



B5 85.21b

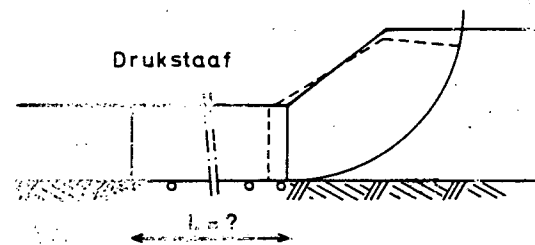
laboratorium voor grondmechanica delft
delft soil mechanics laboratory

STUDIE-ONDERZOEK AFSCHUIVING STREEFKERK-MIDDEN

DEEL IV: AANBEVELINGEN

SE-690470/2

Versie t.b.v. intern gebruik LGM.



Maart 1985

laboratorium voor grondmechanica

stichting waterbouwkundig laboratorium



postbus 69, 2600 AB delft
stieltjesweg 2, delft
telefoon 015-569223
telex: 38234 soil nl
postgiro: 234342
bank: mees en hope nv delft
rek.nr. 25.92.35.911
(giro: 6400)
k.v.k. S 145040 delft

STUDIE-ONDERZOEK AFSCHUIVING STREEFKERK-MIDDEN

DEEL IV: AANBEVELINGEN

SE-690470/2.

Versie t.b.v. intern gebruik LGM.

Maart 1985

Dict./Type Bau/fs

1951-1952

1952-1953

1953-1954

1954-1955

1955-1956

1956-1957

1957-1958

1958-1959

1959-1960

1960-1961

1961-1962

1962-1963

1963-1964



Hoofdstuk 0 - Inleiding

Hoofdstuk 1 - In-situ metingen en laboratoriumproeven

1. Grondonderzoek
2. Stationaire waterspanningen in de slappe lagen

Hoofdstuk 2 - Interpretatie van de metingen; berekeningsmethoden

1. Wrijvingseigenschappen en modellering
 - 1.1. Wrijvingseigenschappen
 - 1.2. Modellering
2. Freatische lijn
3. De hydrodynamische periode bij de klassieke één-dimensionale aanpak
4. Bepaling van de potentiaal in het Pleistoceen
 - 4.1. Aquifer-model met berging
 - 4.2. Aquifer-Aquitard model
 - 4.3. Bepaling van de parameters; metingen
5. Het opdrijven: bepaling van de opdrijfpotentiaal
6. Toepasbaarheid van E.E. programma's voor de adviespraktijk
 - 6.1. Consolidatieberekeningen met SPONS
 - 6.2. Elasto-plastische berekeningen

Hoofdstuk 3 - Ontwerp van de verzwaring

1. Inleiding
2. Maatgevende waterstanden
3. Berekenen van de stabiliteit bij opdrijven
4. Verticale drainage
5. De bermsloot - afwatering van de dijk
6. Evenwichtsfactor voor de uitvoeringsstabiliteit



Hoofdstuk 4 - Begeleiding van de uitvoering

1. Metingen tijdens de uitvoeringsfase
2. Interpretatie van de metingen
 - 2.1 Toename van de waterspanning bij belastingstoename
 - 2.2 Aanpassingen
3. Locatie van de waterspanningsmeters
 - 3.1 Keuze van het geïnstrumenteerde profiel
 - 3.2 Locatie van de waterspanningsmeters in een gekozen profiel
4. Controle van de werkzaamheden aan de hand van spanningspaden
5. Zakbaakmetingen
6. Praktische wenken
7. Sterke en zwakke punten van de voorgestelde methode ter begeleiding van de uitvoering

THE UNIVERSITY OF CHICAGO
DEPARTMENT OF CHEMISTRY
5800 S. UNIVERSITY AVENUE
CHICAGO, ILLINOIS 60637
TEL: 773-936-3700
FAX: 773-936-3701
WWW: WWW.CHEM.UCHICAGO.EDU



HOOFDSTUK 0 - INLEIDING

In het vierde en laatste deel van deze studie worden aanbevelingen voor verder onderzoek en voor een betere adviespraktijk gemaakt.

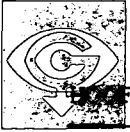
De aanbevelingen kunnen in vier grote groepen ingedeeld worden, te weten, aanbevelingen ten aanzien van

1. Het terrein- en laboratoriumonderzoek
2. De interpretatie van de metingen en de berekeningsmethoden
3. Het dijkontwerp
4. De uitvoering van de dijkversterking.

Deze groepering vormt ook de indeling in hoofdstukken van dit vierde deel. Sommige aanbevelingen kunnen zonder meer in de adviespraktijk worden overgenomen. Andere vereisen een verfijnder of wat andere aanpak dan tot heden het geval was en vragen dus om een zekere gewenning. Een aantal aanbevelingen voor verder onderzoek kan ingepast worden in ge-projecteerde studiewerken.

Niet alle aspecten van een dijkverzwarringsprobleem werden in deze studie aangepakt. Over deze onderwerpen worden dus ook geen aanbevelingen gedaan; dit sluit niet uit dat ze enige extra aandacht mogen krijgen.

Tot slot wordt opgemerkt dat de gemaakte aanbevelingen afkomstig zijn vanuit een studie met meer theoretisch karakter. In werkgroepverband zal uitgemaakt moeten worden hoe sommige voorstellen met de praktijk van de dijkbouw- en verzwaring verenigd kunnen worden, zonder dat het belang van de grondmechanica of van andere aspecten van de dijkbouw in het gedrang komen.



HOOFDSTUK 1 - IN-SITU METINGEN EN LABORATORIUMPROEVEN

1. Grondonderzoek

Grondonderzoek wordt uitgevoerd om de grondgesteldheid te onderkennen en monsters te steken voor de laboratoriumproeven. Na de afschuiving werd tussen Dp 32 en Dp 37 een heel intens sondeeren boorprogramma uitgevoerd. De op grond hiervan opgestelde geotechnische profielen verschillen niet veel van die van 1980. Wel doen de terrein- en laboratoriumproeven (pressiometerproeven en doorlatendheidsproeven), alsmede de zakbaakmetingen tijdens de uitvoering, vermoeden dat, binnen in een strekking die geotechnisch constant is, toch afwijkende grondeigenschappen kunnen voorkomen. Dit is vrij duidelijk het geval voor de stijfheidseigenschappen; voor de wrijvingseigenschappen is dit niet verder onderzocht. De stelling van de afwijkende eigenschappen zal voor Streefkerk Midden nooit stellig bewezen kunnen worden, omdat de monsters genomen in de meest afgeschoven zone waarschijnlijk méér verkneed zijn dan bijvoorbeeld in het bestudeerde profiel.

Het is echter wenselijk, voor het starten van het terreinwerk, de vermoede "zwakke plekken" van de dijkstrekking op te sporen en op deze plekken iets meer onderzoek uit te voeren. De dijkbeheerder zal wellicht bekend zijn met plaatsen van frequenter onderhoud, klachten van bewoners e.d. Verder kunnen de relatieve vervormingsnelheden indicaties geven van naar verwachting slechtere vakken. Jaarlijkse waterpassingen kunnen de plaatsen van snellere vervorming aangeven. Hoe dichter het net van meetpunten, hoe betrouwbaarder de resultaten.

Waar opdrijven kan plaatsvinden, is het wenselijk de zone zo goed mogelijk af te bakenen door middel van boringen. (volumieke massa's). In het bovenrivierengebied is ook een goede kennis van de volumieke massa's van de weinig doorlagende lagen vereist, maar nu in verband met het piping-probleem.



2 Stationaire waterspanningen in de slappe lagen

Het verloop van de stationaire waterspanningen in de slappe lagen dient goed bekend te zijn voor de berekening en voor de controle van de uitvoering. De stationaire waterspanningen verlopen meestal niet hydrostatisch als gevolg van de kwel uit het diepe zand.

In een band boven het Pleistoceen kunnen de waterspanningen groter zijn dan uit de geëxtrapoleerde metingen van de gevonden stijghoogte hogerop in de slappe lagen zou volgen. Vooral bij langdurige hoge rivierstanden en bij zeer diepe maatgevende cirkels met grote straal kan dit enige invloed hebben op de grootte van de evenwichtsfactor. Voorgesteld wordt dit effect bij de stabiliteitsberekeningen (vooral eindstabiliteit) mee te nemen ("exacte" waterspanningen, zeer diepe raaklijn).

Voor een trapvormige waterstandverhoging in de rivier is de hoogte van de overgangszone gegeven door de benaderingsformule: $l = 2\sqrt{c_v t}$ (homogene grond).

Voor meer-lagensystemen is de zaak ingewikkelder. De grootte van de wateroverspanning is afhankelijk van de potentiaal in het diepe zand.



1. Wrijvingseigenschappen en modellering

1.1. Wrijvingseigenschappen

De huidige ervaring met de uitvoering en de analyse van de stabiliteit met behulp van de methode Bishop is gebaseerd op de bepaling van c' en ϕ' met de celproef. De celproef geeft lagere wrijvingseigenschappen dan de triaxiaalproef en is dus in dit opzicht een "veilige" methode. De celproef leert echter niets over de elastische parameters die het vervormingsgedrag van de grond bepalen.

De interpretatie van de celproef op veen is door de onmogelijkheid om bij lage spanningen voor cohesief materiaal echte bezwijkcirkels te vinden, bemoeilijkt. In Hoofdstuk 4 van Deel II is aanbevolen

- 5 traps-proeven uit te voeren in de hoop dat een representatieve omhullende aan de laatste 3 representatieve Mohrse cirkels getrokken kan worden (veen);
- alle tot heden uitgevoerde proeven te her-analyseren (veen);
- de resultaten naar herkomst te groeperen, waarbij ook andere indelingen dan "onder" en "naast" de dijk worden opgenomen (veen, eventueel ook klei). Gedacht wordt aan plaats- en dieptegebonden groeperingen. Statistische methoden zullen nodig zijn.

Verder onderzoek naar de richtingsafhankelijkheid van de maximale schuifweerstand van veen is nodig.

Gedacht kan worden aan het uitvoeren van proeven op monsters die in verschillende richtingen door middel van een speciaal ontworpen apparaat gestoken worden.

Om een beter begrip te krijgen voor de eigenschappen van veen, kunnen meer theoretische studies uitgevoerd worden. Deze zouden kunnen leiden tot een verklaring voor het gemeten merkwaardige spannings-vervormingsgedrag bij hoge schuifspanningsniveaus, en een betere benadering van de omhullende van Coulomb. Mogelijke invalshoeken zijn benaderingen van het materiaal als een composiet, bestaande uit een relatief slappe materie die door vezels is versterkt. Ook numerieke simulaties van de triaxiaalproef zijn mogelijk. Deze benaderingen vereisen meer fundamenteel onderzoek.



1.2. Modellering

Sinds enkele jaren is een verbreed inzicht in het materiaalgedrag ontstaan. De meest geavanceerde berekeningsmethoden beginnen met de nieuwe inzichten rekening te houden, hoewel de toepassing in de praktijk nog in de kinderschoenen staat. Wel is de interpretatie van zeer hoge waterspanningen ($B_e^* > 1$) moeilijk zonder een betere modellering : zijn de extra-wateroverspanningen ten opzichte van de elastische het gevolg van compactie en/of van locale plasticiteit?

Ongedraineerde geconsolideerde triaxiaalproeven op veen en klei (met meting van de wateroverspanning) kunnen leiden tot een betere modellering van het compactie-effect. De eenvoudigste benadering zou via de A-factoren van Skempton of de α -factor van Henkel zijn. Een parallellopende benadering is de cap-modellering. De kennis van het compactie-effect laat betere voorspellingen van de inductie en analyse van de door uitvoering geïnduceerde waterspanningen toe, vooral bij hoge schuifspanningsniveaus. Gezien de heterogeniteit van het materiaal, zullen waarschijnlijk een groot aantal proeven nodig zijn. Proeven bij lage steunspanningen zullen niet noodzakelijk tot bezwijken leiden, doch inzicht in het compactie-effect bij lage spanningen verschaffen. Vermoed wordt dat de effecten van compactie voor klei (in het bijzonder voor de klei van Gorkum Zwaar) belangrijker zijn dan voor veen.

De kruip zal in de toekomst waarschijnlijk beter moeten worden behandeld (invloed op de waterspanning, vervormingssnelheid). Een goede bepaling van de parameters voor het kruipmodel zullen dan nodig zijn. De celproeven kunnen hiervoor enige aanduiding geven door een aangepaste interpretatie. Vervormingsmetingen in een triaxiaalcel onder constant schuifspanningsniveau zullen wellicht meer (theoretische) informatie verschaffen.



