor intensief bebouwde trajecten onhaalbaar/onacceptabel zou zijn. Onhaalbaar in de zin dat zwaar overgedimensioneerde versterkingen zouden worden berekend.

3.5 Bovenrivierengebied

Op de Bovenrivieren spelen waterstanden veroorzaakt door de afvoer de grootste rol. De belastingen zijn langduriger aanwezig dan in het benedenrivierengebied. Doorlatendheden van de ondergrond zijn (door de zandiger samenstelling) in het bovenrivierengebied in het algemeen hoger dan in het benedenrivierengebied. De dikte van het pakket slappelagen zal in het algemeen ook minder zijn dan in het benedenrivierengebied. De waterstand is (in relatie tot grondwaterstroming in en onder de dijk) over het algemeen langdurig te benoemen. Voor het bovenrivierengebied betekent dit dat in het algemeen een betrouwbare oplossing wordt gevonden door uit te gaan van een stationair geohydrologisch systeem. Verwacht wordt echter dat er dijken in het bovenrivierengebied (alsmede overgangsg gebied) zijn waarbij niet-stationaire berekeningen een onderbouwd geringer ruimtebeslag voor dijkversterking zullen geven.

Of de waterspanningen in een dijk in het bovenrivierengebied niet-stationair of stationair reageren is afhankelijk van een aantal factoren die per locatie verschillen:

- Als de dikte van het pakket slappelagen gering is (stel $<4\text{m}$) en de doorlatendheid groot (hoge consolidatiecoëfficiënt C'_v) zal de indringingslengte groot zijn. Als deze groter is dan de laagdikte, behoeft met dit effect geen rekening te worden gehouden. Er kan dus voor dit effect worden uitgegaan van een stationaire situatie.
- Indien sprake is van een schaaldijk of smal voorland (stel $<50\text{m}$) mag worden verwacht dat het verschil in stijghoogte tussen de stationaire en niet-stationaire oplossing gering is. Hierdoor kan voor berekening van de stijghoogte in het zand worden uitgegaan van een stationaire analyse.
- Als volledig opdrijven / opbarsten (oprijfveiligheid = 1.0) ongeacht stationaire dan wel niet-stationaire analyses aannemelijk kan worden gemaakt, kan voor berekening van de stijghoogte in het zand worden uitgegaan van een stationaire analyse.

Als gezien bovengenoemde kan worden aangetoond dat alleen de indringingslengte als niet-stationair dient te worden beschouwd kan men een zogenaamde semi-stationaire analyse uitvoeren. Hiermee wordt bedoeld dat op basis van berekeningen, de potentiaal in het watervoerende pakket wordt berekend voor een stationaire situatie. Daarbij wordt alleen het niet-stationaire effect in rekening gebracht door de verticale indringing in rekening te brengen, over bijvoorbeeld enkele meters. Dit wordt in de adviespraktijk in Nederland wel eens gehanteerd.

3.6 Conclusie

In benedenrivierdijken treedt vrijwel altijd niet-stationaire grondwaterstroming op. In [1] is voorgesteld om in het benedenrivierengebied uit te gaan van niet-stationaire grondwaterstroming. Dit rapport is besproken in ENW techniek en ENW Rivieren. Hoewel men het eens is over de voorgestelde aanpak heeft dit nog geen officiële status. In zee- en meerdijken is de grondwaterstroming meestal eveneens tijdsafhankelijk. In het bovenrivierengebied is dat minder het geval en kan in het algemeen van stationaire grondwaterstroming worden uitgegaan. Verwacht wordt echter dat er dijken in het bovenrivierengebied (alsmede overgangsgebied) zijn waarbij niet-stationaire berekeningen een onderbouwd geringer ruimtebeslag voor dijkversterking zullen geven.

Niet overal is dus op voorhand eenduidig te stellen waar stationair dan wel niet-stationair kan/moet worden gerekend. Daar waar dit niet duidelijk is zal door het uitvoeren van enkele niet-stationaire analyses voor representatieve dwarsprofielen kunnen worden aangetoond of hiermee wel of niet rekening moet worden gehouden. De analyses betreffen het freatisch vlak, de stijghoogte in het watervoerende pakket én de verticale indringingslengte. Alle beschreven in paragraaf 2.2 t/m 2.4. Als uit deze (afzonderlijke) analyses volgt dat de invloed niet gering is dient met tijdsafhankelijke effecten rekening te worden gehouden.

Het uitvoeren van niet-stationaire grondwaterstromingsanalyses is complexer, tijdrovender en foutgevoeliger dan het uitvoeren van stationaire analyses. Daarnaast vereist dit een gedegen kennis die voor een groot deel in TRWD [2] en deze notitie is weergegeven. Uiteraard dient daarbij rekening te worden gehouden met onzekerheden (zie paragraaf 2.1). Het uitvoeren van niet-stationaire analyses dient te worden afgezet tegen de 'winst' van een effectiever ontwerp. Aangetoond is dat het verschil; tussen stationair en niet-stationair heel erg groot kan zijn (zie H1) waardoor niet-stationaire grondwaterstromingsberekeningen in nagenoeg alle gevallen een effectiever en doelmatiger ontwerp oplevert.



4 Waterspanningen meten

Indien voor een eerste toets/schatting (nog) geen gegevens voorhanden zijn kan op basis van een veilige inschatting de hoogte van het freatisch vlak worden berekend. Voor het geval van een 'kleidijk op klei-veenpakket'. Voor ontwerp dient deze methode niet te worden gehanteerd. In het algemeen kan worden gesteld dat door deze veilige inschatting (die voor geheel NL geldig zou moeten zijn) een overgedimensioneerd ontwerp wordt bereikt. Het uitvoeren van een dijkversterking is namelijk over het algemeen zeer kostbaar. Ontwerpberekeningen bepalen in grote mate de benodigde versterking. Daarbij is sprake van onzekerheden in het (berekenings)model én parameters. Voor ontwerp van een dijkversterking is informatie nodig van ondergrond en waterspanningen. Deze vormen de uitgangspunten voor het ontwerp. Het is daarbij van belang om onzekerheden daarin zoveel mogelijk te verminderen. Het goed bepalen van de uitgangspunten en verminderen van de onzekerheden (bijvoorbeeld waterspanningen) levert een veiliger en onderbouwd geringer / kosteneffectiever ontwerp. Daarbij dient voor een dijkontwerp wel rekening te worden gehouden met voldoende robuustheid. Het verminderen van de onzekerheden met betrekking tot waterspanningen kan worden bereikt door een goed monitoringplan en gebruik van juiste rekenmodellen. Eind vorig jaar is in opdracht van WSHD een notitie geschreven (zie bijlage A).

Dit document beschrijft de uit te voeren metingen van waterspanningen in watervoerende zandlagen en klei- en veenlagen t.a.v. het ontwerp van dijkversterkingen. De voorgestelde monitoring levert geschikte basisinformatie voor de schematisering van de waterspanningen in het dijklichaam, de deklaag en in de aanwezige (tussen)zandlagen voor o.a. macro-stabiliteitsanalyses. De gegevens zijn tevens geschikt zijn als input voor geohydrologische berekeningen, bijvoorbeeld extrapolatieberekeningen met Watex. In bijlage A wordt niet ingegaan op monitoring bij een volledig nieuw te maken dijk. Bij een dijkverlegging zal monitoring in de meeste gevallen een geringe bijdrage leveren.

In het document wordt ingegaan op de noodzaak van het uitvoeren van metingen. Er wordt ingegaan op metingen t.b.v. het freatisch vlak en de stijghoogte in het Pleistoceen of in het watervoerende pakket. Tevens wordt ingegaan op de locatie, aantal en diepte van de opnemers per dwarsprofiel of raai, het benodigd aantal raaien per dijkvak, en de monitoring periode.

Er wordt niet specifiek ingegaan op de benodigde typen meetinstrumenten. Dit afgezien van het feit dat is aangegeven of van peilbuizen of waterspanningsmeters dient te worden uitgegaan. In bijlage 3 van [2] wordt hier enigszins op ingegaan. Er zijn echter vele soorten en typen meetinstrumenten waar met name de laatste jaren wederom ontwikkelingen in hebben plaatsgevonden. Ook in recente projecten als IJkdijk en Markermeerdijkproef zijn ervaringen opgedaan waaruit volgt dat de keuze van het type instrument en op juiste manier en zorgvuldig installeren van groot belang is voor de nauwkeurigheid van de meetresultaten. Zowel het type instrument als de installatiewijze behoeft serieuze aandacht.

Hoewel het document specifiek is geschreven voor het beheergebied van WSHD kan dit in basis voor alle dijkversterkingsprojecten dienen. Ook wordt opgemerkt dat bij het uitvoeren van waterspanningsmetingen vaak aanvullende relevante informatie beschikbaar is. Hierbij wordt gedacht aan informatie uit waterstaatskaarten, TNO Grondwaterkaarten, DINO-loket, en niet te vergeten in het verleden uitgevoerd onderzoek/metingen.

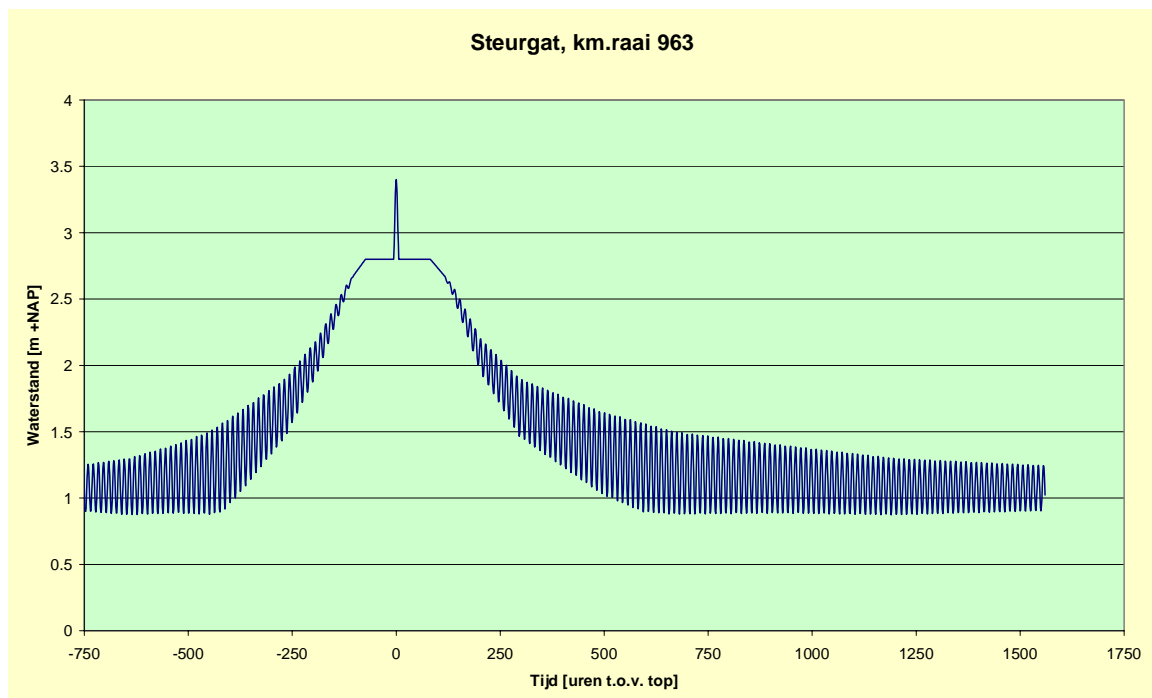


Monitoring speelt ook een uitermate belangrijke rol tijdens de uitvoering van dijkversterkingswerken. Maar monitoring is ook ná de dijkversterking van belang. Door continue monitoring en regelmatige analyse en zonodig bijstelling is namelijk bij een volgende toetsing goede informatie beschikbaar. Hierdoor kan een goede gedetailleerde en zonodig geavanceerde toetsing worden uitgevoerd (en eventueel een volgende dijkversterking onderbouwd uitgesteld). Daarnaast levert monitoring voor eventuele (potentiële) calamiteitsituaties belangrijke informatie op.

5 Hydraulische randvoorwaarden

Uitgangspunt voor de niet-stationaire (=tijdsafhankelijke) grondwaterstromingberekeningen zijn de Hydraulische randvoorwaarden. In dit geval het ontwerppeil en het daarbijbehorende waterstandsverloop.

Bij de vorige dijkversterkingsronden werden in Z-H de waterstandsverlooptlijnen voor het ontwerp beschikbaar gesteld door Provincie Zuid-Holland. Omdat de provincie deze service niet meer verleent, zijn er geen waterstandsverlooptlijnen beschikbaar voor de lopende en komende dijkversterkingsplannen. Het bepalen van de waterstandsverlooptlijnen is een specialistische aangelegenheid, waarvoor de waterschappen zelf in het algemeen geen kennis in huis hebben. Dit betekent dat er een hiaat is ontstaan in de beschikbaarheid van ontwerp randvoorwaarden. In figuur 5.1 is een voorbeeld van een waterstandverlooptlijn gegeven.



Figuur 5.1: Voorbeeld waterstandverlooptlijn Steurgat km 963

Ten behoeve van de lopende en urgente dijkversterkingstrajecten is door Deltares in opdracht van WSHD en WSRL een onderzoek uitgevoerd naar methodieken voor de bepaling van waterstandsverlooptlijnen voor de beoordeling van de binnenwaartse macrostabiliteit voor de dijkversterkingsplannen, die in het kader van het HWBP in het Benedenrivierengebied moeten worden uitgevoerd.

De bevindingen zijn vastgelegd in het Rapport "Bepaling waterstandsverlooptlijnen voor macrostabiliteit binnenwaarts t.b.v. dijkversterkingsplannen in het Benedenrivierengebied" c.a. van 31 augustus 2010, Deltares [6]. Dit rapport is afgestemd met de provincie Zuid-Holland,



vertegenwoordigers van RWS Waterdienst en met de opstellers van het nieuwe wettelijke toetsinstrumentarium (WTI) en de werkgroep Evaluatie Grondmechanisch Onderzoek.

In [6] zijn verschillende opties voor de bepaling van waterstandsverlooptlijnen onderzocht en worden de volgende twee opties voorgesteld:

1. Te ontwikkelen methodiek (voorkeursoptie uit het rapport [6]), die aansluit bij de ontwikkeling van het WTI en voor het ontwerp waterstandsverlopen per km-raai oplevert. Deze methodiek dient te worden vastgelegd in een addendum bij het Technisch Rapport Ontwerpbelastingen voor het Rivierengebied. [5], waarbij voor de ontwerpers tevens een database met waterstandsverlooptlijnen per km-raai beschikbaar wordt gesteld.
2. In afwachting van het beschikbaar komen van de resultaten van optie 1 voorlopig toe te passen vereenvoudigde robuuste interim-methode (terugvaloptie 6b uit het rapport voor de actuele en urgente dijkversterkingsplannen). De interim-methode, die staat beschreven in [6] is reeds toegepast bij voor een aantal dijkversterkingsplannen (w.o. Werkendam, Kinderdijk-Schoonhoven, Steurgat en Krimpen a/d/ Lek).

In november 2011 is dit rapport aan de orde geweest in ENW-Rivieren en aldaar onderschreven. Deze heeft daarmee ingestemd en geconcludeerd dat het hiaat van de waterstandsverlooptlijnen in het TROR [5] nader zou moeten worden ingevuld voor geheel Nederland. Nu heeft dit rapport pas een officiële status als ENW-Rivieren het onderschrijft en ENW-Kern vraagt e.e.a. vast te stellen. In het nog uit te brengen Technisch Rapport Macro-stabiliteit bij Dijken (TRMD) dient dit dan ook te worden opgenomen.

Opmerking

Aan het rijk wordt verzocht om een methodiek voor het bepalen van waterstandsverlooptlijnen voor het ontwerp vast te leggen in het op te stellen addendum bij het TROR [5] en een database beschikbaar te stellen met waterstandsverlooptlijnen per rivier km-raai voor het ontwerp.

6 Conclusie en aanbevelingen

Het verschil tussen stationaire en niet-stationaire grondwaterstroming (ook wel tijdsafhankelijke grondwaterstroming) bij dijken in Nederland is in het algemeen groot. Dit heeft gevolgen voor de stabiliteit (macro-stabiliteit en piping). Met name in het benedenrivierengebied volgt uit recent onderzoek [1] dat aanmerkelijk minder ruimtebeslag voor dijkversterking benodigd is indien voor berekening van de macrostabiliteit van het binnentalud wordt uitgegaan van niet-stationaire grondwaterstroming.

In benedenrivierdijken treedt vrijwel altijd niet-stationaire grondwaterstroming op. In [1] is voorgesteld om in het benedenrivierengebied uit te gaan van niet-stationaire grondwaterstroming. Dit rapport is besproken in ENW techniek en ENW Rivieren. Hoewel men het eens is over de voorgestelde aanpak heeft dit nog geen officiële status. In zee- en meerdijken is de grondwaterstroming meestal tijdsafhankelijk. In het bovenrivierengebied is dat minder het geval en kan in het algemeen van stationaire grondwaterstroming worden uitgegaan. Verwacht wordt echter dat er dijken in het bovenrivierengebied (alsmede overgangsgebied) zijn waarbij niet-stationaire berekeningen een onderbouwd geringer ruimtebeslag voor dijkversterking zullen geven.

Voor ontwerp van een dijkversterking is informatie nodig van ondergrond en waterspanningen. Het is daarbij van belang om onzekerheden daarin zoveel mogelijk te verminderen. Het verminderen van de onzekerheden (bijvoorbeeld waterspanningen) levert een veiliger en onderbouwd geringer / kosteneffectiever ontwerp. Het verminderen van de onzekerheden kan worden bereikt door een goed monitoringplan en gebruik van juiste rekenmodellen.

Uitgangspunt voor de niet-stationaire (=tijdsafhankelijke) grondwaterstromingberekeningen zijn de Hydraulische randvoorwaarden. In dit geval het ontwerppeil en het daarbijbehorende waterstandsverloop. Een methode is beschikbaar maar dient nog te worden vastgesteld door ENW kern. Daarna dient de hiaat van de waterstandsverlooplijnen in het TROR [5] nader te worden ingevuld voor geheel Nederland. In het nog uit te brengen Technisch Rapport Macro-stabiliteit bij Dijken (TRMD) dient dit dan ook te worden opgenomen. Tevens is het van belang dat daarin wordt aangegeven hoe met stationaire dan wel niet-stationaire grondwaterstroming bij dijken in Nederland dient te worden omgegaan.



Deltares



Datum
9 mei 2012

Ons kenmerk
1203849-032-GEO-0002

Pagina
26/43

A Monitoring waterspanningen

A.1 Algemeen

In een bestaande of nog te maken dijk zal zich uiteindelijk onder dagelijkse normale omstandigheden een bepaald waterspanningsbeeld instellen (de referentie of de “nul-waarde”). Uiteraard is dit niet elke dag van het jaar gelijk omdat dit waterspanningsbeeld continu wordt beïnvloed door belastingen van buitenaf. Door bijvoorbeeld neerslag/droogte of fluctuerende buitenwaterstanden. Naast het meten van de ‘nul-situatie’ is het dus van belang om fluctuaties te meten zodat ook het (tijdsafhankelijke) verband tussen de belasting en de waterspanning in de dijk duidelijk wordt. In het Technisch rapport Waterspanningen bij Dijken (TRWD) zijn (reken)modellen gegeven en is uitvoerig beschreven hoe hiermee om te gaan. Voor de nulsituatie kan in het algemeen worden uitgegaan van de gemiddelde waterstand buitendijks en het polderpeil binnendijks en een normale neerslagsituatie. De waterspanningen ten gevolge van de belasting (bijvoorbeeld hoogwater of extreme neerslag) moeten worden opgeteld bij de referentie, de “nul-waarde”. Voor o.a. het benedenrivierengebied is het gebruikelijk om de schematisatie van de waterspanningen te baseren op tijdsafhankelijke (of niet-stationaire) grondwaterstroming. De reden is eenvoudigweg dat uitgaan van stationaire grondwaterstroming meestal leidt tot een zwaar overgedimensioneerd en niet kosteneffectieve dijkversterkingmaatregel. In het rapport ‘Onderzoek waterstandsverlooplijnen, vergelijking stationair/niet-stationair rekenen Werkendam Steurgat’ (Deltares kenmerk 1201703-001-GEO-005, december 2010) wordt hierop ingegaan. In dit rapport wordt tevens enigszins ingegaan op de (reken)modellen die kunnen worden gebruikt.

Voor de schematisatie van het waterspanningsbeeld (voor toetsing of ontwerp) in een dijk wordt onderscheid gemaakt tussen:

1. De ligging van het freatisch vlak afhankelijk van bijvoorbeeld neerslag/droogte of fluctuerende buitenwaterstanden
2. De stijghoogte in Pleistoceen / watervoerende pakket a.g.v. hogere buitenwaterstanden
3. De indringing aan de onderzijde van het pakket slappe lagen a.g.v. hogere stijghoogte in de watervoerende zandlaag
4. Wateroverspanning a.g.v. (oude) ophogingen (belastingen)

Ad 1 en 2: Monitoring van de waterspanning richt zich hoofdzakelijk op de eerste 2 punten.

Ad 3: Voor het derde punt kan ook monitoring worden opgezet maar dit wordt in het algemeen niet standaard uitgevoerd. Het is namelijk lastig uitvoerbaar en extrapolatie naar maatgevende omstandigheden is vrij onnauwkeurig. Desalniettemin wordt aanbevolen hier enige aandacht aan te geven tijdens monitoring.

Ad 4: Daarnaast kunnen wateroverspanningen in het dijklichaam en ondergrond aanwezig zijn van in het verleden aangebrachte ophogingen (a.g.v. dijkversterking). Hiermee dient in voorkomende gevallen rekening te worden gehouden.

Behalve voor rechtstreekse extrapolatie naar ontwerpomstandigheden kunnen de metingen ook worden gebruikt om rekenmodellen te ijken aan werkelijk gemeten omstandigheden. Hierbij dient altijd rekening gehouden te worden met de invloed van toevallige variaties. Peilbuizen lenen zich goed voor stijghoogtemetingen in de zandondergrond. Voor het meten



van waterspanningen in klei zijn ze echter niet geschikt: door de berging in de buis wordt het lokale stromingsbeeld namelijk ingrijpend beïnvloed. Voor metingen in klei, veen en leem zijn speciale waterspanningsmeters beschikbaar.

A.2 Monitoring Freatisch vlak

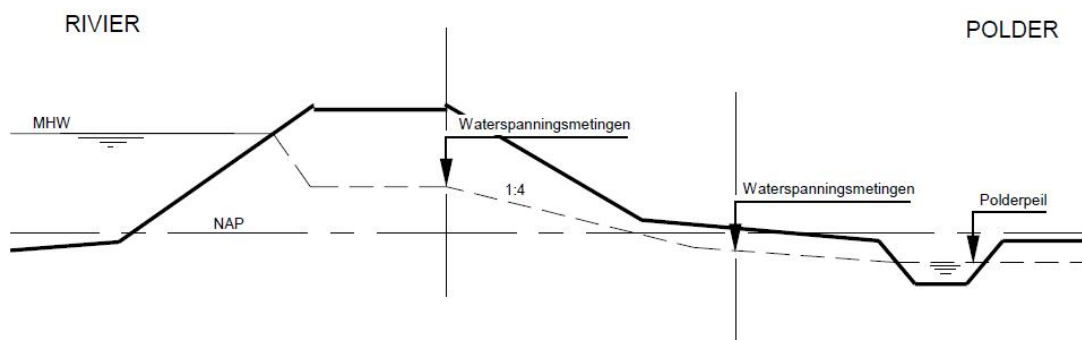
Locatie, aantal en diepte van de opnemers per dwarsprofiel of raai

Hierbij dient onderscheid te worden gemaakt tussen een kleidijk en een dijk met een kern van zand.

Kleidijk

Voor een kleidijk wordt de ligging van het freatisch vlak onder dagelijkse omstandigheden gemeten met waterspanningsmeters. (Hieruit volgt de nul-waarde zoals in paragraaf 3.1 weergegeven.) Omdat vooraf niet goed bekend is wat de hoogte van het freatisch vlak is én omdat in het algemeen niet van een hydrostatisch waterspanningsverloop kan worden uitgegaan zullen per locatie in het dwarsprofiel meerdere opnemers nodig zijn. Daar waar de grootste onzekerheid is omtrent de hoogte van de freatisch vlak (t.p.v. de kruin) zullen meer opnemers (2 of 3) nodig zijn. Daar waar dit redelijk kan worden ingeschat kan met 1 of 2 opnemers worden volstaan. De locaties zijn (zie ook figuur A1):

- Buitendijks: In het algemeen zijn hier geen opnemers nodig. Wel wordt de hoogte van de buitenwaterstand continu gemeten. (zie ook paragraaf A3).
- Binnenkruinlijn: 2 of 3 opnemers waarbij de bovenste net onder de geschatte freatische lijn wordt geplaatst en de 2^e er bijvoorbeeld circa 1 m onder en een eventuele 3^e daar 1 of 2 m onder.
- Binnenberm: Als een brede binnenberm aanwezig is (stel > 15 m) kan het wenselijk zijn ook hier waterspanningsmeters te plaatsen. Voor de aantallen wordt verwezen naar de binnenkruinlijn.
- Binnenteen: het polderpeil zal bekend zijn waardoor de ligging van het freatisch vlak in de binnen teen (rekening houdende met opbolling a.g.v. neerslag) minder onzekerheid kent dan t.p.v. de kruin. Hierdoor kan worden volstaan met 1 à 2 opnemers. Hierbij zou de 1^e op een diepte van polderpeil kunnen worden geplaatst en de 2^e hier bijvoorbeeld 1 m onder.
Als vrij dicht in de teen een sloot aanwezig is (stel < 5 m) zijn opnemers wellicht onnodig.