Freatische lijn

De ligging van de freatische lijn is van groot belang voor de grootte van de evenwichtsfactor en beïnvloedt de duur van de hydrodynamische periode.

1. Invloed op de evenwichtsfactor

Een verhoging van de freatische lijn leidt tot een daling van de korrelspanning en - in de meeste gevallen - een toename van de aandrijvende krachten.

2. Invloed op de hydrodynamische periode

De duur van de hydrodynamische periode is onder meer afhankelijk van de afstand tussen de "gedraineerde randen". De bovenrand kan nooit lager komen dan de freatische lijn.

Zelfs indien de ligging van de freatische lijn in de stationaire toestand nauwkeurig gemeten (naast en soms onder de bestaande dijk) of berekend (bestaande dijk) wordt, kan een opstuwning veroorzaakt worden door.

- neerslag
- kunstmatige afvoer (drainage)
- zetting van de ophoging
- zeer lang aanhoudende hoge rivierstanden (indringing)



1. Invloed van de neerslag op de freatische lijn

De stijging van het freatisch vlak (Δh_n) is afhankelijk van het netto instromend debiet q_i van het beschikbare poriënvolume n_{besch} en van de duur van de neerslag:

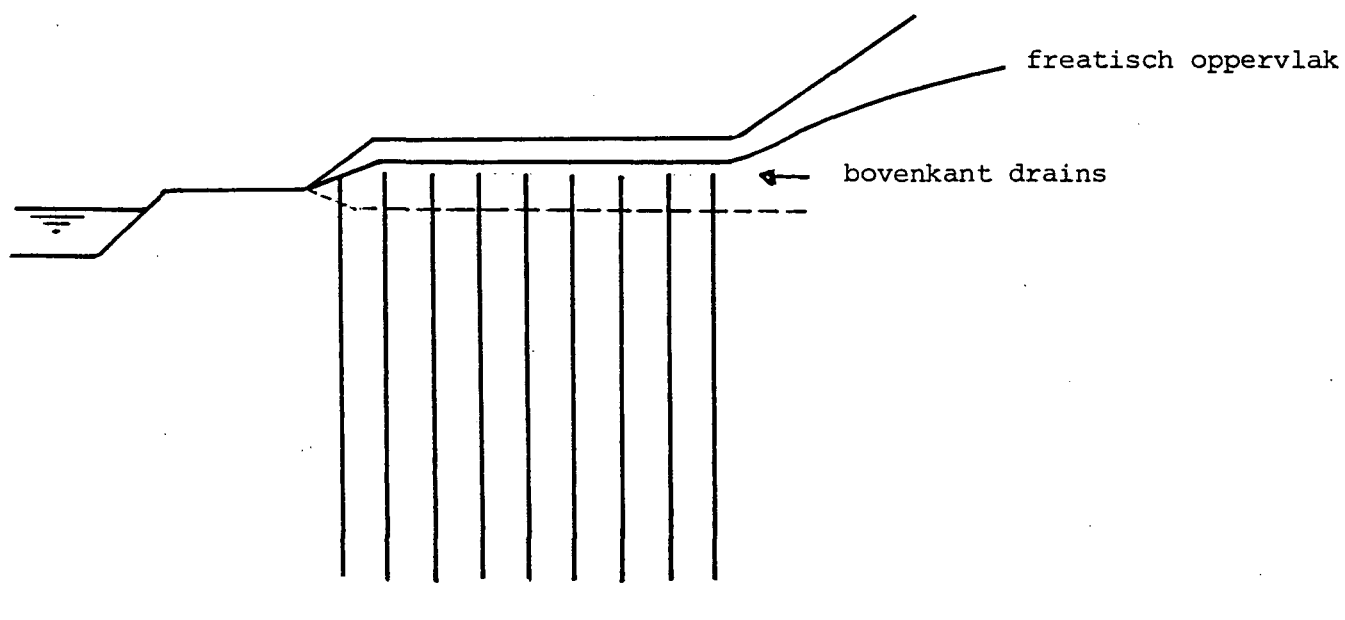
$$\Delta h_n = n_{\text{besch}}^{-1} q_i \Delta t$$

Uiteraard kan de freatische lijn nooit hoger worden dan het maaiveld. Indien afvoermogelijkheden voorhanden zijn (bemaling van de polder, drainage in de teen van de dijk) zal de tijd die nodig is om het extra water af te voeren meestal klein genoeg zijn, opdat er zich geen nieuwe stationaire toestand instelt (bepaald door de ligging van het F.O. en de stijghoogte van het zand). Hoe de werkelijke (tussentijdse) waterspanningen in de slappe laag zullen verlopen, is een consolidatieprobleem.

Capillair, funiculair en pendulair water kunnen tot gevolg hebben dat n_{besch} zeer klein is.

2. Invloed van de verticale drainage op de freatische lijn

De hoogte van de freatische lijn in het gedraineerde gebied is mede bepaald door het debiet van de drains, het peil van de sloot waarin de zandlaag het uitgeperste water loost en de bovenkant van de drains.



Figuur 1.



Aangezien de drains gedurende de hele consolidatieperiode werken kan in eerste instantie aangenomen worden, dat zich hier wél een stationair verloop zal instellen. Uiteraard is een goede afvoer van het uitgeperste water naar de sloten noodzakelijk. Indien geen berm-sloot wordt gegraven, moet het water toch op een andere manier worden afgevoerd.

3. Zakking van de ophoging

Door de zakking van de ophoging zal een bepaald volume vaste stof onder de freatische lijn komen, waardoor een opstuwung ontstaat. Voor materiaal waarvoor het poriënvolume n boven de freatische lijn constant is, volgt de opstuwung uit:

$$n\Delta h_2 = (1-n) \Delta z$$

Hierin is Δz de zetting.

Voor lagenstelsels (verschillende n -waarden) kunnen analoge formules bedacht worden.

Wanneer het freatisch vlak kunstmatig onderhouden wordt (in de dijk door drainage, in de polder door bemaling), zal Δh_2 veel kleiner zijn dan hierboven aangegeven, omdat de zettingen langzaam toenemen in vergelijking met de afvoermogelijkheden.

4. De rivierstand

Een berekeningsmethode voor de bepaling van de verandering van de positie van de freatische lijn in de dijk tengevolge van een plotse-linge, langdurige waterstandsverhoging is gegeven in [17]. Het effect van de waterstandsverhoging is des te groter naarmate hij van lange duur is.

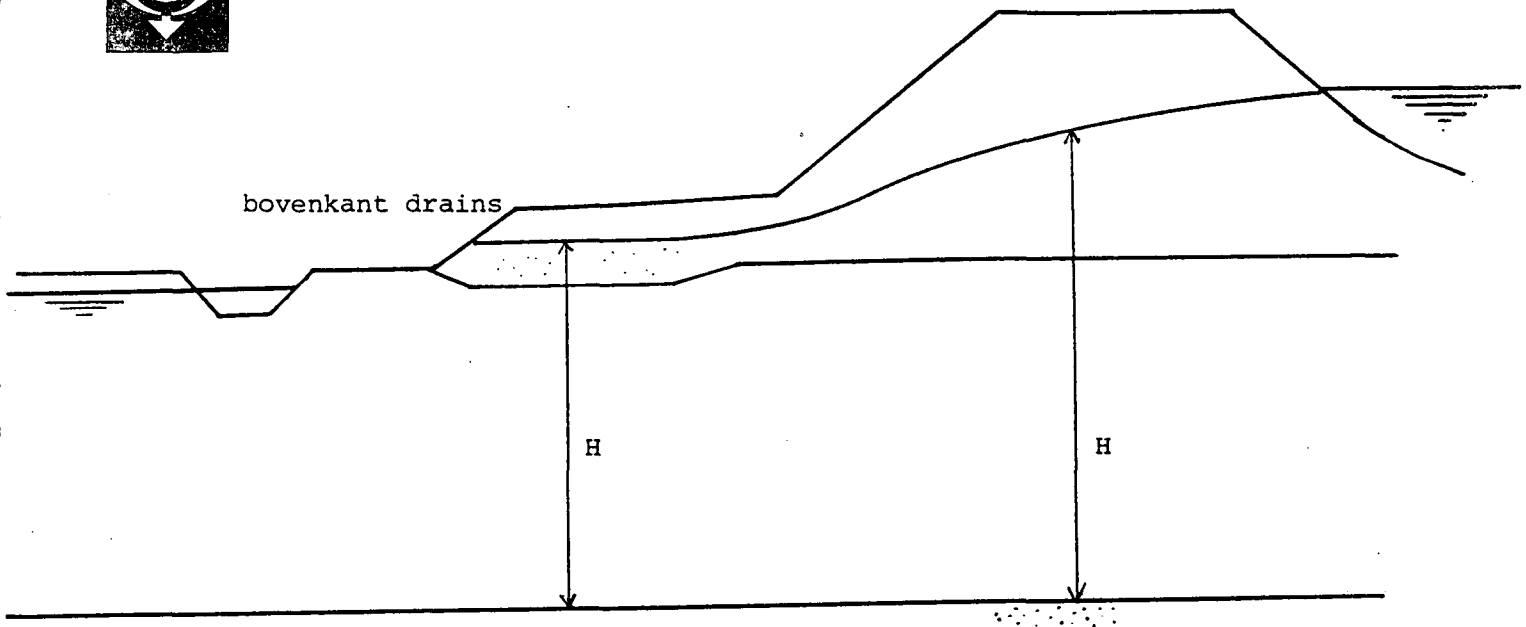
Voor de berekening van de indringingslengte $l_i = 2\sqrt{ct}$ dient voor de bepaling van c de doorlatendheid van gescheurde klei ingevoerd te worden.

Voor de berekening van de hydrodynamische periode T_e wordt voorgesteld gebruik te maken van

$$T_e = F H^2$$

waarin F een (van plaats tot plaats veranderende - zie verder) factor is, waarin de grondeigenschappen en drainagerandvoorwaarden verwerkt zijn.

De hoogte H kan afgelezen worden van de onderstaande figuur (geen neerslag - goede afvoermogelijkheden naar de sloot).



Figuur 2.

De ligging van de freatische lijn in sterk doorlatend materiaal heeft een verwaarloosbare invloed op de duur van T_e .

De neerslag heeft een verwaarloosbaar effect op T_e .

De voor de stabiliteitsberekeningen tijdens de uitvoering in te voeren freatische lijn, exclusief de neerslag, volgt ook uit de figuur. Neerslag kan een verhoging van de freatische lijn in de polder betekenen. Verder kan een langdurige hoge rivierwaterstand een verhoging van het freatisch vlak in de dijk veroorzaken.

Een betere kwantificatie van de stijging van het freatisch oppervlak, vooral in de polder, is wenselijk.

In de polder kan een ogenschijnlijk niet abnormale neerslag, een snelle stijging van het freatisch vlak veroorzaken (Wieringermeer-effect). Tijdens de uitvoering kan de infiltratie in het (tijdelijk) onbekleed zand zeer aanzienlijk worden.

Het beschikbaar poriënvolume is er echter groter dan in de polder. De wijze waarop de neerslag in de berekening van de uitvoeringsstabiliteit meegenomen wordt, dient op basis van een betere kwantificatie en van een frequentie-analyse (kans van optreden van een bepaalde bui die een bepaalde stijging van het freatisch vlak veroorzaakt) heroverwogen te worden.



In de huidige adviespraktijk worden de effecten van langdurig hoge (maatgevende) rivierwaterstanden op de uitvoeringsstabieliteit niet meegenomen, omdat de kans dat maatgevend hoog water tijdens de uitvoering optreedt uiterst gering is. Er zijn echter wel langdurige hoge rivierstanden die met een voldoende hoge frequentie optreden om ook tijdens de uitvoering een tijdelijke verhoging van de freatische lijn in de dijk te veroorzaken. Uit een frequentie-analyse van de rivierstanden en de gemiddelde duur van het consolidatieproces, kan een "ontwerp golf" (hoogte en duur) voor de uitvoeringsstabieliteit worden bepaald.

Opmerkingen

1. Hevige neerslag is gunstig tegen het opbarstgevaar (gewichtstoename).
2. Door opvulling van de capillaire ruimten zullen de (nooit bij de stabiliteitsberekeningen beschouwde) capillaire spanningen verdwijnen, hetgeen in het nadeel van het evenwicht werkt.
3. Te allen tijde moet het in het dijklichaam ingedrongen water snel afgevoerd kunnen worden (neerslag, infiltratie vanuit de rivier en kwelwater). Tijdens de uitvoering veroorzaakte opstuwingen (uitpersing overspannen water of verhoging van de freatische lijn door zetting) moeten zonder hinder naar de sloten kunnen wegvloeien. Bij het aanbrengen van de kleibekleding, van depots en van toeritten mogen geen gesloten of weinig doorlatende reservoirs worden gecreëerd. Hierdoor kan immers een (blijvende) verhoging van het freatisch vlak ontstaan en/of een zeer sterke remming voor de afvoer van het water naar de sloot. Een horizontale drainage kan een oplossing bieden.