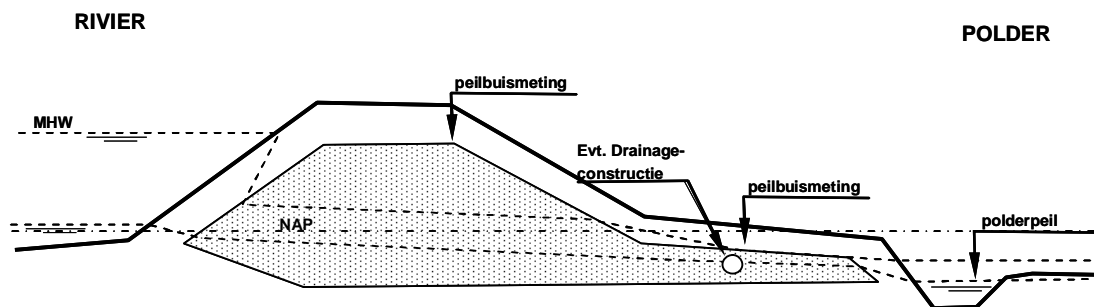


Figuur A1 Metingen freatisch vlak in kleidijk (zie TRWD figuur 2.11)

Zanddijk

Voor een dijk met een kern van zand waarbij mag worden verwacht dat het freatisch vlak zich ergens in de zandkern bevindt kan het freatisch vlak worden gemeten door peilbuizen. De locaties zijn (zie ook figuur A2):

- Buitendijks: In het algemeen geen opnemers nodig. Wel wordt de hoogte van de buitenwaterstand continu gemeten (zie ook paragraaf 3.3).
- Binnenkruinlijn: Omdat het verhang van het freatisch vlak gering zal zijn zou kunnen worden volstaan met 1 peilbuis t.p.v. de binnenkruinlijn.
- Berm (of brede dijk): Als de dijkbasis erg breed is of er is een brede binnenberm aanwezig wordt aanbevolen een peilbuis t.p.v. de binnenteen in de zandkern te plaatsen. Indien drainage aanwezig is (zoals bijvoorbeeld op Voorne Putten veelvuldig toegepast) wordt aanbevolen de peilbuis t.p.v. de drainage te plaatsen waarmee dan tevens de werking van de drains kan worden gecontroleerd.



Figuur A2 Metingen freatisch vlak in zanddijk

Opgemerkt wordt dat het van belang is om de grondopbouw exact t.p.v. de opnemers goed in beeld te hebben om afwijkend gedrag gemakkelijker te kunnen verklaren. Aanbevolen wordt om hiertoe bijvoorbeeld een sondering met meting van de waterspanning uit te voeren.

Aantal raaien per dijkvak

Het aantal raaien is van diverse factoren afhankelijk. In feite dient men zich af te vragen waardoor de hoogte van het freatisch vlak op een bepaald dijkvak wordt bepaald. Voor elk van deze verschillende factoren kan het freatisch vlak anders zijn is het gewenst een raai te monitoren:

- Geometrie van de dijk: Door een brede dijkbasis zal in basis meer water (a.g.v. neerslag) de dijk kunnen infiltreren. Verwacht mag worden dat de opbolling daarom groter zal zijn in vergelijking met een smallere dijkbasis (voorbeeld: een 10 m bredere dijkbasis zou een 1m hoger freatisch vlak kunnen betekenen).
- Ondergrond: A.g.v. een dik pakket slappelagen onder de dijk kan neerslag minder snel naar een watervoerend pakket stromen met als gevolg een hoger freatisch vlak. Ook kan door een andere samenstelling van de ondergrond de doorlatendheid hiervan anders zijn, hetgeen het freatisch vlak beïnvloedt.
- Kleidijk of zanddijk: De hoogte van het freatisch vlak zal bij een kleidijk vermoedelijk anders liggen dan bij een dijk met een zandkern. Als de bekleding op het talud bij een dijk met een zandkern onvoldoende waterdicht is zal het freatisch vlak makkelijker reageren op veranderingen van de buitenwaterstand.
- Andere discontinuïteiten: Als over een bepaalde lengte bijvoorbeeld een waterdicht (of waterremmend) scherm in de ondergrond is geplaatst (beschoeiing, stabiliteitscherm) kan dit het freatisch vlak beïnvloeden.



Het is dus zinvol om voor aanvang van een versterkingsonderzoek, op basis van bijvoorbeeld resultaten uit de toetsing met behulp van het bovengenoemde een monitoringplan te onderbouwen. Daarbij kan dan uiteraard tevens gebruik worden gemaakt van reeds uitgevoerd waterspanningsonderzoek (bijvoorbeeld vanuit de toetsing).

Uit ervaringen met dijkversterking in het benedenrivierengebied volgt dat bijvoorbeeld 6 raaien voor een dijktraject van 5 km een goede eerste inschatting kan zijn. Dit kan in een later stadium eventueel worden uitgebreid als meer bekend is over de ondergrond en waterspanningen en als vermindering van de onzekerheid aannemelijk is.

Monitoringperiode

Na plaatsing van de opnemers zal men vrij snel (stel 2 weken) over metingen kunnen beschikken die een voldoende betrouwbare nulsituatie weergeven. Daarnaast is het van belang om over metingen te kunnen beschikken tijdens fluctuaties van neerslag en of buitenwaterstand. Naarmate de situatie tijdens monitoring dichterbij de maatgevende situatie ligt wordt de onzekerheid minder. Dit is dan ook de reden dat voor dergelijke dijken het liefst tijdens het stormseizoen, tijdens hevige neerslag en perioden met hoogwater wordt gemeten. Dit is echter geen noodzaak. Als men verwacht dat fluctuaties van de buitenwaterstand van belang zijn (zanddijken) is het wenselijk vooraf en tijdens springtij te meten (enkele weken). Als men verwacht dat de invloed van neerslag van belang is, is het wenselijk vooraf en tijdens natte perioden te meten (enkele weken tot paar maanden).

Gezien bovengenoemde kan worden gesteld dat ook met een geringe meetperiode (zelfs 2 weken) de onzekerheden van de hoogte van het freatisch vlak tijdens maatgevende omstandigheden kunnen worden verkleind.

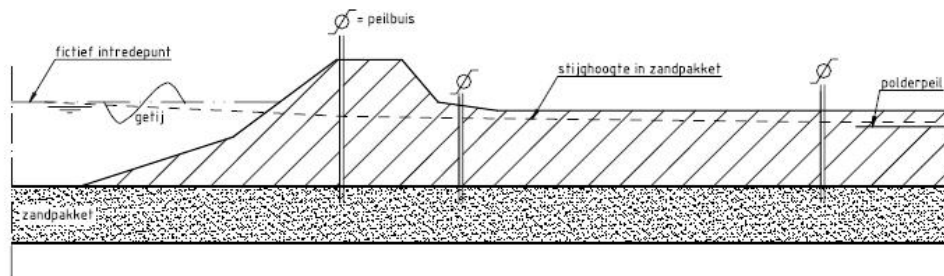
A.3 Monitoring Pleistoceen / watervoerende pakket

Locatie, aantal en diepte van de opnemers per dwarsprofiel of raai

Als één of meerdere watervoerende zandlagen onder de dijk aanwezig zijn is het van belang de stijghoogte hierin vast te stellen en de reactie hiervan op de buitenwaterstand. Er kunnen verschillende modellen worden gebruikt om op basis van de metingen een tijdsafhankelijke extrapolatie naar de maatgevende omstandigheden te berekenen, waaronder Watex. Voor deze modellen is het van belang om (per zandlaag) de stijghoogte op 3 locaties in 1 dwarsprofiel te meten.

De locaties zijn (zie ook figuur A3):

- Rivier of buitenwater: De hoogte van de buitenwaterstand dient continu te worden gemeten. Overigens is het meestal niet nodig de buitenwaterstand in elk dwarsprofiel of raai te meten. 1 opnemer per paar km dijk is in het algemeen voldoende.
- Buitendijks of kruin: 1 opnemer daar waar voorland aanwezig is. De opnemer zou dan bijvoorbeeld 10 à 20 m uit buitenteen kunnen worden geplaatst. Indien sprake is van een schaaldijk dan kan de opnemer t.p.v. de kruin worden geplaatst.
- Binnenteen: 1 opnemer in de buurt van binnenteen van de dijk, daar waar de stijghoogte in het zand het meest relevant is voor de te beschouwen bezwijkmechanismen. In het algemeen de locatie waar opdrijven plaatsvindt bij de versterkte dijk.
- Binnendijks: 1 opnemer op geruime afstand vanuit de binnenteen (stel 50 to 80m).



Figuur A3 Metingen stijghoogte in watervoerende zandlagen

Opgemerkt wordt dat het van belang is om de grondopbouw exact t.p.v. de opnemers goed in beeld te hebben. Aanbevolen wordt om hiertoe bijvoorbeeld een sondering met meting van de waterspanning uit te voeren.

Aantal raaien per dijkvak

Voor de keuze van het aantal raaien (dwarsprofielen) gelden in basis dezelfde overwegingen als gegeven in subparagraaf A2. Het aantal raaien is van diverse factoren afhankelijk. In feite dient men zich te realiseren waardoor de stijghoogte op een bepaald dijkvak wordt bepaald. Voor elk van deze verschillende factoren kan de stijghoogte anders zijn, is het gewenst een raai te monitoren:

- Geometrie van de dijk met voor en achterland: Als sprake is van een schaaldijk zal dit in het algemeen betekenen dat door directer contact met de rivier of het buitenwater een hogere stijghoogte in het zand mag worden verwacht. Bij breed voorland is tevens de hoogte van het voorland van belang. Bij een hoog voorland (bijvoorbeeld hoger dan MHW) zal de stijghoogte geringer zijn t.o.v. een laag voorland.
- Rivier: Als de rivier op bepaalde locaties zodanig diep is dat het rivierwater mogelijk min of meer rechtstreeks in contact staat met de watervoerende zandlaag zal de stijghoogte hoger zijn.
- Ondergrond: A.g.v. een dik pakket slappelagen onder de dijk en in het achterland kan het water in de watervoerende zandlaag minder gemakkelijk door dit pakket stromen met als gevolg een hogere stijghoogte. A.g.v. een dik pakket slappelagen in het voorland zal het water minder gemakkelijk in de watervoerende zandlaag komen met als gevolg een lagere stijghoogte tijdens MHW. Ook kan door een andere samenstelling van het afdekkende pakket de doorlatendheid hiervan anders zijn hetgeen de stijghoogte beïnvloedt. De dikte van het watervoerende pakket is tevens van belang.
- Andere discontinuïteiten: Discontinuïteiten in het achterland of voorland kunnen de stijghoogte ook erg beïnvloeden. Hierbij wordt bijvoorbeeld gedacht aan een binnendijkse wiel dat in contact staat met de watervoerende zandlaag waardoor deze als een soort ontlastbron fungeert en daardoor in de omgeving lagere stijghoogten geeft.

Het is zinvol om voor aanvang van een versterkingsonderzoek, op basis van bijvoorbeeld resultaten uit de toetsing met behulp van bovengenoemde een monitoringplan te onderbouwen. Daarbij kan dan uiteraard tevens gebruik worden gemaakt van reeds uitgevoerd waterspanningsonderzoek (bijvoorbeeld vanuit de toetsing). Belangrijk daarbij is de verwachting van de mate van opdrijven. Uit ervaringen met dijkversterking in het benedenrivierengebied volgt dat bijvoorbeeld 6 raaien voor een dijktraject van 5 km een goede eerste inschatting kan zijn ervan uitgaande dat opdrijven waarschijnlijk overal relevant is. Dit kan in een later stadium eventueel worden uitgebreid als meer bekend is over de ondergrond en mate van opdrijven en als vermindering van de onzekerheid aannemelijk en relevant is.