3. De hydrodynamische periode bij de klassieke, een-dimensionale aanpak

De hydrodynamische periode is een begrip, dat door Terzaghi bij de oplossing van het een-dimensionale consolidatieprobleem is ingevoerd. Hiermee is een dimensieloze presentatie van de oplossing mogelijk. Het is opvallend dat in de hele eindig-elementenanalyse de "hydrodynamische periode" nooit ter sprake kwam, omdat de consolidatievergelijkingen rechtstreeks geïntegreerd werden (in de werkelijke tijdschaal). Dit zal altijd het geval zijn bij numerieke behandelingen van consolidatieproblemen, in een of meerdere dimensies. Voor deze oplossingsmethoden van consolidatieproblemen (die waarschijnlijk de toekomstige methoden zullen zijn) verkrijgt men op alle gewenste tijdstippen de werkelijke spannings- en vervormingsvelden. Analytische oplossingen of tabelboeken zullen wel gebruik moeten maken van dimensieloze grootheden, dus van het begrip "aanpassing" en "hydrodynamische periode". Zolang nog met de hydrodynamische periode wordt gewerkt, moet deze op correcte wijze worden bepaald. Algemeen kan men schrijven

$$T_e = F H^2$$

H = afstand tussen de randen van het probleem

F = factor die rekening houdt met de randvoorwaarden en de grondeigenschappen.

De grootte van H is op figuur 2 af te lezen en is onder de dijk groter dan onder de berm.

De factor F houdt onder meer rekening met de samendrukbaarheid en de doorlatendheid van de grond en is dus in vele gevallen tijdsafhankelijk. Indien de c_v waarden bij hoge spanningen worden gebruikt, zal waarschijnlijk een overschatting van T_e in het begin van de ophogingsperiode worden gemaakt. Op het eind van de bouwperiode zal de berekende T_e gelijk of kleiner (indien aspecten zoals kruip begonnen te spelen) zijn aan de werkelijke hydrodynamische periode.

Tenslotte houdt F rekening met de aanwezigheid van verticale drainage. Het effect van de verticale drainage loopt niet zeer ver buiten het gedraineerde gebied, indien de horizontale doorlatendheid kleiner of



gelijk is aan de verticale. Voor $k_h = k_v$ kan geschat worden dan de invloed van de verticale drainage op een afstand van ca. $\frac{H}{2}$ buiten de gedraineerde zone weinig voelbaar zal zijn, d.i. op een afstand van ca. 7 à 8 m onder de dijk. Men mag dus niet zo maar de hydrodynamische periode die met drains is berekend, uitbreiden naar het niet-gedraineerde gebied: daar moet met een andere (langere) hydrodynamische periode gerekend worden.

Opmerkingen

1. Nauwkeuriger consolidatieberekeningen kunnen uitgevoerd worden door het twee-dimensionaal effect en de niet-lineariteit in rekening te brengen. Voor het eerst genoemde effect kan SPONS toegepast worden.
Niet-lineaire, één-dimensionale consolidatieproblemen kunnen met EDICO behandeld worden. Een beter programma voor niet-lineaire consolidatie is echter wenselijk.
Zoals eerder gezegd, zal in dit geval niet meer met T_e worden gewerkt, doch wel met de werkelijke spanningsvelden op de gewenste tijdstippen.
2. De dissipatie van het overspannen water, die eventueel gemeten kan worden aan de hand van een "aanpassingssnelheid" is afhankelijk van zeer veel factoren, zodat zelfs nauwkeurige berekeningen niet altijd met het werkelijke gedrag zullen voorspellen.
Metingen van de inductie en de dissipatie van het overspannen water zullen te allen tijde nodig blijven.



4. Bepaling van de potentiaal in het Pleistoceen

Potentialen die in het Pleistoceen zo hoog worden dat de schuifweerstand tussen de slappe lagen het weerstandbiedende zand sterk vermindert of tenietgedaan wordt, kunnen leiden tot grote vervormingen of instabiliteit. Men dient zich door passende bermen te beschermen tegen de nare consequenties van het opdrijven. Een goede dimensionering ervan vereist een zo goed mogelijke schatting van de potentialen.

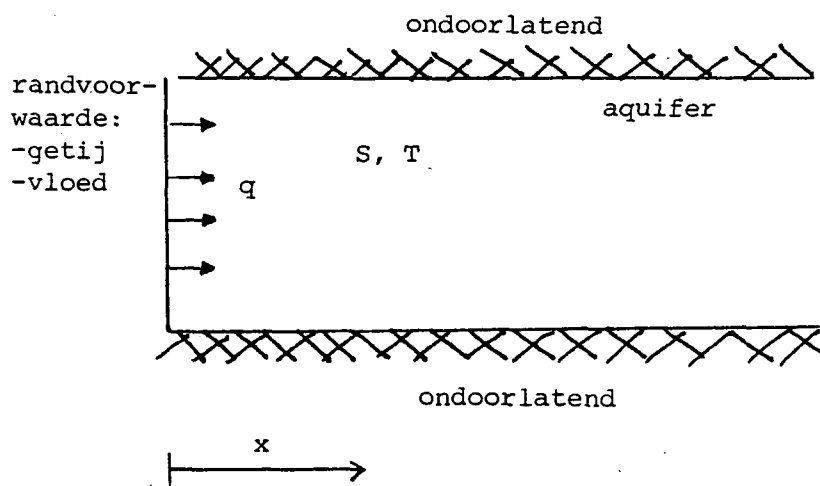
De huidige methode (extrapolatie van enkele 13-uursmetingen) moet nog verder verbeterd worden.

De opbouw van de potentiaal is afhankelijk van de vorm van de randvoorwaarde: een bij benadering sinusoidale golf (getij) of een bij benadering trapvormige golf (vloed). De echte randvoorwaarde is meestal een superpositie van beiden.

Meerdere schematiseringen van het geo-hydrologisch systeem vraagstuk zijn mogelijk.

4. 1. Aquifer-model met berging

De schematisering van het geo-hydrologisch systeem is als volgt:



Het zandskelet is compressibel, zodat elastische berging mogelijk is.



De potentiaal in ieder punt van het zand kan geschreven worden als (zie bijvoorbeeld [22]):

$$p_{\max} = m + \alpha_1 H_1 + \alpha_2 H_2$$

met

p_{\max} = maximaal verwachte potentiaal op een willekeurige afstand van de dijk

m = geschatte maximale gemiddelde waterdruk voor een bepaalde peilbuis, gebaseerd op een maximaal gemiddeld tij en een maximale gemiddelde waterdruk

α_1 = de maximale respons verkregen van de metingen van de peilbuis over een aantal normale sinusoidale getijden door het hele jaar heen

H_1 = de hoogte van het voorspelde sinusoidale getij boven op de corresponderende gemiddelde tijhoogte

α_2 = de respons van de waterspanning bij de beschouwde peilbuis, als gevolg van een stormvloed (stap-input-golf)

H_2 = de hoogte van de stormvloed

a. Getijdegolf

Men heeft voor de sinusoidale getijdegolf

$$\alpha_1 = e^{-\lambda} = e^{-x \left(\frac{\omega}{2} \frac{S}{T} \right)^{1/2}}$$

met:

x = afstand van de peilbuis tot het intredepunt

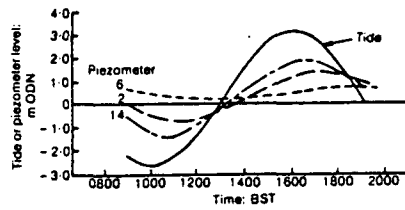
$\frac{S}{T} \approx \frac{1}{c_v}$ de consolidatiecoëfficiënt van het zand

ω = de hoekfrequentie = $\frac{2\pi}{\tau}$ (τ : periode)

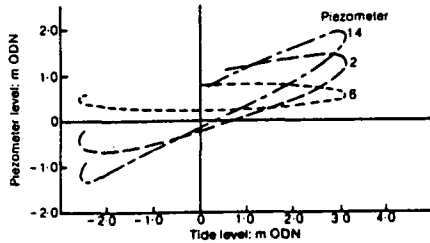
$\lambda = x \left(\frac{\omega}{2} \frac{S}{T} \right)^{1/2}$

S = bergingscoëfficiënt

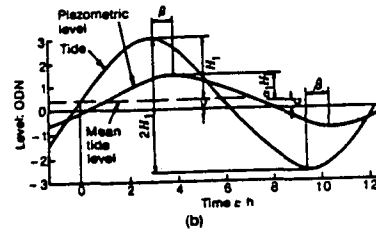
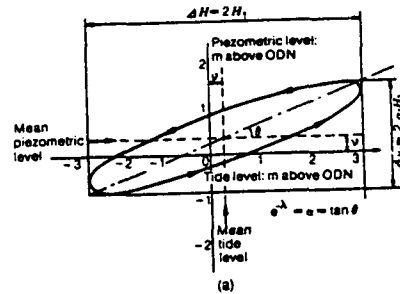
T = transmittiviteitscoëfficiënt



Measured variation of piezometric and tide level with time



Measured variation of piezometric level with tide height for three piezometers



De respons op de sinusoidale tijgolf neemt dus af met de toenemende afstand tot het intredepunt en is afhankelijk van de doorlatendheid en de stijfheid van het zand. Uit de 13-uursmetingen worden λ en μ ($\lambda = \mu = \omega\beta$: faseverschuiving, met β de tijd tussen de maxima van de rivierstand en de stijghoogte) gehaald (fitting van de gemeten ellips aan de theoretisch exacte vorm).

b. Trapvormige golf

Voor de stormvloed heeft men:

$$\alpha_2 = \operatorname{erfc} [\lambda (2\omega t)^{-1/2}]$$

met:

erfc = de complementaire error-functie.

λ = de parameter die de respons ($\alpha_1 = e^{-\lambda}$) en de tijdsverschuiving ($\beta = \lambda/\omega$) van de respons van de waterspanningen op een afstand x van de rivier op een sinusoidale input met hoekfrequentie ω geeft

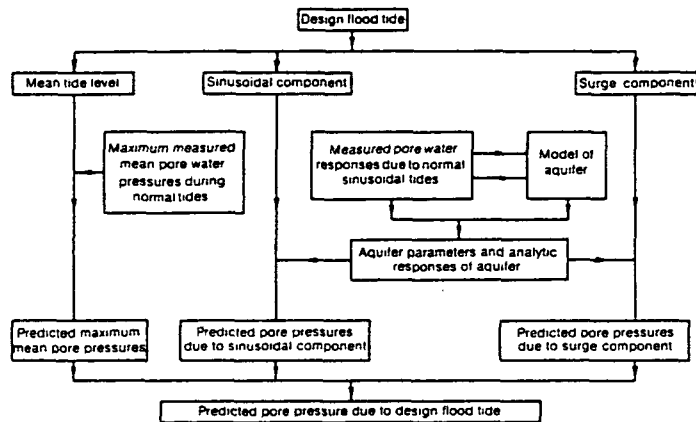
De waarde van α_2 is afhankelijk van de elastische berging ($\frac{S}{T}$) en van de duur van de vloed: hoe langer de duur van de vloed, hoe groter α_2 , dus hoe groter de toename van de potentiaal. Een zeer kortdurende, hoge waterstand kan leiden tot een kleinere opbouw van potentialen dan een langdurige, iets minder hoge waterstand.



Een correcte voorspelling van de potentiaal vereist dus:

- 13-uurs-metingen bij verschillende gemiddelde rivierstanden, waarbij de waterstanden (HW, LW, GW) over een voldoende lange periode die de 13-uurs-metingen vooraf ging, gekend zijn;
- de berekening van $\lambda = \mu$, waaruit α_1 en α_2 ; deze berekening kan gebeuren door fitting van de gemeten 13-uurs-meting aan de theoretische vorm van de curve;
- de kennis van de hoogte en de duur van enkele maatgevende waterstanden.

Het onderstaande plaatje geeft een beeld van de procedure (uit [22]).