Monitoringperiode

Na plaatsing van de opnemers zal men vrij snel (in feite na enkele getij-cycli) over metingen kunnen beschikken die een voldoende betrouwbare nulsituatie weergegeven. Daarnaast is het van belang om over metingen te kunnen beschikken tijdens fluctuaties van de buitenwaterstand. Naarmate de situatie tijdens monitoring dichterbij de maatgevende situatie ligt wordt de onzekerheid minder. Dit is dan ook de reden dat voor dergelijke dijken het liefst tijdens het stormseizoen, tijdens perioden met hoogwater (liefst vooraf en tijdens springtij) wordt gemeten. Dit is echter geen noodzaak.

Gezien bovengenoemde kan worden gesteld dat ook met een geringe meetperiode (enkele dagen) de onzekerheden van de stijghoogte in het watervoerende pakket tijdens maatgevende omstandigheden kunnen worden verkleind.

Daarnaast zijn er nog enkele factoren die ertoe kunnen leiden dat metingen niet representatief zijn voor een maatgevende situatie. Bij het extrapoleren dient rekening te worden gehouden met mogelijke veranderingen in modelparameters in de toekomst (gaten graven in voorland, baggerwerkzaamheden e.d. buiten de eventuele beheerszone, beëindigen grondwateronttrekking achter de dijk, de kans dat een hydraulische weerstandlaag buitendijks tijdens MHW erodeert, etc.). Deze effecten kunnen en dienen in de analyses te worden meegenomen.

Verder wordt aanbevolen een meetinterval van 15 of 30 minuten te hanteren indien men Watex als rekenmodel wil gebruiken omdat dit standaard tijdstappen in het programma zijn.

A.4 Indringing aan de onderzijde van het pakket slappelagen

Hiervoor kan ook monitoring worden opgezet maar dit wordt in het algemeen niet standaard uitgevoerd. Het is namelijk lastig uitvoerbaar en extrapolatie naar maatgevende omstandigheden is vrij onnauwkeurig. Indien de invloed van de indringing en de onzekerheid groot is wordt aanbevolen hier aandacht aan te geven tijdens monitoring. Dit kan plaatsvinden door in enkele dwarsprofielen/raaien op 1 locatie (bijvoorbeeld t.p.v. de binnenteen) in het pakket slappelagen aan de onderzijde daarvan enkele (stel 3 of 4) waterspanningsmeters te plaatsen. Dit op een locatie waar ook een peilbuis in het zand is geplaatst (zie paragraaf A3). De meetperiode is dan gelijk als genoemd in paragraaf A3.

A.5 Wateroverspanning a.g.v. (oude) ophogingen (belastingen)

A.g.v. in het verleden aangebrachte ophogingen (a.g.v. bijvoorbeeld dijkversterkingen) kunnen wateroverspanningen in het dijklichaam en ondergrond aanwezig zijn. Deze beïnvloeden de sterkte. Als bekend is dat recent (stel korter dan 5 jaar geleden) werkzaamheden zijn uitgevoerd dient hiermee rekening te worden gehouden. Met waterspanningsmeters kan deze invloed in beeld worden gebracht maar het voert te ver om hierop in dit document in te gaan. Een monitoringplan zal van geval tot geval moeten worden bezien.

B Indringing van waterspanning in samendrukbare gelaagde grondpakketten

Artikel Geotechniek januari 2006, zie bijlage B



Indringing van waterspanning in samendrukbare gelaagde grondpakketten Uitwerking voor de Lekdijken in de Alblasserwaard

Dr. S. Schoofs

Shell International Exploration and
Production (tot voor kort werkzaam
bij GeoDelft)

Ing. T.A. van Duinen
GeoDelft

SAMENVATTING

De mate waarin een waterstandsverhoging op de rivier resulteert in een verhoging van de waterspanning in het slecht doorlatende grondpakket, uitgedrukt in de zogenaamde indringingslengte, is belangrijk voor de berekening van de macrostabiliteit van dijken in verband met het faalmechanisme 'opdrijven'. Tot op heden werd de slecht doorlatende deklaag daarbij geschematiseerd door een enkele homogene grondlaag. In een onderzoek naar de macrostabiliteit van de Lekdijken in de Alblasserwaard is de gelaagdheid van het slecht doorlatende pakket expliciet meegenomen in de berekening van de indringingslengte. In combinatie met langduriger maatgevend hoogwater blijkt dit tot een significant grotere indringingslengte te leiden.

INLEIDING

Veranderende waterstandstatistiek van de Nederlandse rivieren, samen met nieuwe inzichten en rekenmodellen, heeft de laatste jaren geresulteerd in een langere duur van de maatgevende hoogwaterstand voor toetsing en ontwerp van waterkeringen. In stabiliteitsberekeningen voor waterkeringen moet daarom in rekening worden gebracht dat een waterstandsverhoging op de rivier via de watervoerende zandlaag verder dan voorheen doorwerkt in de slecht doorlatende, samendrukbare deklaag onder en achter de dijk. De mate waarin de waterstandsverhoging op de rivier resulteert in een verhoging van de waterspanning in het slecht doorlatende grondpakket, de zogenaamde indringingslengte, is een belangrijke parameter in de berekening van de macrostabiliteit van dijken. Een toename van de indringingslengte met een factor 2 resulteert in een factor 2 tot 5 toename van de kans op falen van een representatief dwarsprofiel van de Lekdijken in de Alblasserwaard.

In eerdere modellen voor het bepalen van de indringingslengte is de slecht doorlatende deklaag geschematiseerd door een enkele

homogene grondlaag. In een onderzoek naar de macrostabiliteit van de Lekdijken in de Alblasserwaard is de intrinsieke gelaagdheid van het slecht doorlatende pakket expliciet meegenomen in de berekening van de indringingslengte. De combinatie van een langere duur van de maatgevende hoogwaterstand en het in rekening brengen van de gelaagdheid van het slecht doorlatende grondpakket leidt tot een significant grotere indringingslengte dan tot nu toe wordt aangenomen. Voor een aantal typen grondopbouw kan het water zelfs het gehele pakket doordringen.

ACHTERGROND

In verband met de vijfjaarlijkse toetsing van de waterstaatkundige veiligheid wordt een onderzoek naar de macrostabiliteit bij opdrijven uitgevoerd voor de primaire waterkeringen langs de Lek in de Alblasserwaard. Dit betreft een traject van 17 km lopend van Nieuw-Lekkerland via Streefkerk tot Groot-Ammeis (zie figuur 1). In het benedenrivierengebied is de binnenwaartse macro-instabiliteit bij opdrijven in veel gevallen het maatgevende faalmechanisme voor de sterkte van de waterkeringen langs de grote rivieren.

Door het toepassen van probabilistische stabiliteitsanalyses wordt geprobeerd een zo groot mogelijk deel van de Lekdijken goed te keuren voor het toetsonderdeel macrostabiliteit. Probabilistische stabiliteitsanalyses zijn analyses volgens de waarschijnlijkheidsleer op basis van gemiddelden en spreidingen van de grondeigenschappen. In de adviespraktijk is het gebruikelijk stabiliteitsanalyses uit te voeren met rekenwaarden (karakteristieke waarden met partiële veiligheidsfactoren) van de grondeigenschappen. Met probabilistische stabiliteitsanalyses kan het veiligheidsniveau dat in de TAW-leidraden wordt nagestreefd met de algemeen geldende partiële veiligheidsfactoren, worden toegespitst op de specifieke situatie van de Lekdijken met de daar aangetroffen gemiddelden en spreidingen van de eigenschappen van de grond. Het toetscriterium voor binnerwaartse macrostabiliteit kan daarmee direct gekoppeld worden aan de overschrijdingsfrequentie van de maatgevende waterstand van het dijkkringgebied. Deze aanpak leidt tot meer realistische en ook gunstiger resultaten dan een analyse op basis van rekenwaarden van de grondeigenschappen.

In de berekening van de macrostabiliteit bij opdrijven zijn de hoogte van de waterspanningen in het slecht doorlatende pakket ter plaatse van het achterland van grote invloed. Deze waterspanningen worden grotendeels beïnvloed door de indringing van rivierwater dat, via het eerste watervoerende pakket onder de dijk door, het slecht doorlatende pakket indringt (zie figuur 2).

De uitgangspunten van dijkversterkingsontwerpen van de Lekdijken in de Alblasserwaard van de tachtiger jaren voldoen niet meer, vanwege de steeds langere duur van de hoge waterstanden op de rivier. De in figuur 3 weergegeven zogenaamde waterstandsverlooptlijnen zijn door de Provincie Zuid-Holland berekend, gebruikmakend van de waterstandstatistiek van Hoek van Holland in combinatie met de statistiek van Loblith [GeoDelft, 2004]. In de figuur is de toename van de tijdsduur van de hoogwatergolf met de tijd zichtbaar.

De mate van indringing van de waterspanning vanuit het watervoerende pakket in het slecht doorlatende, samendrukbare pakket is tot nu toe bepaald, uitgaande van een homogene samenstelling van dit pakket. Daarbij is een blokvormige belasting aan de onderkant van het slecht doorlatende pakket verondersteld. De indringingslengte kan op basis van deze aannamen goed worden benaderd met de lengte L_1 , zoals beschreven in bijlage b4.3 in [TAW, 2003]:

$$L_1 = 4\sqrt{c_v(t - t_0)} \quad (1)$$

Hierin is t de tijd vanaf het moment van de belasting op $t = t_0$. Verder is c_v de consolidatiecoëfficiënt van het slecht doorlatende pakket (voor de precieze definitie, zie 'Berekeningsmethode'). Deze benadering komt neer op een afstand, waarbij nog ongeveer 5% aanpassing optreedt. Met de voor de Alblasserwaard geldende waarden voor de consolidatiecoëfficiënt c_v en de hydraulische randvoorwaarden van de 80-er jaren betekent deze benadering dat met een verhoging van de waterspanning in de onderste 0,5 à 1,5 m van de klei- en veenlagen kan worden volstaan.

In werkelijkheid bestaat de slecht doorlatende deklaag echter uit verschillende gelaagde afzettingen met relevante verschillen in elastische eigenschappen en doorlatendheid. De vraag doet zich hierbij voor in welke mate de indringing in een gelaagd pakket anders is



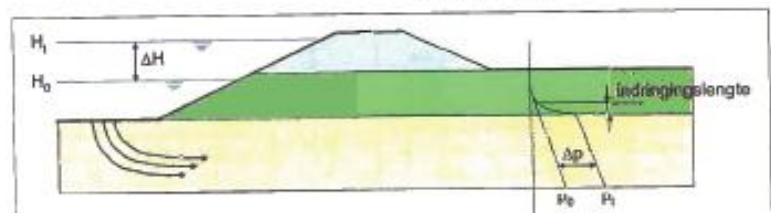
↑ **Figuur 1** Lekdijk Alblasserwaard; van deze dijk is een probabilistische beschouwing gemaakt. Water in de rivier stroomt tijdens een maatgevende hoogwaterstand door het watervoerende pakket onder de dijk door en dringt ter plaatse van het achterland het slecht doorlatende pakket in. De mate van indringing wordt bepaald door de tijdsduur van de hoogwatergolf en de opbouw en eigenschappen van de slecht doorlatende grond in het achterland.

dan in een homogeen pakket en hoe deze op eenvoudige wijze kan worden geschematiseerd voor de adviespraktijk. Om deze reden is in detail de indringingslengte in een gelaagd (tweelaags), elastisch deformerend pakket onderzocht als functie van het tijdsafhankelijke waterspanningsverloop in de watervoerende zandlaag. In de berekeningen wordt gevarieerd met de periode van de (fictieve) afvoergolf, de amplitude van de (gesuperponeerde) getijdengolf en de consolidatiecoëfficiënten van beide slappe lagen. Als case wordt de situatie van de Lekdijken te Nieuw-Lekkerland, Streefkerk en Groot-Ammers in de Alblasserwaard beschouwd.

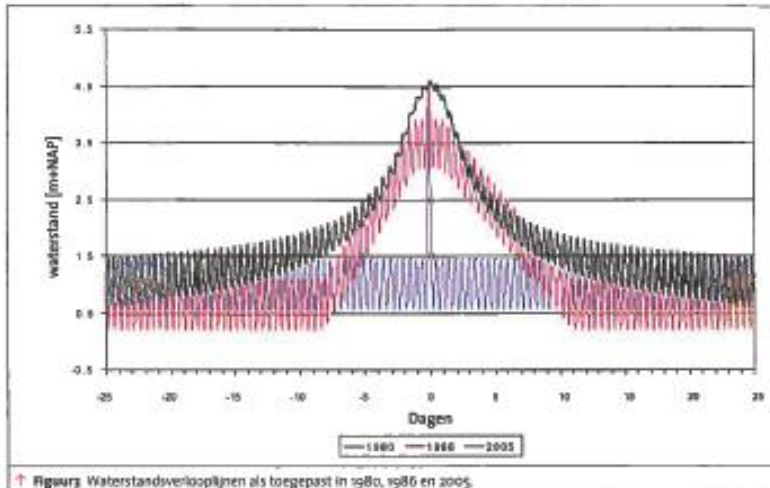
FRAKTIJMETINGEN

In het kader van de voorbereiding van de proeven op het Proefvak 'Actuele Sterkte' te Bergambacht is een literatuuronderzoek uitgevoerd naar de indringing van waterspanning in de deklaag vanuit een watervoerende zandlaag [Delft Cluster, april 2001]. Om de theorie en de adviespraktijk te toetsen, zijn meetgegevens van de volgende drie locaties vergeleken met verwachtingen op basis van de theorie:

- Ravenswaaij: meetlocatie in de Lekdijk (hmp 279), periode november 1987 tot juni 1988 [Heidemi], 1988];
- Zennewijnen: meetlocatie in de Waaldijk (hmp 37), periode november 1987 tot juni 1988 [Heidemi], 1988];



↑ **Figuur 2** Koppeling van de waterstand (verlooplijn) op de rivier H_1 en de indringing van waterspanning via de watervoerende zandlaag (geel) onder de dijk (blauw) door het slecht doorlatende pakket in (groen). Naarmate de duur van het hoogwater groter is, dringt de waterspanning verder in.



↑ **Figuur 3** Waterstandsverlooptijnen als toegepast in 1980, 1986 en 2005.

• Oosterscheldedijken: meetlocatie Gouweveer, periode 1987 tot 1989 [GeoDelft, 1989].

Op basis van metingen van de waterspanning bij Zennewijnen en Ravenswaaij blijkt gedurende een hoge rivierstand de indringingslengte in werkelijkheid 3 à 4 m te kunnen bedragen. De duur van een hoge rivierstand bedraagt 44 à 68 dagen.

Voor de meetlocaties Zennewijnen en Ravenswaaij is op basis van de formule voor de bepaling van de indringingslengte en consolidatiecoëfficiënten bij belastingen een indringingslengte berekend van 1 à 2,5 m, afhankelijk van de duur van de hoge rivierstand. Op basis van een consolidatiecoëfficiënt bij ontlasten bedraagt de berekende indringingslengte 2,8 à 3,8 m. De laatstgenoemde indringingslengten komen redelijk overeen met de gemeten waterspanningen.

Met name de meetlocatie in Ravenswaaij geeft een sterke tijdsafhankelijkheid te zien. De maximale indringing in de afdekkende klei- en veenlagen wordt pas bereikt als de stijghoogte in de watervoerende zandlaag alweer min of meer een gemiddelde waarde heeft bereikt (zie de figuren 4 en 5).

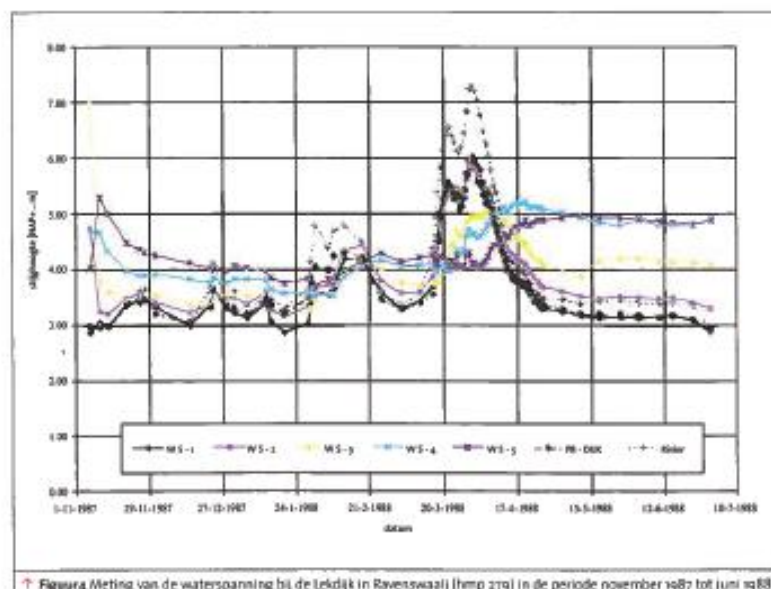
Bij de meetlocatie Gouweveer blijkt op basis van metingen van de waterspanning een indringingslengte van 1,0 à 1,5 m op te treden bij de normale eb- en vloedbeweging. De indringing gedurende een normale eb- en vloedbeweging geeft aanleiding om te veronderstellen dat gedurende een storm van 2 dagen of meer een indringing van 3 à 4 m zou kunnen optreden.

Voor een dwarsprofiel van de Lekdijk in het Proefvak 'Actuele Sterkte' te Bergambacht zijn stabiliteitsberekeningen op basis van rekenwaarden van de sterkte uitgevoerd met verschillende indringingslengten en stijghoogten in de watervoerende zandlaag. Als gevolg van de variatie van de indringingslengte en de stijghoogte varieert de evenwichtsfactor in deze gevoeligheidsberekeningen met 0,05 tot 0,15 [Delft Cluster, januari 2001].

GRONDOPBOUW ALBLASSERWAARD

De Holocene deklaag is in de Alblasserwaard over het algemeen opgebouwd uit een aantal in geotechnische zin te onderscheiden lagen. In tabel 2 is de geotechnische schematisatie van de laagopbouw (van maaiveld naar beneden) gegeven. In de tabel zijn ook waarden voor de consolidatiecoëfficiënten gegeven die representatief zijn voor de Alblasserwaard. Deze waarden zijn verkregen voor belasting situaties. Het proces van indringing van waterspanning komt eerder overeen met een ontlastsituatie. Het is bekend dat de consolidatiecoëfficiënt bij ontlasting of herbelasting ongeveer 3 tot 10 maal hoger is dan de consolidatiecoëfficiënt bij primaire belasting. De mogelijke ondergrondschematisaties zijn weergegeven in figuur 6. Hierbij is het mogelijk dat het laagpakket Basisveen of de Formatie van Kreftenheye ontbreken.

Naast deze vaak voorkomende typen grondopbouw komt het ook regelmatig voor dat het Holocene pakket bestaat uit zandige afzettingen. De waterspanningsopbouw in deze zogenaamde donken en geulen worden in deze studie naar de indringingslengte niet beschouwd. Het faalmechanisme macro-instabiliteit bij opdrijven met het drukstaafmechanisme speelt hier namelijk geen rol; de waterspanning wordt op een andere wijze geschematiseerd.



↑ **Figuur 4** Meting van de waterspanning bij de Lekdijk in Ravenswaaij (hmp 279) in de periode november 1987 tot juni 1988.

laag (met gebruikte afkorting)	geologische formatie	lithologie	laagdikte [m]	c_v [m ² /s]
Tiel (TIEL)	Echtheid	klei	1 tot 5	5×10^{-6}
Gorkum Licht (GL)	Echtheid	organische klei	0 tot 8	5×10^{-6}
Gorkum Zwaar (GZ)	Echtheid	organische klei	0 tot 8	3×10^{-7}
Hollandveen (HV)	Nieuwkoop	Veen	0 tot 8	4×10^{-7}
Basisveen (BV)	Nieuwkoop	kleilig veen / venige klei	0 tot 1	5×10^{-3} tot 1×10^{-4}
Kreftenheye (KR)	Boxtel	leem, zandige klei of kleilig zand	0 tot 2	1×10^{-4} tot 1×10^{-7}

† Tabel 1 Schematische laagopbouw, geologische formatie, lithologie, dikte en (range van) c_v 's (voor een belastingsituatie) van het slappe lagenpakket van maaienveld naar beneden in de Alblusserwaard.

BEREKENINGSMETHODE

Mathematische beschrijving van de indringing
De indringing van de waterspanning in het kleilige en/of venige grondpakket is een tijdsafhankelijk verschijnsel als gevolg van de vertraging die optreedt doordat een volumeverkleining gepaard gaat met een verkleining van het poriënvolume (en dat kan alleen als het water uit de poriën geperst wordt). Dit proces, ook wel consolidatie genoemd, hangt dan ook af van de samendrukbaarheid en de doorlatendheid van de grond.

De beschouwing van de consolidatie wordt beperkt tot het eendimensionale geval, waarbij de grond zijdelings niet kan vervormen en de afstroming van het water alleen in verticale

richting kan plaatsvinden. De wiskundige beschrijving van het proces gaat als eerste uit van de evenwichtsvergelijking van een lineair elastisch deformerend materiaal, op basis van Terzaghi's principe van de effectieve spanningen:

$$\Delta \sigma_{\text{eff}} = \Delta \sigma - \Delta p = -m_v \Delta \sigma' = -m_v (\Delta \sigma - p) \quad (2)$$

met Δc_v [-] de toename van de volumerek (in het eendimensionale geval is dit gelijk aan de incrementele verticale rek $\Delta \epsilon$ [-]), m_v [m²/N] de samendrukbaarheid, $\Delta \sigma'$ [N/m²] de toename van de verticale effectieve spanning en p [N/m²] de toename van de totaalspanning en Δp [N/m²] de incrementele waterspanning. Door het veronderstellen van continuïteit van

het poriënwater wordt de zogenaamde bergingsvergelijking verkregen (de afleiding van deze differentiaalvergelijking staat uitvoerig beschreven in [Verruijt, 1999]):

$$\frac{\partial \Delta \epsilon}{\partial t} = -n\beta \frac{\partial p}{\partial t} - \frac{\partial q_v}{\partial z} \quad (3)$$

met t [s] tijd, n [-] de porositeit, β [N/m²] de samendrukbaarheid van het in de poriën aanwezige water, q_v [m/s] het specifieke debiet in de z -richting en $\partial/\partial z$ [1/m] de afgeleide naar de z -coördinaat.

De grootte van het specifieke debiet q_v hangt samen met de drukgradiënt volgens de wet van Darcy

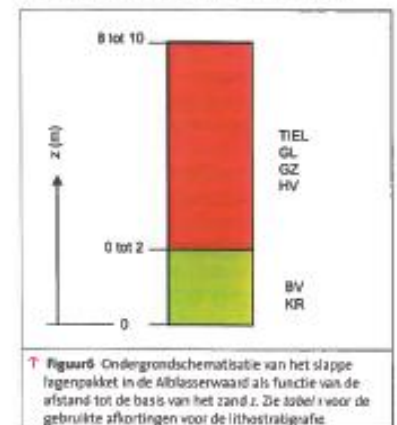
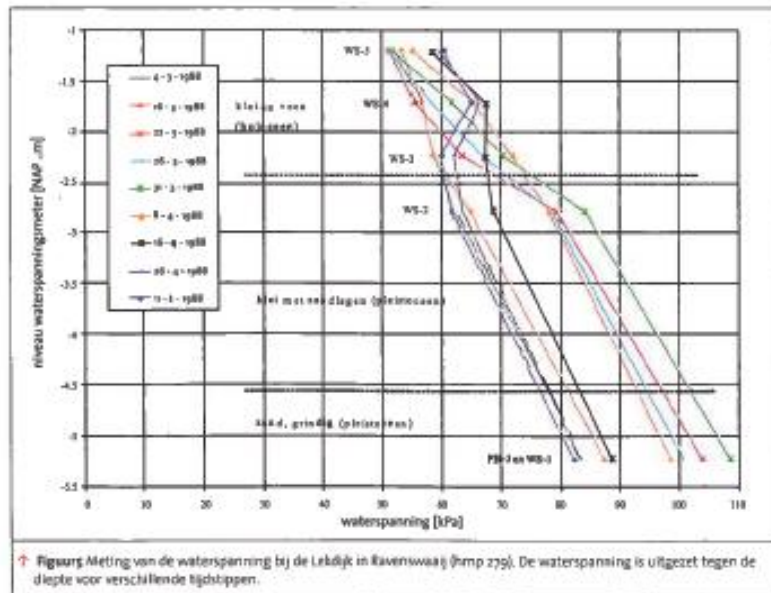
$$q_v = -\frac{k}{\gamma_w} \frac{\partial p}{\partial z} \quad (4)$$

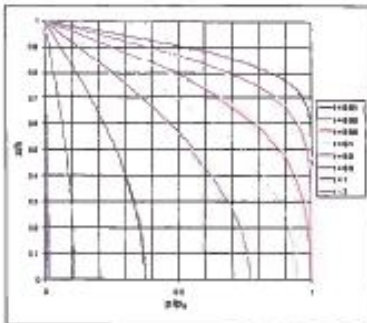
met k [m/s] de doorlatendheidscoëfficiënt en γ_w [N/m³] het gewicht van het water. Combinatie van de vergelijkingen (2), (3) en (4) resulteert in de eendimensionale consolidatievergelijking

$$\frac{\partial p}{\partial t} = \frac{m_v}{m_v + n\beta} \frac{\partial \Delta \sigma}{\partial t} + c_v \frac{\partial^2 p}{\partial z^2} \quad (5)$$

met c_v [m²/s] de consolidatiecoëfficiënt gelijk aan $c_v = k / (\gamma_w (m_v + n\beta))$.