Outline of the method of prediction of maximum pore pressures likely to occur during design flood conditions

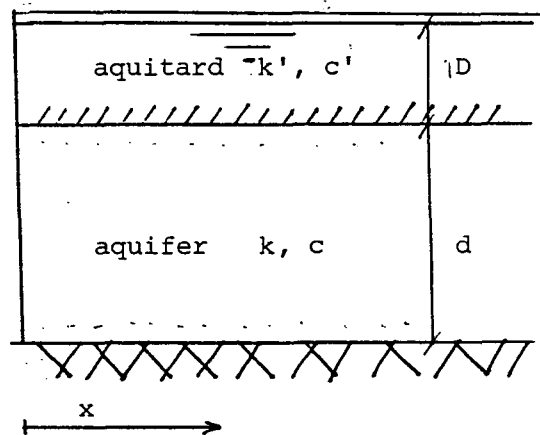
Opmerking

De aangegeven formules geven de respons van het aquifer op de sinusoidale en trapvormige input, waarbij het aquifer uit een enkele laag met constante eigenschappen bestaat. In [22] worden uitdrukkingen voor α_1 en α_2 gegeven, in het geval dat het aquifer uit 2 lagen met verschillende bergings- (S) en transmittiviteits (T) coëfficiënten bestaan.



4. 2. Aquifer-Aquitard model (Leaky aquifer)

Indien het waterpeil in de rivier gemiddeld en/of bij hoge waterstanden hoger ligt dan een kunstmatig onderhouden polderpeil, treedt een verticale kwel vanuit het zand doorheen de weinig doorlatende lagen. Dit geo-hydrologisch systeem wordt een "aquifer-aquitard model" genoemd. De lek doorheen de aquitard beïnvloedt de potentiaal in de aquifer. De schematisering is op de onderstaande figuur getekend. In de aquifer is geen berging mogelijk (onsamendrukbaar skelet). Bij de niet-stationaire problemen is de berging in de aquitard beschreven door de één-dimensionale consolidatievergelijking.



a. Stationaire toestand

In het aquifer-probleem zou bij stationaire toestand de potentiaal in het zand gelijk moeten zijn aan de rivierwaterstand. In het aquifer-aquitard model heeft men voor de potentiaal p in het aquifer

$$p = p_0 + (H_r - p_0) e^{-x/\lambda_1}$$

Hierin is:

- p_0 = het polderpeil
- H_r = de gemiddelde rivierstand
- x = de afstand tot het intredepunt
- λ_1 = de lekfactor = $\sqrt{\frac{kDd}{k'}}$



De potentiaal in het zand is lager dan in de rivier als gevolg van het lekverlies door de slappe lagen. Dit verklaart waarom de gemiddelde potentiaal in het zand lager is dan de gemiddelde rivierstand. De potentiaal neemt af met de afstand tot het intredepunt.

b. Getijdegolf

Voor de sinusoidale getijdegolf is de respons van de potentiaal op een cyclische randvoorwaarde $H_0 \cos \omega t$ [30]

$$p = H_0 \exp\left(-\frac{x}{\lambda_1} \cos \frac{\pi}{8} \sqrt[4]{\frac{d^2 \omega}{c'}}\right) \cos\left(\omega t - \frac{x}{\lambda_1} \sin \frac{\pi}{8} \sqrt[4]{\frac{d^2 \omega}{c'}}\right)$$

Hierin is c' de consolidatiecoëfficiënt van de aquitard. De overige symbolen werden eerder gedefinieerd.

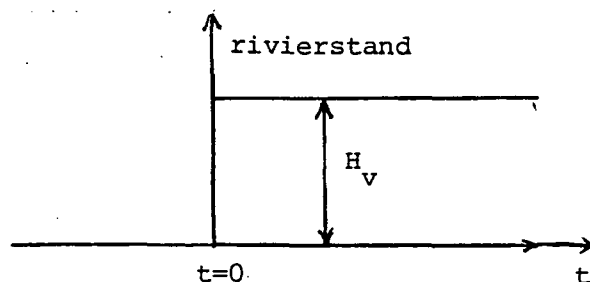
Deze oplossing is van dezelfde vorm als de oplossing voor het aquiferprobleem: de wateroverspanning in het Pleistoceen is gedempt en ondergaat een faseverschuiving. Damping en faseverschuiving zijn nu het gevolg van de lek.

De wateroverspanningen u_1 in de aquitard zijn gegeven door

$$u_1 = H_0 \exp\left(-\left(\frac{x}{\lambda_1} \sqrt[4]{\frac{d^2 \omega}{c'}} \cos \frac{\pi}{8} + z \sqrt{\frac{\omega}{c'}} \cos \frac{\pi}{4}\right)\right) \cos\left(\omega t - \left(\frac{x}{\lambda_1} \sqrt[4]{\frac{d^2 \omega}{c'}} \sin \frac{\pi}{8} + \sqrt{\frac{\omega}{c'}} \sin \frac{\pi}{4}\right)\right)$$

Hieruit volgt de reeds gegeven schatting van de maximale indringingsdiepte $l = 2\sqrt{\frac{c'}{\omega}}$ voor het getij-invloed in de slappe laag.

De parameters kunnen bepaald worden uit de dertien-uurs-metingen.

c. Trapvormige golf

Voor een trapvormige toename van de rivierstand is de toename van de potentiaal in het zand:

$$p(x,t) = H_v e^{-x/\lambda_t}$$

$$\text{met } \lambda_t = \left[\frac{k'}{dkD} \frac{d}{\sqrt{2c't}} \coth \frac{d}{\sqrt{2c't}} \right]^{-\frac{1}{2}}$$

De oplossing is dezelfde als die van het stationaire probleem, echter met een tijdsafhankelijke lekfactor. Voor $t \rightarrow \infty$ gaat de oplossing natuurlijk over in die van het stationaire probleem, omdat

$$\lambda_t = \sqrt{\frac{dkD}{k'}}$$

Indien berging in de aquifer kan optreden, wordt λ_t

$$\lambda_t = \left[\frac{1}{2ct} + \frac{k'}{kD} \coth \frac{d}{\sqrt{2c't}} \right]^{-\frac{1}{2}}$$

d. Superpositie

Alle behandelde problemen zijn lineaire problemen, zodat het superpositiebeginsel van toepassing is: de respons aan een rivierstandsverhoging kan verkregen worden door superpositie van de respons aan de verschillende "deelgolven" waarin de rivierstandsverhoging ingedeeld kan worden.



4.3. Bepaling van de parameters, metingen

De aangegeven methodes laten toe de toename van de potentiaal theoretisch uit te rekenen. De parameters kunnen uit de 13-uurs metingen en de grondeigenschappen afgeleid worden ([22], [30]). Meerdere 13-uurs metingen bij verschillende gemiddelde rivierstanden (gemiddeld tussen hoog- en laagwater) zijn gewenst. Er moeten metingen plaatsvinden bij de normale gemiddelde rivierstand en bij hoge gemiddelde rivierstanden (bijvoorbeeld bij hoge afvoer). De rivierstanden (hoog- en laagwater) moeten bekend zijn over een voldoende lange periode die aan de 13-uurs meting vooraf ging.

De peilbuizen moeten zich bevinden daar waar vermoed wordt dat het eerste vaste punt (het dichtst bij de dijk) zich zal bevinden. Een "veilige" locatie is aan de teen van de bestaande dijk.

Met de aangegeven formules (+ trap-golf bij aquifer-aquitard) dienen enkele metingen geanalyseerd te worden om wat ervaring te krijgen.

De formules waarin de lekfactor verdisconteerd is, laten de meest economische benadering van het opdrijfffenomeen toe. De grootte van de potentiaal is afhankelijk van de hoogte van de rivierstand en de duur van de rivierstandsverhoging. Zoals eerder vermeld, kan een langdurige hoge rivierstand tot hogere potentialen in het zand leiden dan een zeer kortdurende, zeer hoge rivierstand.

Natuurlijke ontlastingspunten (wellen, barsten, opdrukken van de slappe lagen) beïnvloeden de opbouw van de potentiaal in een voor het opdrijven gunstige zin: ze verhinderen de toename van p in een gebied met een bepaalde uitgestrektheid (bijvoorbeeld 20 m) rond het ontlastingspunt. Indien de peilbuizen (toevallig) in deze zone geplaatst zijn, zullen de effecten van de locale ontlastingspunten in de metingen meegenomen zijn (indien de waterdrukken bij de metingen voldoende hoog waren om de ontlastingspunten in werking te stellen).



5. Het opdrijven: bepaling van de opdrijfpotentiaal

In Deel III is aangetoond dat het opdrijven van de slappe laag tot grote vervormingen en instabiliteit kan leiden. De opdrijfpotentiaal is te berekenen met:

$$p \uparrow = \sigma_v \downarrow \\ = \sum \gamma_{ni} d_i + I_v \sigma_d$$

De aldus berekende opdrijfpotentiaal moet vergeleken worden met de maximale potentiaal p_{\max} in het zand. In het voorgaande werd aangegeven hoe p_{\max} berekend kan worden. Indien $p_{\max} > \sigma_v \downarrow$, zal opdrijven plaatsvinden. Omdat zowel $p \uparrow$ als p_{\max} functies zijn van de afstand tot de dijk, kunnen de "vaste punten" gevonden worden, waartussen het slappe pakket kan opdrijven. Gerealiseerd dient te worden, dat in de natuur de overgang van "vast" naar "los" niet abrupt, doch wel geleidelijk is: naast de vaste punten, zal de schuifweerstand langzaam toenemen tot de maximale waarde. De ligging van de "vaste punten" is van kapitale invloed op de stabiliteit en de vervormingen en moeten daarom zo goed mogelijk bepaald worden. Indien met de spreiding van de spanningen rekening wordt gehouden, moet een aangepaste (elastische)spanningsspreidingsformule worden gebruikt.* De potentiaal in het zand dient zoals in de vorige paragraaf berekend te worden, rekening houdend met de duur van de vloed.

Tot heden is weinig rekening gehouden met de effecten van maatgevende waterstanden op de uitvoeringsstabiliteit. Dit standpunt dient heroverwogen te worden, zeker als het gaat om het opdrijfeffect. Misschien kan wel een hogere waarschijnlijkheid van voorkomen van de "maatgevende storm tijdens de uitvoering" gekozen worden. Ook hier is de "maatgevende storm" voor de berekening van de maatgevende potentiaal niet noodzakelijk degene die met de hoogste rivierstand overeenstemt.

Opmerking

Indien slechts gedurende een zeer korte tijd $p \uparrow > \sigma_v \downarrow$, is het niet uitgesloten dat nog enige schuifweerstand overblijft in het scheidingsvlak tussen het zand en de klei als gevolg van de oneffenheden aan de scheiding.

* Zie hiervoor Appendix C, deel III



6. Toepasbaarheid van E.E. programma's voor de adviespraktijk

In het onderstaande wordt de toepasbaarheid van geavanceerde E.E. programma's voor de dagelijkse adviespraktijk op basis van de voor deze analyse opgedane ervaring beoordeeld. De beoordeling vindt plaats voor het stadium van ontwikkeling bij het schrijven van het rapport. De programma's evalueren zeer snel, waardoor conclusies die vandaag getrokken worden, morgen misschien al achterhaald kunnen zijn. De beoordeling vindt plaats op basis van kosten, arbeidsintensiteit, interpretatiemogelijkheden,

6.1. Consolidatieberekeningen met SPONS

De invoer van het programma is vrij eenvoudig. Iets meer tijdrovend is de meshgeneratie. Dit kan gebeuren met het automatisch LGMesh (generator) programma. Voor een probleem van normale complexiteit (ca. 10 lagen met verschillende parameters) kan de eerste run na ongeveer één dag gestart worden.

Afhankelijk van de complexiteit van het probleem duurt een run van enkele minuten tot ca. een uur. Korte runs kunnen nog overdag gedraaid worden, terwijl langere runs een zo lage prioriteit krijgen, dat ze meestal 's nachts gedraaid moeten worden. Dit vertraagt enigszins de voortgang. De testruns moeten dus kort gehouden worden.

Ook iets tijdrovend zijn de onderbrekingen om gegevens na verloop van tijd te wijzigen. Dit laat echter toe met variërende eigenschappen te rekenen. Wanneer alle wijzigingen in aangepaste files zijn ingevoerd, kan het hele gesimuleerde proces, inclusief de wijzigingen, in een aansluitende, zeer lange, run worden berekend.



De uitvoer van het programma is goed hanteerbaar en interpreteerbaar. De plots geven het duidelijkst overzicht van de resultaten. Voor consolidatieberekeningen zijn vooral plots van de isochronen en van het verloop van de wateroverspanning in de tijd. Het programma geeft zeer goede inzichten in alles wat zich gedurende de consolidatie voordoet:

- bepaling van het waterspanningsveld op $T = 0$ (elastisch, geen compactie of plasticiteit);
- bepaling van de aanpassing in ieder gewenst punt;
- gebieden van grote en kleine wateroverspanningen, watertransport.