Wanneer wordt aangenomen dat de totaalspanning tijdens het proces niet verandert, $\Delta \sigma = 0$ N/m² (oftewel de belasting op de grond is constant tijdens de consolidatie), vereen-





† Figuur 7 Resultaten van de (met p_0 [m] geschaalde) waterspanning als functie van de (met h [m] geschaalde) plaatshoogte z op verschillende tijdstippen van een testberekening voor eendimensionale consolidatie op een homogeen monster. De resultaten komen overeen met de klassieke oplossing voor eendimensionale consolidatie.

voudigt vergelijking (5) in:

$$\frac{\partial p}{\partial t} = c_v \frac{\partial^2 p}{\partial z^2} \quad (6)$$

Door de toename van de waterspanning p te delen door het volumegewicht van water wordt een toename van de stijghoogte Δh [m] verkregen.

Numerieke berekeningsmethode

De zogenaamde diffusievergelijking (6) is gediscrètiseerd met behulp van de eindige volume methode [Wesseling, 2001]. Deze methode gaat uit van continuïteit van fluxen. De methode is eerder veelvuldig gebruikt voor andere toepassingen (zie bijvoorbeeld [Schoofs and Spera, 2003]), maar is voor deze studie aangepast voor de berekening van consolidatie met tijdsafhankelijke randvoorwaarden.

Verificatie

De berekeningsmethode is eerder geverifieerd voor de berekening van diffusief warmtetransport door een tweedimensionaal poreus medium met een ruimtelijk variabele thermische diffusiviteit [Schoofs, 1999]. De consolidatievergelijking (5) is identiek aan de warmtevergelijking wanneer de thermische diffusiviteit wordt vervangen door de consolidatiecoëfficiënt en de temperatuur door de druk.

Als voorbeeld van een verificatieberekening wordt de consolidatie van een homogeen monster beschouwd. Hiervoor is de ééndimensionale samendrukking nagerekend, zoals is

beschreven in Verruijt [1999]. In het beschouwde probleem heeft een monster ten gevolge van een bovenbelasting een initiële waterspanning p_0 gekregen. Vervolgens gaat het monster op $t = 0$ aan de bovenzijde consolideren (éenzijdige afstroming), waardoor aan de bovenkant op $t = 0$ een waterspanning $p/p_0 = 0$ ontstaat. De waterspanning in het monster neemt af met de tijd volgens de analytische oplossing [Verruijt, 1999]:

$$\frac{p}{p_0} = \frac{4}{\pi} \sum_{j=1}^{\infty} \frac{(-1)^{j-1}}{2j-1} \cos\left[(2j-1)\frac{\pi z}{2h}\right] \exp\left[-(2j-1)^2 \frac{\pi^2 c_v t}{4h^2}\right] \quad (7)$$

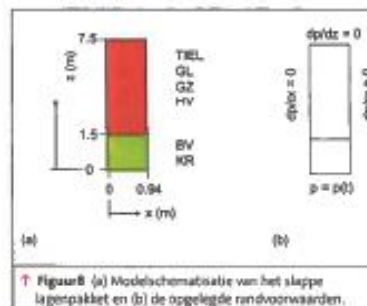
Het hier beschouwde probleem is in essentie ééndimensionaal, de numerieke methode is echter tweedimensionaal. Om de eendimensionale situatie te benaderen is een 2D gebied met een grote aspect ratio (hier 1/8) gekozen.

Figuur 7 laat de resultaten zien voor een monster met hoogte h en begin-waterspanning $p/p_0 = 1$. Op $t = 0$ dag wordt de waterspanning aan de bovenkant van het monster op $p = 0$ N/m² gesteld. De resultaten zijn te zien als functie van de tijd voor een monster met een consolidatiecoëfficiënt gelijk aan $c_v = 1$ m²/dag. De resultaten komen zeer goed overeen met de analytische oplossing gegeven in Verruijt [1999].

Berekeningsopzet

Voor de berekeningen van de indringingslengte is een pakket verondersteld met een totale dikte van 7,5 m, zie figuur 8. Net als in de testberekening is een aspect ratio van het berekeningsdomein van 1/8 verondersteld. In verticale richting is het domein opgedeeld in 128 volumecellen, in horizontale richting in 16 cellen.

In de berekeningen is de opbouw zoals eerder beschreven, geschematiseerd met behulp van twee horizontale lagen. De onderste laag heeft



† Figuur 8 (a) Modelschematie van het slappe laagpakket en (b) de opgelegde randvoorwaarden.

een dikte van 1,5 m en representeert de al dan niet aanwezige Formatie van Kreftenbeye (KR) of het Basisveen laagpakket van de Formatie van Nieuwkoop (BV). De bovenste laag is 6 m dik; deze laag representeert de lagen Tiel, Hollandveen en/of Gorkum (Tiel, HV, GZ, GL). Met de consolidatiecoëfficiënten van beide lagen is gevarieerd, om zo de meest gangbare ondergrondschematisaties te beschouwen.

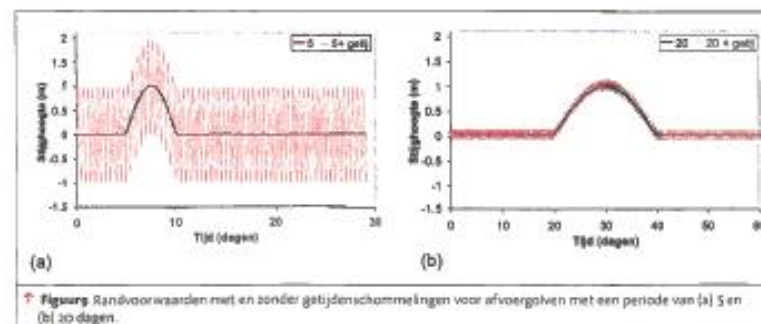
Als initiële conditie is de waterspanning overal gelijkgesteld aan $p = 0$ kN/m².

De bovenzijde en de twee verticale zijden zijn ondoorlatend verondersteld (zie ook figuur 8b). Aan de onderzijde van het domein wordt een tijdsafhankelijke drukrandvoorwaarde opgelegd. Met de vorm van deze randvoorwaarde is gevarieerd, met als doel de invloed van de duur van de afvoergolf en de invloed van het getij op de indringingslengte te bepalen.

BEREKENINGSRISULTATEN

In totaal zijn 54 berekeningen uitgevoerd. Bij deze berekeningen zijn combinaties gemaakt met:

- de tijdsduur van de waterstandsverhoging, namelijk 5 dagen en 20 dagen;



† Figuur 9 Randvoorwaarden met en zonder getijdschommelingen voor afvoergolven met een periode van (a) 5 en (b) 20 dagen.

- de waterstandsverhoging met en zonder getijde;
- consolidatiecoëfficiënten voor belasten en voor ontlasten c.q. herbelasten;
- combinaties met hoge, gemiddelde en lage c_v -waarden in de twee grondlagen van het model.

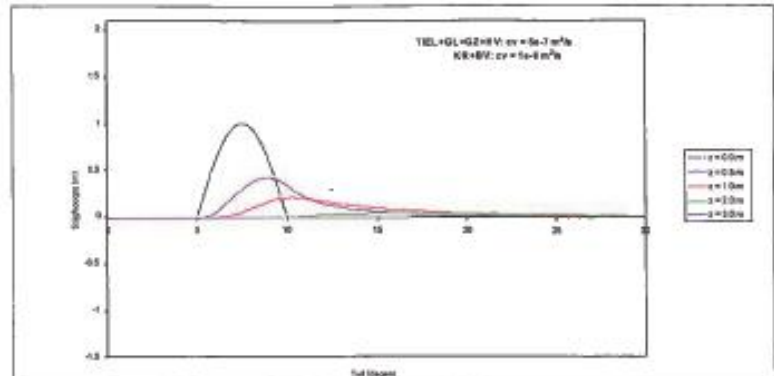
Er worden twee sinusvormige afvoergolven beschouwd, één met een tijdsduur van 5 dagen en één met een tijdsduur van 20 dagen (zie figuur 9). Voor iedere afvoergolf wordt de situatie met en zonder getijdeninvloed beschouwd. Voor de golf van 5 dagen is de amplitude van het getijde even groot als de amplitude van de afvoergolf. Voor de golf van 20 dagen is de amplitude van het getijde 0,1 maal de amplitude van de afvoergolf.

De afvoergolf van 5 dagen beschrijft de situatie in de buurt van Nieuw-Lekkerland redelijk, waar de waterstandstatistiek van Hoek van Holland dominant is in de definitie van de afvoergolf. De afvoergolf van 20 dagen representeert de situatie in de buurt van Groot-Ammers, waar veel invloed is van de waterstandstatistiek van Lobith. De getijdenschommelingen zijn gesuperponeerd op de afvoergolf. Op deze manier kan eenvoudig worden onderzocht of het getijde van invloed is op de indringingslengte.

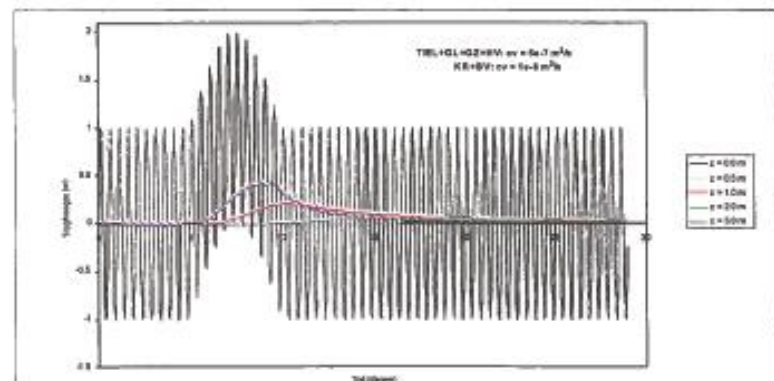
In de berekeningen zijn c_v 's toegepast voor belasten en ontlasten of herbelasten. In deze paragraaf worden de resultaten voor belastwaarden beschreven. De berekeningen met c_v 's voor ontlasten zijn alleen voor de situatie zonder getijde uitgevoerd; de resultaten zijn in de discussie opgenomen. De resultaten worden beschreven ten opzichte van de hydrostatische situatie, gedefinieerd als de situatie met een stijghoogte gelijk aan 0. Voor de eenvoud wordt de bovenste laag aangeduid met TIEL+GL+GZ+HV, de onderste laag met KR+BV.

In de berekeningen neemt de consolidatiecoëfficiënt (voor belasten) voor de onderste grondlaag van het model (KR+BV) de waarden $c_v = 1 \times 10^{-3} \text{ m}^2/\text{s}$, $1 \times 10^{-4} \text{ m}^2/\text{s}$ of $1 \times 10^{-5} \text{ m}^2/\text{s}$ aan. De bovenste grondlaag (TIEL+GL+GZ+HV) heeft ook drie variaties in de consolidatiecoëfficiënt: $c_v = 5 \times 10^{-4} \text{ m}^2/\text{s}$, $5 \times 10^{-5} \text{ m}^2/\text{s}$ of $5 \times 10^{-6} \text{ m}^2/\text{s}$. Hierbij is de proevenverzameling van de Alblasserwaard als indicatie gebruikt.

Figuur 10 geeft de randvoorwaarde en de waterspanningsverhoging op een aantal punten in de verticaal als functie van de tijd voor de bere-



Figuur 9 Randvoorwaarde (stijghoogte op $z = 0,0 \text{ m}$) en de waterspanningsverhoging op een aantal punten in de verticaal als functie van de tijd voor de situatie van een golf met een periode van 5 dagen zonder getijdenschommelingen. De consolidatiecoëfficiënten zijn voor BV+KR $c_v = 1 \times 10^{-4} \text{ m}^2/\text{s}$ en voor TIEL+GL+GZ+HV $c_v = 5 \times 10^{-7} \text{ m}^2/\text{s}$ (de gemiddelden van de range c_v 's).



Figuur 10 Randvoorwaarde ($z = 0,0 \text{ m}$) en de stijghoogteverhoging op een aantal punten in de verticaal als functie van de tijd voor de situatie van een golf met een periode van 5 dagen met getijdenschommelingen (c_v 's idem als in figuur 10).

kening met een periode van 5 dagen zonder getijde. De demping en vertraging van de randvoorwaarde nemen toe naarmate de plaats-hoogte z groter is. Hierin is z gedefinieerd als de afstand vanaf de onderkant van de Holocene deklaag naar boven.

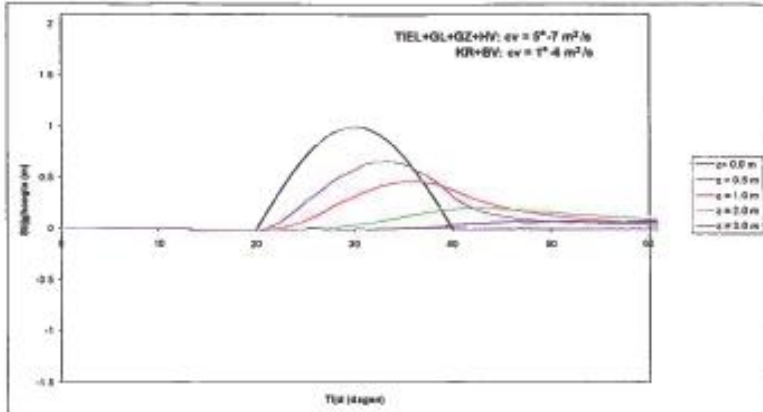
In figuur 10 is verder zichtbaar dat de plaats-hoogte met de maximale stijghoogteverhoging en met de tijd varieert. Voor een stabiliteitsberekening is op $t = 7,5$ dagen het glijvlak op $z = 0,0 \text{ m}$ maatgevend. Op $t = 9,0$ dagen is het glijvlak op $z = 0,5 \text{ m}$ maatgevend. Wellicht is de kans op inundatie op $t = 9,0$ dagen kleiner geworden.

Figuur 11 geeft de resultaten voor dezelfde berekening als te zien is in figuur 10, maar nu

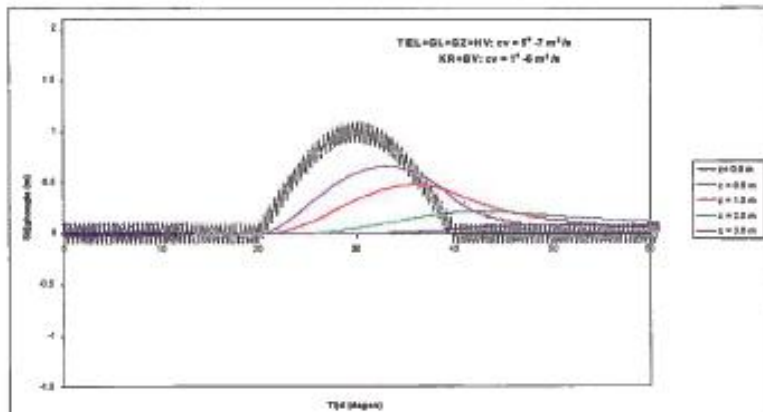
met getijdenschommelingen gesuperponeerd op de randvoorwaarde. De getijdenschommelingen hebben nauwelijks of zelfs geen effect op de hoogte van de stijghoogteverhoging in de slappe lagen. De schommelingen zijn op $z = 1,0 \text{ m}$ al volledig gedempt.

De figuren 12 en 13 geven de resultaten voor wederom dezelfde consolidatiecoëfficiënten, maar dan voor de berekeningen met een periode van de afvoergolf van 20 dagen zonder, respectievelijk met getijde.

De stijghoogteverhoging in het slappe lagenpakket is duidelijk groter dan met de kortere golfperiode. Op plaats-hoogte $z = 1,0 \text{ m}$ is de maximale stijghoogteverhoging gelijk aan $0,47 \text{ m}$, ten opzichte van $0,22 \text{ m}$ bij een afvoer-



↑ **Figuur 12** Randvoorwaarde ($z = 0.0$ m) en de stijgheftverhoging op een aantal punten in de verticale als functie van de tijd voor de situatie van een golf met een periode van 20 dagen zonder getijdenschommelingen (c_v 's idem als in figuur 10 en 11).



↑ **Figuur 13** Idem als figuur 12, maar nu voor een signaal met getijdenschommelingen.

golf van 5 dagen. De maximale verhoging treedt bij de golfduur van 20 dagen op 5,85 dagen na de maximale waterstand, terwijl bij een golfduur van 5 dagen dit al na 2,88 dagen na de maximale waterstand gebeurt, ongeveer tweemaal zo snel.

Bij een afvoergolf van 20 dagen geldt dat de invloed van de getijdenschommelingen op de stijgheftverhoging in het slappe lagenpakket verwaarloosbaar klein is. Opgemerkt dient te worden dat de amplitude van de getijdenschommelingen al kleiner was dan bij de afvoergolf van 5 dagen.

In de figuren 14, 15 en 16 zijn een aantal kenmerkende vormen van het waterspanningsverloop met de plaatshoogte afgebeeld. Het zijn de profielen op een (willekeurig) aantal tijdstippen, geplot voor de berekeningen met de consolidatiecoëfficiënten $c_{v, \text{Bv+Kr}} = 1 \times 10^{-7} \text{ m}^2/\text{s}$ (figuur 14), $c_{v, \text{Bv+Kr}} = 1 \times 10^{-8} \text{ m}^2/\text{s}$ (figuur 15) en $c_{v, \text{Bv+Kr}} = 1 \times 10^{-9} \text{ m}^2/\text{s}$ (figuur 16). Verder geldt in alle figuren, dat $c_{v, \text{Tie+Gl+Gz+Hv}} = 5 \times 10^{-7} \text{ m}^2/\text{s}$.

Er bestaat een goede overeenkomst tussen de indringingslengten voor de situaties met en zonder getijdenschommelingen, gegeven een tijdsduur van de afvoergolf. De indringingslengten tussen de twee afvoergolven van 5 en 20 dagen verschillen wel aanzienlijk.

In figuur 14 is nauwelijks enige overgang in de stijgheft op de grens tussen de twee lagen zichtbaar. Hetzelfde geldt voor figuur 15. In figuur 16 is wel duidelijk een overgang zichtbaar. De overgang is van dien aard, dat de stijghefttoename in het watervoerende pakket ook merkbaar is aan de bovenkant van de laag KR+BV.

De maximale bereikte stijgheftverhoging in de berekeningen met de verschillende invoerparameters en randvoorwaarden zijn op ieder van de vier plaatshoogten ($z = 0.5$ m; $z = 1.0$ m; $z = 2.0$ m en $z = 3.0$ m) met elkaar vergeleken. De resultaten laten zien dat de maximale bereikte stijgheftverhoging voor de situatie met en zonder getijdenschommelingen worden meegenomen. Voor een afvoergolf van 5 dagen bedraagt het verschil in stijgheftverhoging voor de situatie met en zonder getijdenschommelingen op $z = 0.5$ m namelijk maximaal 0,24 m, op $z = 1.0$ m is dit afgenomen tot maximaal 0,06 m.

De indringingslengte l , is, anders dan in het Voorschrift Toetsen op Veiligheid [VTV, 2004], hier gedefinieerd als de maximale plaatshoogte waarop 10 procent van de amplitude van de afvoergolf (zonder bijdrage van de getijdenschommeling) wordt bereikt.

Vanzelfsprekend is ook de indringingslengte niet of nauwelijks afhankelijk van de aanwezigheid van getijdenschommelingen. Verder blijkt dat de indringingslengte bij een afvoergolf van 20 dagen 1,2 tot 3,6 maal zo groot is als bij een afvoergolf van 5 dagen.

DISCUSSIE

De resultaten van de berekeningen laten zien dat de getijdenschommelingen binnen één meter indringing nagenoeg zijn uitgedempt. Om deze reden heeft het getijde nauwelijks invloed op de berekende indringingslengte. De invloed van de getijdenschommeling komt via de stijgheft in het watervoerende pakket wel in de berekening van de macrostabiliteit tot uiting.

De indringingslengte is gedefinieerd als de afstand ten opzichte van de basis van het slappe lagenpakket waarop de maximale waterspanningsverhoging nog juist 10% van de waterspanning in de watervoerende zandlaag onder het pakket bedraagt. De berekende indringingslengte varieert tussen 0,5 m en het gehele pakket. Hierbij is de indringingslengte voor een afvoergolf van 20 dagen voor

dezelfde consolidatiecoëfficiënten ongeveer 1,2 tot 3,6 maal zo groot als voor een afvoergolf van 5 dagen.

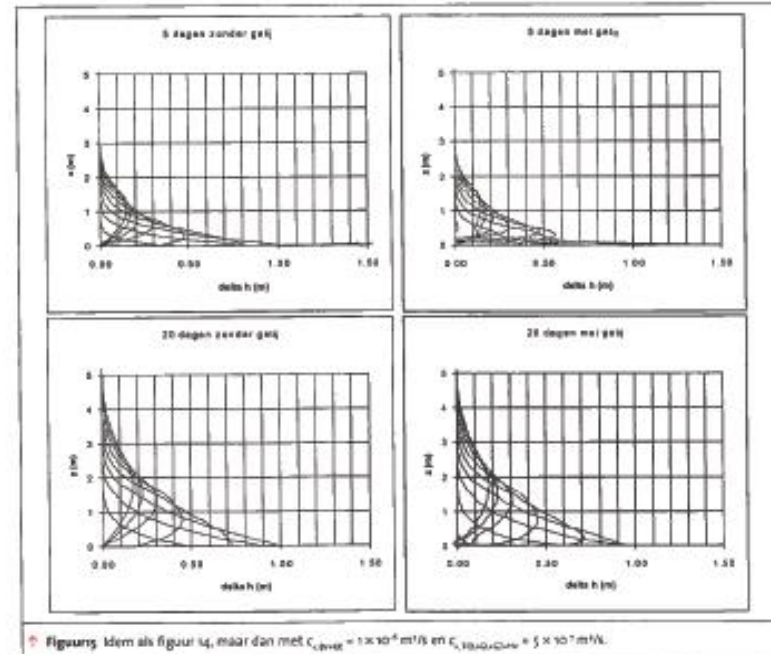
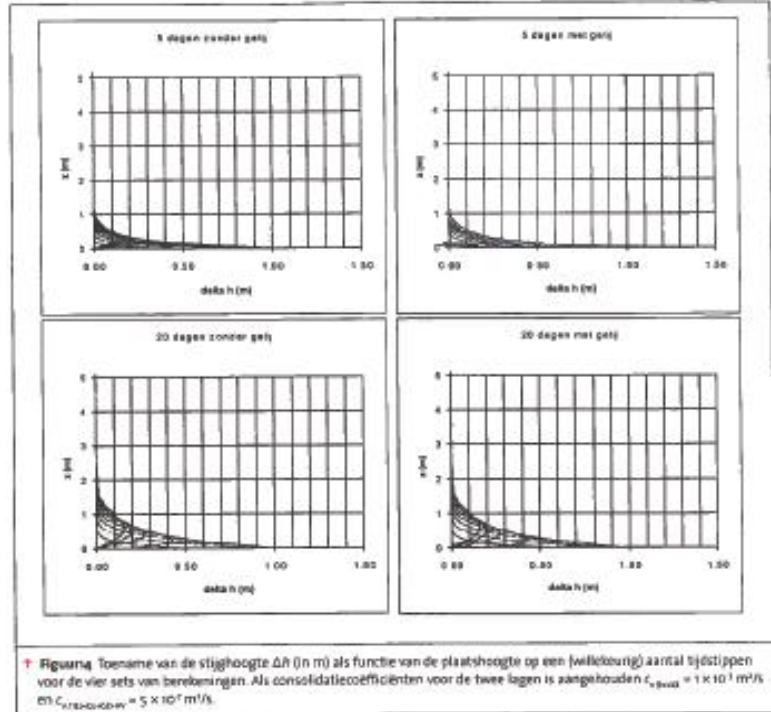
Voor de situatie met een ondergrondschematisatie met Krefthenheye en/of Basisveen (KR+BV) met een effectieve consolidatiecoëfficiënt van $c_{v,KR+BV} = 1 \times 10^{-3} \text{ m}^2/\text{s}$ varieert de indringingslengte ongeveer 0,5 m, onafhankelijk van $c_{v,TIEL+GL+GL+BV}$. Bij een periode van 20 dagen is dit ongeveer 1,0 m.