Uitgaande van de kennis van de initiële spanningsvelden kan op ieder ogenblik de schuifweerstand in ieder punt via een tussenberekening worden bepaald. Men mag echter niet vergeten dat de spanningen elastisch zijn.

Zoals alle consolidatieberekeningen, zijn de resultaten gevoelig voor de ingevoerde k -waarden. Wanneer het programma lopend is, is het wenselijk de gevoeligheid even af te tasten door enkele doorlatendheidsparameters te variëren.

Dankzij het inzicht dat verkregen wordt, kan de interpretatie van de waterspanningsmeters verbeterd worden en de locatie van de verticale drains beter worden gekozen.

Concluderend wordt gesteld dat de toepassing van SPONS voor de adviespraktijk zeker zinvol is. Toepassingen hebben reeds plaatsgevonden.

Opmerking

Berekeningsfiles kunnen gedurende de hele uitvoeringsperiode bewaard worden. Bij onverwachte metingen kunnen bijvoorbeeld nieuwe berekeningen met aangepaste eigenschappen enig extra inzicht in de meetresultaten opleveren.



6.2. Elasto-plastische berekeningen

De invoer van de gegevens is vrij eenvoudig, maar kan soms tijdrovend zijn (veel gegevens, verschillende eigenschappen voor verschillende elementen (PLAXIS) of elementgroepen (DIEKA)). De generatie van het mesh is vergelijkbaar met dat van SPONS (2 dagen). Bij DIEKA kunnen de runs lang duren, vooral bij complexe problemen. Ze worden dan ook 's nachts gedraaid. Wanneer een DIEKA berekening loopt, is geen externe sturing meer nodig. PLAXIS is echter anders opgesteld (traps-gewijze verhoging van het eigengewicht), zodat de runs kort duren, doch na iedere run moeten de resultaten worden gecontroleerd en de grootte van de volgende trap worden ingevoerd. Dit vereist dat steeds iemand tijdens de berekening aanwezig is.

Voor het opstarten van een run (mesh-generatie, invoer van gegevens, e.d.) moet minstens een dag worden gerekend. Test-runs zijn meestal zinvol. Het gebruik van elasto-plastische programma's vereist een grondige kennis van de grondmechanica en van de modellering en van de materiaalmodellen. Bij de interpretatie moet men altijd zeer kritisch blijven (zie bijvoorbeeld de gedachtengang die gevolgd werd om een definitie van de evenwichtsfactor bij de gedraineerde analyse te vinden). Zowel invoer- als redeneringsfouten kunnen tot verkeerde resultaten leiden.

De elasto-plastische berekeningen hebben tot een goed inzicht van de mechanismen bijgedragen, vooral wanneer het gaat om gecombineerde berekeningen met SPONS en om de invloed van het opdrijven. Hiermee werden de invloed van een aantal effecten veel beter onderkend. Deze programma's zijn voor onderzoeksdoeleinden uiterst geschikt, en het is langs die weg dat nog verdere vooruitgang zal worden geboekt. Naarmate de modellering van allerhande fenomenen beter in de programma's zal worden meegenomen, zal de werkelijkheid beter worden benaderd. Dit zal echter tot steeds ingewikkelder programma's leiden. Maar, nogmaals, alleen E.E. programma's zullen toelaten alle aspecten in één maal mee te nemen.



Voor de dagelijkse adviespraktijk is de elasto-plastische analyse van de stabiliteit een inefficiënte, zeer tijdrovende en dure aangelegenheid. De programma's laten niet toe snel wijzigingen in de geometrie in te voeren. Gevoeligheidsanalyses zijn zeer duur. Voor ontwerpberoeeningen is het gebruik van zulke programma's af te raden: de glijvlakberekening is onvervangbaar als eerste beoordeling van dijkontwerpen- of verbeteringen. Daarentegen lijken de elasto-plastische methoden voor de definitieve analyse nuttig, wanneer:

1. de vervormingen een belangrijke rol spelen, bijvoorbeeld bij opdrijven. Hiermee wordt bedoeld het opsporen van bezwijken op grote vervormingen. Hoe de tijdsafhankelijkheid ingevoerd moet worden, zou dan zeer aandachtig moeten worden bestudeerd.
2. de mogelijke bezwijkvorm goed gekend moet zijn (bijvoorbeeld invloedsgebied).
3. duidelijk buiten het ervaringsgebied van de glijvlakanalyse wordt getreden (zeer hoge dammen).
4. ingewikkelde spanningstoestanden (axiale symmetrie met invloed van kleine middelste hoofdspinningen).
5. zeer bijzondere vervormingsproblemen in de nabijheid van de dijk, die met de stabiliteit gerelateerd moeten worden.
6. bepaling van (schuifspannings)verdelingen in de grond.

E.E.M. kunnen gebruikt worden om effecten beter te onderzoeken in vereenvoudigde toestanden (bijvoorbeeld homogene laag). Hierbij wordt gedacht aan meer theoretische studies, zoals de bepaling van de invloed van de lengte en de ligging van de drukstaaf bij opdrijven. Zulke berekeningen zijn - dankzij hun vergaande schematisatie - vrij eenvoudig en goedkoop en laten veel beter dan ieder andere berekeningsmethode toe een diepgaander inzicht in het spannings-vervormings- en bezwijkgebeuren in de grond. Voor veel studieproblemen zijn E.E.M. veruit de beste benaderingsmethode. Ze moeten dan ook toegepast worden.

Opmerking

In hun huidige ontwikkelingsstadium zijn de elasto-plastische niet altijd zeer efficiënt. De efficiency kan echter veel verbeterd worden, zodat de invoertijd verkort wordt en de menselijke sturing steeds minder wordt. Ook door de steeds toenemende werkervaring met zulke programma's zal de algemene efficiency toenemen. De snellere computers zullen verkortingen van de rekestijden betekenen.

Deze factoren zullen de toepassing van elementenprogramma's in de toekomst steeds aantrekkelijker maken. Een vergroting van de efficiency kan verkregen worden bijvoorbeeld door een aantal rekenprocessen te automatiseren en door een gebruikersvriendelijke in- en uitvoer te creëren.



HOOFDSTUK 3 - ONTWERP VAN DE VERZWARING

1. Inleiding

In dit hoofdstuk worden enkele aanbevelingen ten aanzien van het ontwerp van de dijkverzwaringen gemaakt. Deze aanbevelingen volgen uit de conclusies van de berekeningen waarover in Deel III is gerapporteerd. Uiteraard zijn dit niet de enige aanbevelingen die ten aanzien van de ontwerpen gemaakt kunnen worden. Het zijn echter de enige die op berekeningsresultaten steunen. Hiermee wordt bedoeld dat wijzigingen in de huidige ontwerppraktijk niet lichtzinnig doorgevoerd mogen worden, zonder bestudering van de consequenties op bijvoorbeeld stabiliteit, (kruip)vervormingen.



2. Maatgevende waterstanden

Her en der wordt over "maatgevende waterstanden" gesproken. Men moet onderscheiden:

Maatgevend t.o.v.	Kenmerk van de maatgevende waterstand	Bekend?
stabiliteit eind -	hoogte (frequentie $2.5 \cdot 10^{-4}$)	ja
zonder opdrijven uitvoering -	hoogte (frequentie ?)	nee
stabiliteit bij eind -	duur en hoogte	nee
opdrijven en uitvoering -	duur en hoogte	nee
indringing		

Gezien het belang dat opdrijven kan hebben, dient ook hiervoor een maatgevende golf bepaald te worden. De maatgevende golf met betrekking tot de stabiliteit zonder en met opdrijven kunnen verschillen. De dijk moet op beide gedimensioneerd worden. De frequentie ervan moet bepaald worden uit de berekening van p^{\uparrow} , zodat geen opdrijven optreedt. p^{\uparrow} is een functie van de rivierstand en de tijd. De gevonden frequentie voor de golf waarbij p^{\uparrow} geen opdrijven veroorzaakt, moet vergeleken worden met de toelaatbare frequentie van een maatgevende golf.

Een andere mogelijkheid is met alle golven die een hogere kans op voorkomen hebben dan de toelaatbare, het oprijfcriterium te controleren. De maatgevende golven tijdens de uitvoering kunnen een hogere voorkomenskans hebben dan de huidige ontwerpgolf, omdat de duur van de bouwperiode (of de consolidatieperiode) klein is.



5. Berekenen van de stabiliteit bij opdrijven - bestrijdingsmaatregelen

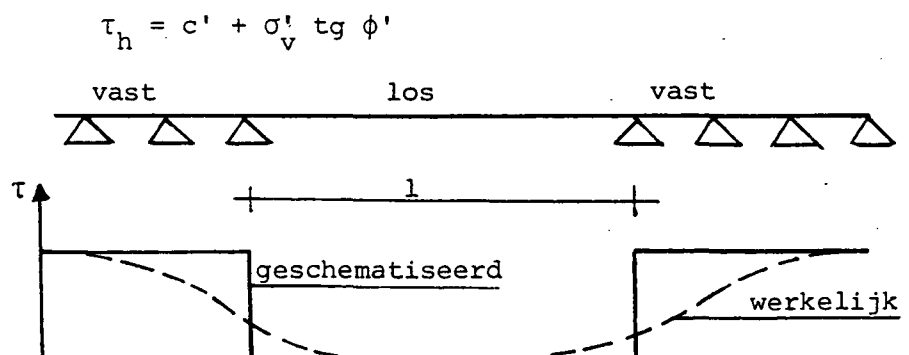
De stabiliteitsberekeningen en de elementenberekeningen hebben aangetoond dat opdrijven van de slappe lagen nadelige consequenties op de vervormingen en de stabiliteit van de dijk, zowel in de uitvoeringsfase als na volledige consolidatie, kan hebben. Verder heeft het opdrijven eveneens een ongunstige invloed op de horizontale paaldrukken. De gehanteerde norm bij de controle van de stabiliteit met glijvlakberekeningen is $F > 1.3$. Deze norm geldt voor ieder potentieel glijvlak (al dan niet cirkelvormig) bij de maatgevende waterstanden.

Indien uit de berekeningen van het opdrijfpotentiaal blijkt dat oplichting kan gebeuren, dient men zich hiertegen te beschermen. Verschillende mogelijkheden kunnen overwogen worden:

- ontlastpunten waar het water kan ontsnappen (diepe drainages);
- afdichting van de zandlaag aan de rivierzijde van de dijk, evt. door injecties;
- aanleggen van bermen van voldoende afmetingen.

De eerste twee oplossingen zijn duur, en er kleven verschillende nadelen aan, zodat ze uitsluitend voor zeer specifieke gevallen in aanmerking kunnen komen. Deze oplossingen worden hier verder niet besproken.

De meest eenvoudige en meestal goedkoopste oplossing bestaat in het aanleggen van bermen van voldoende breedte en dikte. Het ontwerp ervan kan het makkelijkst aan de hand van niet-cirkelvormige glijvlakberekeningen worden gemaakt, waarbij de ligging van de vaste punten bepaald wordt zoals in Hfst.2 aangegeven. Een nauwkeurige bepaling van de ligging ervan is van kapitaal belang. Tussen de vaste punten is de schuifweerstand op het horizontale vlak gelijk nul. Naarmate de afstand tot de vaste punten (buiten het tussen de vaste punten ingesloten stuk glijvlak) toeneemt, neemt de schuifweerstand toe tot de maximale waarde (zie fig.).



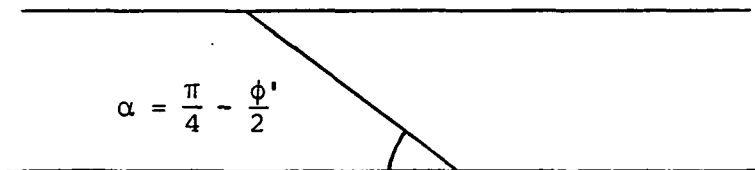
In de glijvlakberekeningen wordt het opdrijven gesimuleerd door een dunne, horizontale laag met $c' = 0$ en $\phi' = 0,1$ in te voeren.



"Leidraad Rivierdijkverzwaringen" geeft de aanbeveling een berm aan te brengen met een breedte van 5 maal de kerende hoogte wanneer opdrijven kan plaatsvinden. Dit kan in sommige gevallen tot dure oplossingen leiden (grondaankoop, amovering van panden).

Het ontwerpen van de berm (breedte en dikte) gebeurt het best aan de hand van niet-cirkelvormige glijvlakberekeningen. Bij de berm met de minimale evenwichtsfactor moet ook een analyse met cirkelvormig glijvlak uitgevoerd worden. De laagste van beide evenwichtsfactoren is maatgevend.

Bij niet-cirkelvormige berekeningen moet de vorm van het glijvlak door de gebruiker ingevoerd worden. Bij een eerste berekening zal dus een schatting van de vorm ervan buiten de vaste punten gemaakt moeten worden. Wanneer voor de geschatte vorm een passende berm is gevonden, kan de vorm van het glijvlak verfijnd worden. Uiteraard zal hierdoor de evenwichtsfactor iets teruglopen. Aan de passieve zijde blijkt een recht glijvlak met helling $\alpha = \frac{\pi}{4} - \frac{\phi'}{2}$ ten opzichte van de horizontale een goede schatting van het meest nadelige glijvlak te vormen. Aan de actieve zijde kan het glijvlak door een geknikte lijn benaderd worden. Deze geknikte lijn volgt min of meer een cirkelvorm. De rand van de berm moet een voldoende flauwe helling bezitten om zelf niet af te schuiven bij het loskomen van de slappe laag.



De grootte van de evenwichtsfactor die volgt uit de glijvlakberekening is afhankelijk van de afstanden x en t (zie Deel III). Een ondergrens van de stabiliteitsfactor kan voor $x \rightarrow \infty$ bij iedere t berekend worden door aan de passieve wig een minieme c' en ϕ' toe te kennen.

In Deel III is aangegeven dat de dijk op grote vervormingen kan bezwijken, niettegenstaande dat berekeningen een nog redelijke evenwichtsfactor met betrekking tot het optreden van een doorlopende schuifvoeg geven.

De grootte van de evenwichtsfactor die uit de glijvlakberekeningen volgt is dan een overschatting, omdat het bezwijkmechanisme niet goed gesimuleerd wordt. De berekeningen moeten met een interlamellenkrachtenhoek $\theta = 0^\circ$ in de drukstaaf, ver genoeg van de vaste punten, worden uitgevoerd.



Glijvlakanalyses kunnen in zeer delicate gevallen ontoereikend zijn. De enige manier om het probleem correct te behandelen is het uitvoeren van elementenberekeningen. Een nog nader te onderzoeken vraag hierbij is de stijfheid die aan de drukstaaf mag worden toegekend. Deze bepaalt immers de grootte van de horizontale verkorting van de drukstaaf (bij een gegeven lengte) en dus van de vervormingen van de dijk zelf.

Men kan zich echter niet steeds op elementenberekeningen beroepen. Daarom worden sterk benaderende formules gegeven om de verkorting van de drukstaaf uit te rekenen. Indien hieruit grote vervormingen komen, kan het in de delicate gevallen, indien men echt geen berm of een andere oplossing wil toepassen, nodig zijn om het ontwerp met een elementenberekening te controleren.

Stabiliteitsberekeningen met het huidige programma GLIJBAAN zijn moeizaam en onnauwkeurig. Met een vernieuwde versie van STAGROM zal het probleem van niet-cirkelvormige glijvlakken veel beter aangepakt kunnen worden.

Een ruwe schatting van de horizontale vervorming is:

$$\Delta s_h = \frac{1-\nu^2}{E} \cdot l \cdot \Delta \sigma'_h$$

Voor $\Delta \sigma'_h$ neemt men de kleinste van de volgende formules (zie Deel III):

$$\Delta \sigma'_h = (\lambda_p - K_o) \sigma'_v + 2c' \sqrt{\lambda_p} \quad \text{met } \sigma'_v \text{ benaderend gelijk aan } \frac{1}{2}(\sigma'_{v \text{ boven}} + \sigma'_{v \text{ onder}})$$

$$\Delta \sigma'_h = \frac{1}{H} \int_0^l \Delta \tau_{xy} \, dx$$

Of voor E de gedraineerde of ongedraineerde E genomen moet worden, moet nog uitgemaakt worden en is afhankelijk van de duur van het opdrijven. Met deze formule is geen rekening gehouden met de vervorming van het "vaste deel" (passieve deel van het glijvlak).



een voldoende evenwichtsfactor te krijgen zal het dikwijls nodig zijn een brede berm aan te leggen. Een korte, zeer zware berm zal meestal weinig oplossing bieden. De teen van de berm moet onder een voldoende flauw talud afgewerkt worden, om niet te vervormen bij hoge potentialen. Indien tijdens de uitvoering opdrijven een reëel gevaar is, dienen hiervoor aangepaste maatregelen (bermen, eventueel tijdelijk) te worden getroffen.

Het gewicht van de berm moet voldoende hoog zijn om een voldoende hoge schuifweerstand te garanderen: het is niet voldoende om de berm zo te dimensioneren dat opdrijven net niet optreedt. De maximale schuifweerstand is gegeven door

$$\tau_{h \max} = \min \{c' + (\sigma_v - p) \operatorname{tg} \phi'\}$$

c' , ϕ' = de cohesie en de wrijvingshoek van de beschouwde laag

σ_v = de grondspanning

p = de waterspanning bij hoge potentiaal (in het zand of de klei)

\min = de minimale waarde van de tussen accolades staande formule, voor glijvlakken door de klei en door het zand.

Bij hoge effectieve spanningen is de onderkant van de klei maatgevend en bij lage effectieve spanningen de bovenkant van het zand.

Stel dat een veiligheid S ten opzichte van het opdrijven wordt gehanteerd. Dit betekent dat in het zand

$$\frac{\sigma_v}{p} = S > 1 \quad (\sigma_v = \sigma_v \text{ berm} + \sum \gamma_{ni} d_i)$$

$\sigma_v \text{ berm}$ = de (met spreiding rekening houdende) verticale spanning afkomstig van de berm.

Ten overvloede wordt nogmaals herhaald dat $S = 1$ opdrijven betekent, en S amper groter dan 1 oplichten betekent.



De schuifweerstand wordt

$$\begin{aligned} \text{bovenkant zand} \quad \tau_{hz} &= (\sigma_v - \frac{1}{S} \sigma_v) \operatorname{tg} \phi'_z \\ &= (1 - \frac{1}{S}) \sigma_v \operatorname{tg} \phi'_z \end{aligned}$$

$$\text{onderkant klei} \quad \tau_{hk} = c' + (1 - \frac{1}{S}) \sigma_v \operatorname{tg} \phi'_k$$

De kleinste τ_h is te vinden uit

$$\begin{aligned} c' + (1 - \frac{1}{S}) \sigma_v \operatorname{tg} \phi'_k &\stackrel{?}{>} (1 - \frac{1}{S}) \sigma_v \operatorname{tg} \phi'_z \\ c' &\stackrel{?}{<} (1 - \frac{1}{S}) (\operatorname{tg} \phi'_z - \operatorname{tg} \phi'_k) \sigma_v \end{aligned}$$

Nu is $\sigma_v = \sum \gamma_{ni} d_i + (d'_{\text{berm}} \gamma'_{\text{berm}} + d_{\text{berm}} \gamma_{n \text{ berm}})$ (grootheden met accent duiden op "droog", andere op "nat"). Dus:

$$\frac{c'}{(1 - \frac{1}{S}) (\operatorname{tg} \phi'_z - \operatorname{tg} \phi'_k)} - \sum \gamma_{ni} d_i \stackrel{?}{>} d'_{\text{berm}} \gamma'_{\text{berm}} + d_{\text{berm}} \gamma_{n \text{ berm}}$$

Vorm van de dwarsdoorsnede van de berm

- Korte, hoge bermen zullen waarschijnlijk minder effectief zijn dan brede bermen.
- Het verdient aanbeveling de dikte van de berm met toenemende afstand van de dijk te laten afnemen (volgen van $p(x)$, geleidelijke vermindering van de schuifspanningen, afvoer neerslag, compensatie grotere zettingen aan de teen van de dijk).
- De teen van de berm moet zeer flauw zijn (bijvoorbeeld 1:4 of flauwer).
- De terp mag de afwatering van het dijklichaam niet verhinderen en geen stijging van het freatisch vlak in de dijk veroorzaken. Indien nodig, kan overwogen worden een drainkoffer bij de teen van de dijk aan te brengen.
- De terp moet uit materiaal bestaan dat tenminste even doorlatend is als het materiaal van de verzwareing.



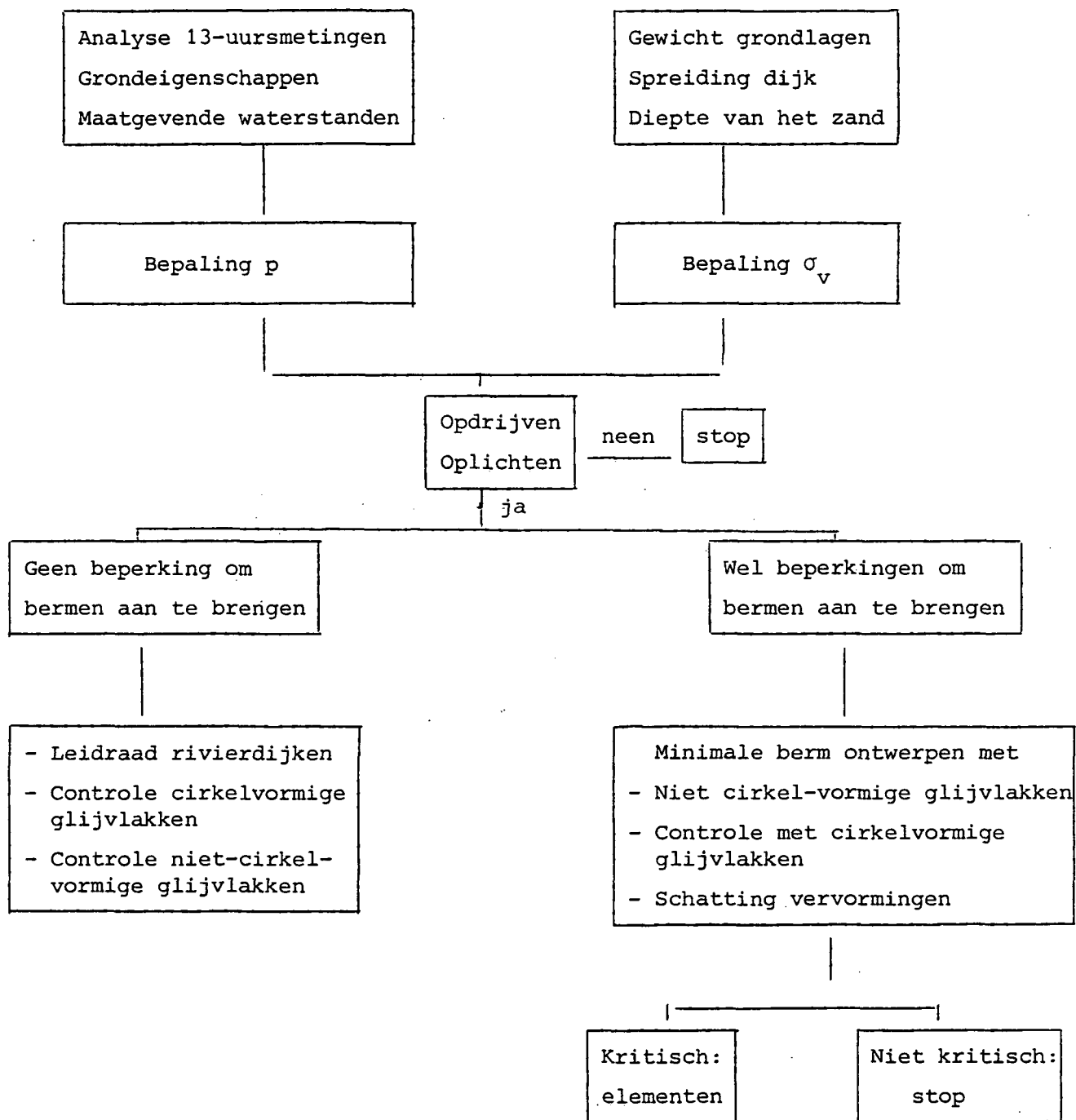
- Ontlastingspunten (bijvoorbeeld grote wellen, barsten) hebben lokaal een gunstige invloed op de opbouw van de potentiaal, doch kunnen tot andere bezwaren leiden. Aanbermingen kunnen deze natuurlijke ontlastingspunten buiten werking stellen, waardoor, in de door het ontlastingspunt beïnvloede zone, de potentiaal groter wordt dan vóór de aanberming.

Opmerking: Horizontale paaldrukken

Bij de berekening van de horizontale paaldrukken wordt in de huidige werkwijze van een perfecte hechting tussen de slappe lagen en het diepe zand uitgegaan. Bij oplichten en opdrijven kunnen (tijdelijk) iets hogere paaldrukken ontstaan. De invloed van opdrijven op de paalmomenten moet nog onderzocht worden.