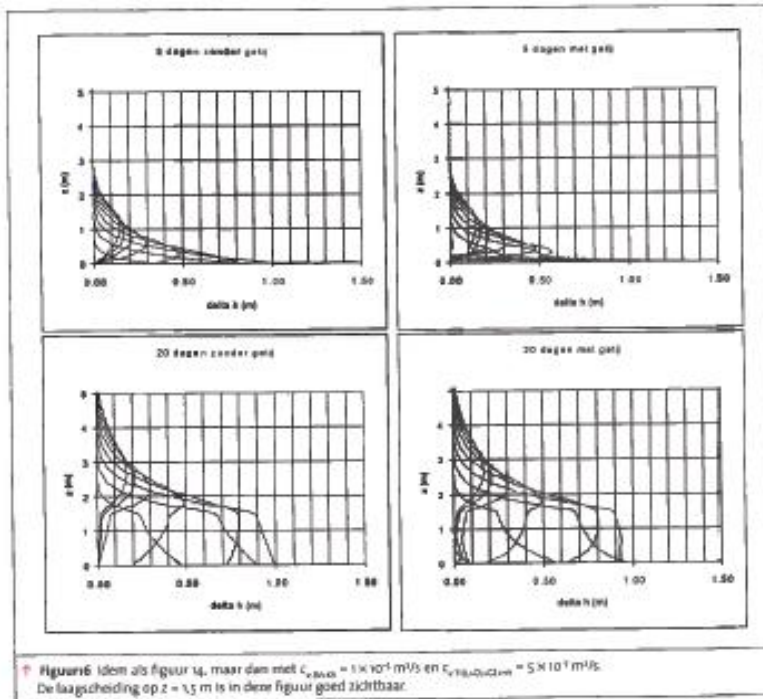
Indien $c_{v,KR+BV} = 1 \times 10^{-6} \text{ m}^2/\text{s}$, dan is de indringingslengte bij een afvoergolf van 5 dagen ongeveer 1,5 m, ongeacht de consolidatiecoëfficiënt van de lagen Gorkum, Tiel of Hollandveen. Bij een periode van 20 dagen is de indringingslengte ongeveer tussen 2,0 m ($c_{v,TIEL+GL+GL+BV} = 5 \times 10^{-6} \text{ m}^2/\text{s}$) en 3,5 m ($c_{v,TIEL+GL+GL+BV} = 5 \times 10^{-6} \text{ m}^2/\text{s}$).

Wanneer de effectieve consolidatiecoëfficiënt van de Krefthenheye en Basisveen lagen gelijk is aan $c_{v,KR+BV} = 1 \times 10^{-3} \text{ m}^2/\text{s}$, dan varieert de indringingslengte bij een afvoergolf van 5 dagen tussen 2 m ($c_{v,TIEL+GL+GL+BV} = 5 \times 10^{-6} \text{ m}^2/\text{s}$) en meer dan 7,5 m ($c_{v,TIEL+GL+GL+BV} = 5 \times 10^{-6} \text{ m}^2/\text{s}$). Deze laatste situatie is ook representatief als de Krefthenheye en Basisveen lagen afwezig zijn. De indringingslengte neemt dan wel af met 1,5 m, omdat de dikte van de Krefthenheye en Basisveen lagen niet meegerekend worden.

Vanwege de grote variatie in de indringingslengte is het van belang de consolidatiecoëfficiënten van de slappe lagen nauwkeurig te bepalen. Dit blijkt in de praktijk een erg lastig te meten parameter. Indien er geen dertien-uurs(waterspannings)metingen in het slappe lagenpakket en in de watervoerende zandlaag beschikbaar zijn, is het aan te bevelen een c_v voor de Krefthenheye formatie (KR) te bepalen op basis van de boorbeschrijvingen in het gebied. Als veilige schatting voor de Krefthenheye formatie (KR) kan een $c_v = 5,0 \times 10^{-6} \text{ m}^2/\text{s}$ worden aangehouden, tenzij er redenen zijn om een andere waarde aan te nemen.

Opgemerkt wordt dat de in de berekeningen gebruikte consolidatiecoëfficiënten belastwaarden zijn, terwijl het fysische proces eerder door een ontlastproces beschreven wordt. De meetgegevens van de meetlocaties Zenne-wijnen en Ravenswaaij bevestigen dit. Het verschil in deze c_v 's is van orde grootte 3 tot 10, wat redelijk klein is in vergelijking met de onzekerheid in de waarden van de proevenverzameling. De resultaten van berekeningen





met ontlast- c_v 's (factor 5 groter dan de belast- c_v 's) voor de afvoergolven zonder getijdschommelingen zijn ook uitgevoerd (hier niet afgebeeld). Zowel voor de afvoergolf van 5 dagen als voor 20 dagen is de berekende indringingslengte voor de ontlastwaarden een factor 1,3 tot 3 groter dan bij de belastwaarden. Dit betekent dat de indringing in sommige gevallen tot aan het maaiveld komt.

In de berekeningen is geen rekening gehouden met een verandering van de effectieve spanning en schuifspanning in het slappe lagenpakket ten gevolge van de veranderende water- spanningen. Ook zijn de invloeden van het optreden van de grenspotential en van eventuele delaminatie tussen het slappe lagenpakket en de watervoerende zandlaag verwaarloosd. Het berekenen van deze processen vergt een volledig gekoppelde berekening met elastoplastische deformatie inclusief scheurvorming, iets wat buiten het kader van deze studie ligt.

De indringingslengte blijkt aanzienlijk groter dan de halve tot anderhalve meter, waarmee nu de stabiliteit berekend wordt. In een stabiliteitsberekening voor een representatief

dwarsprofiel van de Lekdijken (MStab Reliability, methode LiftVan) blijkt als gevolg van een toename van de indringingslengte met een factor 2 de kans op falen met een factor

2 tot 5 toe te nemen. Indringing van de water- spanning tot aan maaiveld kan resulteren in een toename van de faalkans met een factor 1.000 ten opzichte van de huidig gehanteerde berekening. Gevoeligheidsberekeningen voor het Proefvak 'Actuele Sterkte' te Bergambacht hebben vergelijkbare resultaten opgeleverd [Delft Cluster, januari 2005].

CONCLUSIES

In deze studie is de indringing van water in een gelaagd, elastisch deformerend pakket met behulp van een numeriek model berekend. Er zijn twee lagen onderscheiden: een onderste laag met een dikte van 1,5 m, representatief voor de Formatie van Kreftenheye (KR) en het laagpakket Basisveen van de Formatie van Nieuwkoop (BV), en een bovenste laag met een dikte van 6,0 m, representatief voor de formatie van Echteld. In deze laatste formatie worden op geotechnische gronden de lagen Tiel (TIEL), Hollandveen (HV), Gorkum Licht (GL) of Gorkum Zwaar (GZ) onderscheiden. De situatie met hoogwatergolven van 5 en 20 dagen zijn beschouwd, waarbij tevens de invloed van getijdschommelingen is onderzocht. Er zijn voor beide afvoergolven een aantal berekeningen gemaakt met variaties in de consolidatiecoëfficiënten van beide lagen. In de berekeningen zijn de parameters van de proevenverzameling van de Alblaswaard aangehouden. De resultaten van de uitgevoerde berekeningen geven een aanzienlijk grotere indringings-

Ondergrondschematisatie Holocene pakket	Afkorting	l_i [m] duur golf 5 dagen	l_i [m] duur golf 20 dagen
Kreftenheye, Basisveen en Gorkum Licht	KR+BV+GL	1,0	2,0
Kreftenheye, Basisveen en Hollandveen of Gorkum Zwaar	KR+BV+HV / GZ	1,0	2,0
Kreftenheye, Basisveen en Klei van Tiel	KR+BV+TIEL	1,0	1,5
Kreftenheye en Gorkum Licht	KR+GL *	2,0	3,0
Kreftenheye en Hollandveen of Gorkum Zwaar	KR+HV / GZ *	3,0	> 7,5 m
Kreftenheye en Klei van Tiel	KR+TIEL *	4,5	> 7,5 m
Gorkum Licht	GL **	0,5	1,5
Hollandveen of Gorkum Zwaar	HV / GZ **	1,0	> 6 m
Klei van Tiel	TIEL **	> 6 m	> 6 m

* Hierna is het laagpakket Basisveen van de Formatie van Nieuwkoop (BV) afwezig; voor de Formatie van Kreftenheye (KR) wordt aangehouden: $c_v = 5 \times 10^{-4} \text{ m}^2/\text{s}$ (ontlast c_v), tenzij er aanwijzingen zijn voor een andere waarde.
** Hierna zijn het laagpakket Basisveen van de Formatie van Nieuwkoop (BV) en de Formatie van Kreftenheye (KR) afwezig (althans hebben een $c_v > 5 \times 10^{-3} \text{ m}^2/\text{s}$ (ontlast c_v)). De indringingslengte is hier berekend ten opzichte van de onderkant van de bovenste slappe lagen Tiel (TIEL), Hollandveen (HV), Gorkum Zwaar (GZ) of Gorkum Licht (GL) van de Formatie van Echteld.

† **Tabel 2** Aanbevolen waarden voor de indringingslengte l_i bij een relatief korte en lange afvoergolf op de rivier. De berekeningen zijn gebaseerd op de consolidatiecoëfficiënten tijdens de ontlastsituatie. Parameters zijn gebaseerd op de gegevens van de proevenverzameling van de Alblaswaard.

lengte te zien dan in de adviespraktijk meestal gebruikelijk is. Dit is het gevolg van de combinatie van een langere duur van de maatgevendende hoogwaterstand en het in rekening brengen van de gelaagdheid van het slecht doorlatende grondpakket. Tevens speelt de keuze voor een consolidatiecoëfficiënt voor belastingen of ontlasten hierin een rol. De resultaten van de metingen in Zennewijnen, Ravenswaaij en Gouweveer ondersteunen de resultaten van de berekeningen. De resultaten van enkele stabiliteitsberekeningen laten zien dat de indringingslengte een belangrijke parameter is. De resultaten van de berekeningen en de metingen op de verschillende locaties geven aan dat de gebruikelijke schematisering van waterspanningen te optimistisch is.

Voor de indringingslengte kunnen de waarden zoals gegeven in tabel 2 worden aangehouden. In de tabel wordt gebruik gemaakt van c_v 's voor ontlasten. Met TIEL wordt de situatie aangeduid, dat de bovenste slappe laag een consolidatiecoëfficiënt gelijk aan $c_v = 2,5 \times 10^{-5} \text{ m}^2/\text{s}$ heeft. Verder geldt voor het laagpakket Hollandveen van de Formatie van Nieuwkoop (HV) en de laag Gorkum Zwaar van de Formatie van Echteld (GZ) allebei $c_v = 2,5 \times 10^{-6} \text{ m}^2/\text{s}$ en voor Gorkum Licht laag (GL) van de Formatie van Echteld $c_v = 2,5 \times 10^{-7} \text{ m}^2/\text{s}$. Voor het laagpakket Basisveen van de Formatie van Nieuwkoop (BV) wordt $c_v = 5,0 \times 10^{-7} \text{ m}^2/\text{s}$ aangehouden. De waarden in de tabel zijn afgerond op 0,5 m.

REFERENTIES

Delft Cluster, Proefvak Actuele Sterkte, Analyse bestaande meetgegevens waterspanning in dijken, fase 2/3, rapport CO-710301/134, januari 2001.

Delft Cluster, Proefvak Actuele Sterkte, Analyse bestaande meetgegevens waterspanning in dijken, fase 4, rapport CO-710301/201, april 2001.

GeoDelft, Veiligheidsevaluatie Oosterschelddijken (VEOS), rapport CO-294760/41, september 1989.

GeoDelft, Uitgangspunten grondmechanisch onderzoek dijkversterking Alblasterwaard, Door de jaren heen, BF-050120.002, 2004.

Heidemij adviesbureau, Waterspanningen gedurende hoge rivierafvoer: metingen in Betuwe bij Zennewijnen en Ravenswaaij, rapport 630-04147, november 1988.

Schoofs, S., Thermochemical convection in porous media. An application to hydrothermal systems and magmatic intrusions, *Geologica Ultraiectina*, vol. 179, 1999.

Schoofs, S., and R.J. Spera, Transition to chaos and flow dynamics of thermochemical porous medium convection, *Transp. Porous Media*, vol. 50, 179-195, 2003.

TAW, Technisch Rapport Waterkerende Grondconstructies, TR 19, Technische Adviescommissie voor de Waterkeringen, 2001.

TAW, Technisch Rapport Waterspanningen bij dijken, Concept, Technische Adviescommissie voor de Waterkeringen, Delft, 2003.

VTV, Voorschrift Toetsen op Veiligheid voor de tweede toetsronde, Ministerie van Verkeer en Waterstaat, 2004.

Verruijt, A., *Grondmechanica*, Delft University Press, Delft, 1999.

Wesseling, P., *Principles of computational fluid dynamics*, Springer Series in Computational Mathematics, 29, Springer-Verlag, Berlin, 2001.