Richtlijn voor de opeenvolgende stappen bij de beoordeling van een dijkontwerp waar opdrijven kan plaatsvinden.

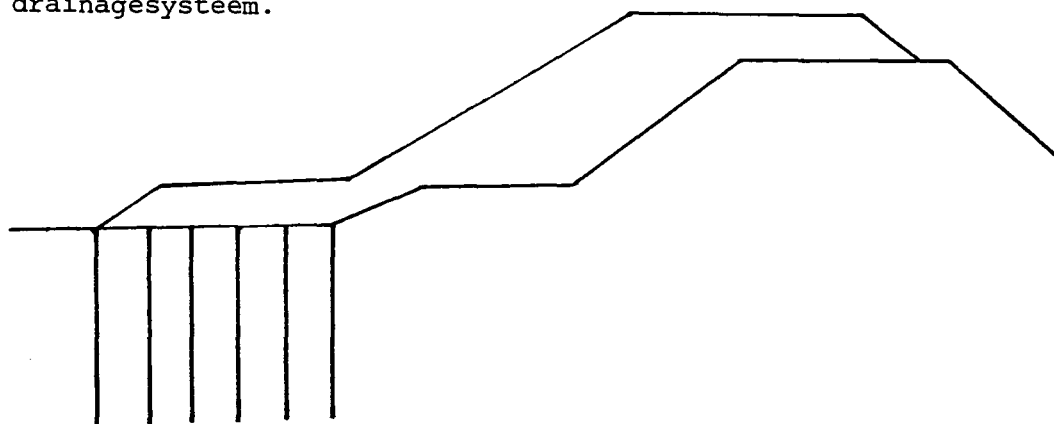




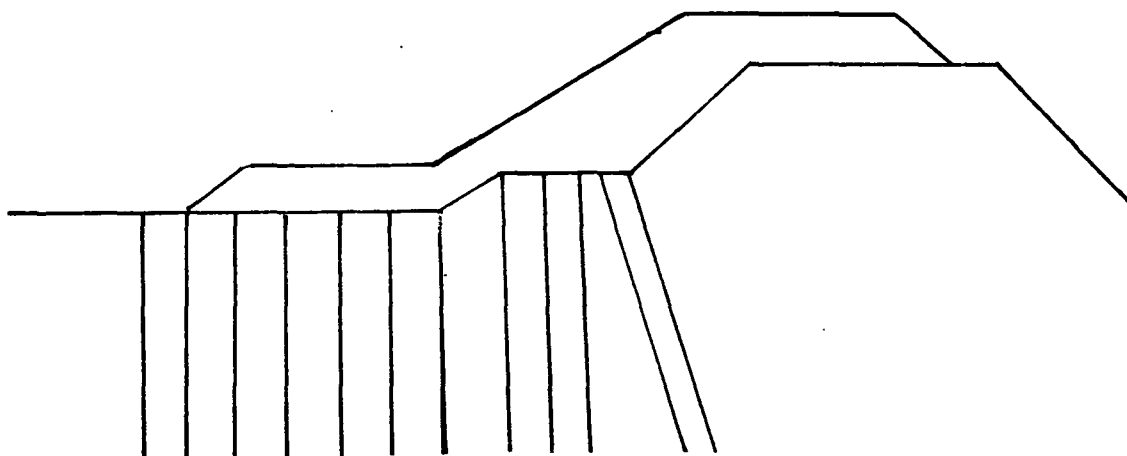
4. Verticale drainage

De SPONS-berekeningen hebben aangewezen dat de consolidatie in het gedraineerde gebied sneller verloopt dan in het niet-gedraineerde gebied onder de oude dijk. Immers, de afvoer van het overspannen water wordt door de drainage versneld, en de afwateringslengte is er (zelfs bij afwezigheid van drainage) korter.

Bij het ontwerp moeten de drains zo ver mogelijk naar de oude dijk doorgetrokken worden. Desnoods moeten ze geplaatst worden vanaf de berm van de bestaande dijk. Ook schuine drains kunnen overwogen worden. De schuine drains mogen echter eveneens niet toevallig in contact komen met zandige rivierafzettingen onder de dijk (kwel via de drains. Een of twee rijen drains aan de passieve kant versnellen daar de consolidatie. De kwaliteit van de drains moet zo goed zijn dat ze gedurende de gehele bouwperiode hun functie goed blijven vervullen: de grond op zich heeft al de neiging om langzamer te gaan aanpassen (afname c_v met σ' , kruip), dus wordt er relatief steeds meer geëist van het drainagesysteem.



ontoereikende drainage



toereikende drainage



5. De bermsloot - afwatering van de dijk

Het effect van de sloot is in de elementenberekening niet meegenomen, omdat dit, naar verwachting, van zeer geringe invloed was op de evenwichtsfactor van de dijk. Glijvlakanalyses geven dit ook aan. Uiteraard speelt het weglaten van de sloot een gunstige rol. Indien niet noodzakelijk, lijkt het dan ook wenselijk de sloot niet te graven. Vooral de stabiliteit tijdens de uitvoering zal hierdoor gunstig beïnvloed worden. Het weglaten van de sloot mag echter geen nadelige consequenties hebben op

- de ligging van de freatische lijn in de dijk (afvoer kwel, neerslag, infiltratie vanuit rivier);
- de afvoermogelijkheden voor de drains;
- de afvoer van de door zettingen veroorzaakte stijging van het freatisch vlak in de dijk;
- de ligging van het freatisch vlak in de polder nabij de dijk (afvoer van het kwelwater, regenwater dat van de dijk afvloeit, etc.).

Wateraccumulatie in de dijk door onvoldoende afwateringsmogelijkheden moet ten eerste voorkomen worden. Horizontale drainage kan in de problematische gevallen de oplossing bieden (drainkoffer).

Vooraf bij brede bermen dient hieraan voldoende aandacht geschonken te worden.



6. Evenwichtsfactor voor de uitvoeringsstabiliteit

Geeist wordt dat gedurende de hele uitvoering $F_b \geq 1,2$. Op basis van deze eis wordt de uitvoeringstijd geschat en de verticale drainage (indien nodig) gedimensioneerd.

De huidige methode ter bepaling van de evenwichtsfactor voor de eindstabiliteit kan vrij betrouwbaar geacht worden (kleine overschatting van Bishop ten opzichte van E.E.M. voor het bestudeerde profiel).

Faalkansanalyses geven dit ook aan.

De betrouwbaarheid van de voor de uitvoering berekende F_b is veel geringer. Als belangrijkste oorzaak van afwijkingen is de uiterst rudimentaire wijze waarop de consolidatieberekeningen uitgevoerd worden. Uit het onderzoek blijkt een typische fout te zijn: het overnemen onder de hele ophoging van de aanpassingspercentages die voor een vereenvoudigde, een-dimensionale lineaire consolidatieberekening in het gedraineerde gebied gelden. De waarde 1,2 is een gemiddelde gedurende het hele werkseizoen. Onmiddellijk na de belastingstoename is de veiligheid tegen afschuiving het kleinste, en dit des te meer naarmate de aangebrachte laag dik is en hogerop het talud komt.

Indien de werkelijke aanpassing in de grond trager optreedt dan voorspeld, zal bij hetzelfde ophoogtempo de evenwichtsfactor dalen (meestal tot onder 1,2). Verder wordt bij de uitvoeringsstabiliteit geen rekening gehouden met de invloed van mogelijk hoge rivierstanden op

- de indringing (verhoging van de freatische lijn in de dijk)
- opdrijven
- hoge potentialen in het diepe zand.

Beschouwing over de ontwerpgolf worden elders gegeven.

De uitgevoerde berekeningen NADERHAND (zowel glijvlakanalyses als E.E.M.) hebben aangetoond dat de dijk zeer lang een heel lage evenwichtsfactor heeft gehad.

Het vermoeden bestaat dat dit niet een uniek geval is, maar dat de "werkelijke veiligheid" tijdens de uitvoering, vooral bij grondconfiguraties met dikke veenlagen en bij belangrijke verzwaringen, wel eens veel lager



zou kunnen zijn. In de "overmaat aan veiligheid" die men met 1,2 denkt te hebben, zijn alle rekenkundige onzekerheden opgeslorpt. Faalkansanalysen voor de uitvoering zouden wellicht tot hoge bezwijkkansen leiden.

Het voorgaande is geen pleidooi om dezelfde methoden te blijven toepassen met een verhoging van de eis ten aanzien van de uitvoeringsstabiliteit, omdat men dan nog niet weet wat men aan het doen is. Een meer verantwoorde manier is dezelfde evenwichtsfactor te handhaven, doch nauwkeuriger berekeningen uit te voeren waarbij rekening gehouden wordt met o.a.

- neerslag (Hoofdstuk 2, § 2)
- opstuwung van de freatische lijn (Hoofdstuk 2, § 2)
- locatie drains (Hoofdstuk 3, § 4)
- effecten van hoge waterstanden (Hoofdstuk 3, § 2)
- met de tijd toenemende hydrodynamische perioden (Hoofdstuk 2, § 3)
- betere consolidatieberekeningen. (Hoofdstuk 2, § 3, § 6)

De metingen tijdens de uitvoering zullen te allen tijde noodzakelijk blijven. Zij kunnen wijzen op tegenvallers, waardoor afwijkingen kunnen ontstaan met het geplande schema.

Opmerkingen

1. Ophooqtempo

Bij de huidige methode ter berekening van de evenwichtsfactor tijdens de uitvoeringsperiode wordt de vereenvoudigende aanname gemaakt dat de belasting die in één werkseizoen aangebracht wordt, gelijkmatig (dat wil zeggen met constant ophooqtempo) wordt aangebracht. De berekende evenwichtsfactor is dan een soort "uitgemiddelde" evenwichtsfactor voor het betrokken werkseizoen.

Indien een ander ophooqtempo gevolgd wordt, of wanneer de consolidatie trager verloopt dan geschat of als afwijkingen ontstaan tussen hetgeen bij de berekeningen aangenomen werd en de werkelijkheid, zal de evenwichtsfactor andere waarden hebben.

Zo heeft een snelle toename van het ophooqtempo zeer nadelige consequenties op de evenwichtsfactor. Geadviseerd wordt nooit van de stelregel van de trapsgewijze ophoging van maximaal 0,5 m per twee weken af te wijken.



2. Faalkansberekeningen

Faalkansanalyses worden nu slechts voor de eindstabiliteit uitgevoerd. Zulke berekeningen kunnen ook voor de uitvoering worden uitgevoerd. Wellicht zal de faalkans veel groter zijn dan bij de eindstabiliteit, vanwege de grote onbekendheid van de wateroverspanningen. De faalkansanalyse zal in een ander kader dan deze studie onderzocht moeten worden.

3. Aanpassingen en werkelijke schuifspanningen.

De berekening van de consolidatie met SPONS levert op ieder tijdstip een bepaalde wateroverspanning. Bij SPONS wordt rekening gehouden met de spanningsspreiding. Dit is niet het geval bij glijvlakanalyses, en wel het geval bij elementenberekeningen van de stabiliteit. Men mag niet zomaar de uit SPONS gevonden wateroverspanningen naar de glijvlakanalyses overbrengen. Het is correcter de aanpassingsgraad over te brengen, alhoewel hierdoor theoretisch óók een fout wordt begaan. Deze fout zal altijd begaan worden, indien met aanpassingen wordt gewerkt en vloeit voort uit eenvoudige beschouwingen met cirkels van Mohr.



HOOFDSTUK 4 - BEGELEIDING VAN DE UITVOERING

1. Metingen tijdens de uitvoeringsfase

De gebruikelijke metingen om de stabiliteit tijdens de uitvoering te controleren zijn (gecombineerde) waterspannings- en zettingsmetingen. In dit hoofdstuk worden enkele aanbevelingen om een betere interpretatie van deze metingen te maken, gedaan. Om de methoden te kunnen toepassen, moeten nauwkeurige en representatieve metingen voorhanden zijn. Dit vereist voor de waterspanningsmeters het volgende:

- plaatsing geruime tijd vóór elke werkzaamheid en frequente aflezingen om over het exacte nulniveau te beschikken;
- de kennis van de invloed van neerslag en hoge potentialen op de waterdrukken ter plaatse van de meters. Dit dient in feite reeds in de ontwerpfase gekend te zijn.
- frequente aflezing, ook in de winter (zie verder);
- een meetnauwkeurigheid van tenminste 2 kN/m^2 ;
- regelmatige waterpassing (mogelijke zetting van de meter).

Voor de keuze van de locatie wordt naar par. 3 verwezen.

Voor de zakbaken wordt vereist dat ze vanaf het begin der werkzaamheden op het maaiveld geplaatst worden.

Het consolidatieproces onder en naast de ophoging is een tweedimensionaal, niet-lineair (spanningsafhankelijke coëfficiënten) probleem. Voor zulke problemen lopen de procentuele zettingen en de aanpassingen niet gelijk. De meeste waarde voor de controle van de uitvoering moet aan de waterspanningsmetingen worden gehecht.

Tenslotte is een heel nauwkeurige kalender (op 2 dagen nauwkeurig) van de werkzaamheden onontbeerlijk. De exacte datum, de dikte en de breedte van de aangebrachte lagen moeten altijd - onmiddellijk na de ophogingsslag - in een apart "uitvoeringsboek" genoteerd worden. Andere werkzaamheden of verschijnselen waarvan het vermoeden bestaat dat ze op de waterspanningen of de zettingen enige invloed kunnen hebben, moeten in hetzelfde boek geregistreerd worden.



Zoals het tot heden het geval was, en zoals het toekomstig waarschijnlijk ook het geval zal zijn, wordt de uitvoering door metingen in een aantal discrete punten begeleid. Deze locale metingen moeten onder de hele ophoging worden geëxtrapoleerd. Dit is uiteraard een vergaande stap, waarin empirie en ervaring, naast een goed begrip van de fenomenen, een belangrijke rol spelen. Men kan immers, althans in principe, t.p.v. de meters een vrij goede schatting maken van $q_{\text{aangelegd}}/q_u$, indien de totale spanningen berekend zijn en de waterspanningen gemeten. Deze verhouding van aangelegde tot mobiliseerbare schuifweerstand geldt echter alléén in het meetpunt, en is zeker geen maat voor de veiligheid van de ophoging. Eigenlijk kan de verhouding q/q_u slechts een maat voor de algehele evenwichtsfactor zijn, indien met elementenberekeningen die waarde teruggevonden wordt en vergeleken wordt met de evenwichtsfactor van de totale ophoging. Dit is uiteraard niet de bedoeling van een controle-methode die pretendeert snel en goedkoop een antwoord te geven op de vraag of nog verder opgehoogd kan worden. Een en ander over de verdeling van $q_{\text{aangelegd}}/q_u$ is in de Appendix B van Deel III verteld.



2. Interpretatie van de metingen

2.1. Toename van de waterspanning bij belastingstoename

Wanneer een laag aangebracht wordt, kan de respons van de waterspanningsmeter worden gemeten. De vergelijking van de gemeten toename van de waterspanningen met voorspelde waarde levert belangrijke informatie omtrent het gedrag (elastisch of plastisch) van de grond.

De verhouding $\frac{\Delta u}{\Delta p} = B_e^*$ is immers een maat voor de toename van de wateroverspanning volgens aanpak die steunt op de elasticiteitstheorie. Indien:

- $B_e^* = 1$ is de voorspelling volgens de elastische theorie exact. De grond is dan normaal geconsolideerd, volledig verzadigd en de spanningstoestand is nog niet kritiek.
- $B_e^* < 1$ onderschat de elastische theorie de wateroverspanningen. De grond is hetzij overgeconsolideerd, hetzij onvolledig verzadigd.
- $B_e^* > 1$ is de zaak ingewikkelder. Immers, de spanningstoestand is kritiek geworden, zonder dat echt de maximale schuifweerstand overschreden is (cap-model), maar het is ook mogelijk dat lokaal bezwijken wèl is opgetreden. Een betere modellering zou hierover meer informatie kunnen verschaffen. Het is wel zo dat - met het huidige inzicht in het materiaalgedrag - $B_e^* > 1$ op hoge schuifspanningsniveaus duidt, en dat indien lokaal bezwijken nog niet is opgetreden, toch niet veel reserve meer overblijft. Voor waterspanningsmeters geplaatst aan de teen van de ophoging heeft de ervaring van Streefkerk geleerd dat zich een niet-acceptabel, kritieke situatie heeft ingesteld, en dat bezwijken vanaf dat ogenblik een onaanvaardbaar hoge waarschijnlijkheid heeft, zelfs al blijkt later de aanpassing op te treden.

Men mag dus niet dulden dat $B_e^* > 1$ wordt voor waterspanningsmeters nabij de teen (zie Deel III, Hoofdstuk 8).



Uiteraard dienen aan afwijkingen van $\pm 0,1$ van B_e^* rond de waarde 1 niet te veel belang worden gehecht: deze afwijkingen kunnen het gevolg zijn van een fout bij de meting (afleesfout, nauwkeurigheid van het meetsysteem) en van approximaties bij de berekeningen (geometrie, elastische parameters).

Opmerking

Eerder in dit rapport is aangegeven dat voor niet al te hoge spanningen, $\Delta u^{LS} \leq 0,1 p'_i$ is. Indien dus de gemeten toename van de wateroverspanning Δu^g groter is dan:

$$\begin{aligned} \Delta u^g &= \Delta u^e + \Delta u_{\text{werkelijk}}^{LS} + \Delta u_{\text{werkelijk}}^p && \text{(gemeten)} \\ &> \Delta u^e + \Delta u_{\text{theoretisch}}^{LS} = \Delta u^e + 0,1 p'_i && \text{(berekend, zonder locale} \\ &&& \text{plasticiteit)} \end{aligned}$$

dan zal wellicht locale plasticiteit opgetreden zijn tijdens de belastingsfase.

Met een betere kennis van de te verwachten extra-wateroverspanningen ten gevolge van compactie (zie aanbeveling 2H2) zal met meer zekerheid gezegd kunnen worden of de gemeten wateroverspanning al dan niet op plastische vervormingen duiden.

De berekening van Δp^e kan aan de hand van de spanningsspreidingsformule van Jurgenson (half oneindig, homogeen, isotroop medium, $\nu = 0,5$) of aan de hand van E.E.M. berekend worden. De eerste methode is de eenvoudigste en veruit de goedkoopste en geeft, ondanks afwijkingen van de werkelijkheid, acceptabele resultaten.

De gemeten waterspanningen in Streefkerk na T1 lopen gedurende tenminste 3 weken nog op, zonder dat extra belastingen worden aangebracht. Dit was niet het geval op T0. Redenen hiervoor zijn elders gegeven. Dit noopt wel toe de aanbeveling de waterspanningen frequent af te lezen na de belasting, en zeker wanneer is gebleken dat $B_e^* > 1$. Indien de waterspanningen nog oplopen (B_e^* neemt toe) kan dit een aanwijzing voor dreigend gevaar (voortschrijdende plasticiteit) zijn. Er mag zeker niet worden opgehoogd zolang geen afname ($A > 0$) wordt geconstateerd.



De ervaring van Streefkerk heeft geleerd dat $B_e^* > 1$ een zeer gevaarlijke toestand inleidt. Wat moet worden gedaan wanneer dit geconstateerd wordt, is zeer moeilijk aan te geven. Zeer zeker is grote voorzichtigheid geboden. Nieuwe meters kunnen geplaatst worden om de zone te bepalen waar zeer hoge waterspanningen aanwezig zijn. Deze metingen moeten geanalyseerd worden in combinatie met SPONS consolidatieberekeningen, waaruit het waterspanningsveld vóór de belastingstoename wordt afgeleid. De omvang van de plastische zone kan uit deze berekeningen en de metingen afgeschat worden.

Op het ogenblik dat een gevaarlijke toestand geconstateerd wordt, is het wenselijk de vervormingssnelheden (verticaal en horizontaal) van de dijk te registreren. Verdere belasting mag slechts opgebracht worden bij zeer grote daling van de waterspanningen op meerdere plaatsen in het profiel en bij een vermindering van de vervormingssnelheid naar acceptabele waarden. De eerstvolgende herbelasting moet zeer klein zijn. De metingen van de waterspanningen in alle meters moeten zeer nauwkeurig en frequent geregistreerd worden. Zeer waarschijnlijk zal de maximale wateroverspanning slechts enige tijd (misschien enkele weken) na de belastingstoename optreden. De B_e^* factor dient nauwkeurig gecontroleerd te worden. Indien de metingen (waterspanningen als functie van de tijd, $B_e^* > 1$, vervormingen) wijzen op dreigend gevaar, is de beste oplossing de aangebrachte laag zo snel mogelijk te verwijderen of op zijn minst de ophoogwerkzaamheden stop te zetten. De grond is namelijk "overbelast"; slechts door een voldoende lange rustperiode zal de schuifsterkte zich volledig kunnen herstellen.

De metingen van Δu voor de afschuiving gaven aan dat $B_e^* > 1$ was.



2.2. Aanpassingen

In het hoofdstuk 8 van Deel III is een methode aangegeven om de procentuele vermindering van de gemeten wateroverspanningen te analyseren. De gegeven methode laat toe op ieder willekeurig tijdstip de aanpassing van de waterspanningen afkomstig van alle individuele belastingstrappen (of bij elkaar gegroepeerde belastingstrappen) op het niveau van de waterspanningsmeter. Extrapolatie naar de toekomst is - zij het niet zeer nauwkeurig - ook mogelijk.

Zolang dat de spanningen nog in het elastische gebied liggen, is er een direct verband tussen de aldus berekende aanpassing en de korrelspanningstoename:

$$\frac{\Delta p'_i}{\Delta p_i} = A$$

De voorgestelde methode is vrij eenvoudig, maar vereist enige aandacht bij de uitwerking. Een geautomatiseerde berekening (computer) is wenselijk. Uit de aldus berekende aanpassingen kan men het volgende leren

- de grootte van de in te voeren aanpassingen bij stabiliteitsberekeningen ($B_e^* \leq 1$);
- de gemeten aanpassingen vergelijken met de voorspelde waarden;
- de aanpassingssnelheden van opeenvolgende (al dan niet gegroepeerde) belastingstoename vergelijken. Hiermee kan gecontroleerd worden of de aanpassingssnelheid ($\frac{d A}{d \log t}$: raaklijn aan de aanpassings - log t curve) van de verschillende trappen bij dezelfde ouderdom afneemt, of, anders gezegd, dat de hydrodynamische periode van iedere trap toeneemt. Zo kan voor ieder werkseizoen het aanpassingsgedrag met het voor de berekeningen voorspelde en met dat van de vorige worden vergeleken. Dit kan leiden tot een grotere voorzichtigheid voor de schatting van het toekomstige ophogtempo. De vermindering van de aanpassingssnelheden kan het gevolg zijn van de vermindering van de doorlatendheid, van een minder goede functionering van de drains of van het toenemende effect van kruipvormingen op het inductie-dissipatieproces. Dit laatste zal wellicht optreden bij hoge schuifspanningsniveaus.

Opmerking

Voor belastingstoename die ver van de waterspanningsmeter plaatsvinden, zal, in het elastische gebied, de waterspanning slechts weinig toenemen, hetgeen de analyse bemoeilijkt.

Een goede analyse van de aanpassing vereist frequente metingen, ook in het winterseizoen. Deze laatste metingen zijn van groot belang, omdat gedurende een lange periode geen belastingen het beeld bemoeilijken: een goede fitting is alléén mogelijk, indien gedurende een lange periode de waterspanningen als gevolg van de belastingen niet toenemen. Hiervoor is de wintonderbreking een ideale periode. In kritische gebieden ($B_e^* > 1$) zijn zeer frequente metingen nodig.



3. Locatie van de waterspanningsmeters

3.1. Keuze van het geïnstrumenteerde profiel

Het profiel dat met waterspanningsmeters geïnstrumenteerd wordt, moet zorgvuldig uitgezocht worden. Het moet onder meer gekozen worden waar

- een twee-dimensionale beschrijving van het probleem geldt, hetgeen betekent dat het ver van storende ophogingen (toeritten, opslag) of andere factoren die het beeld kunnen vertroebelen moet liggen;
- grote ophogingen met slechte grondslag gecombineerd worden (lage evenwichtsfactoren).

Verder mogen geen terpjes en dergelijke naast de meters worden aangelegd. Grond afkomstig van slootopschoningen, ontzodingen enz. mogen niet nabij de meters opgeslagen worden. Verder moet het profiel goed bereikbaar zijn voor aflezingen en waterpassingen.

Indien waterspanningsmeters tijdens de uitvoering in het ongereede raken, zal de uitvoering sterk vertraagd worden, omdat de grondmechanisch adviseur dan ruimere marges moet gaan aanhouden.

Indien verticale drains toegepast worden, moeten de filters zich precies op gelijke afstand van de dichtstbijgelegen drains bevinden. Dit vereist nauwkeurigheid bij het plaatsen van de drain en de meters.



3.2 Locatie van de waterspanningsmeters in een gekozen profiel

De grootte van de toename en de dissipatie van de wateroverspanningen zijn van plaats tot plaats onder de ophoging verschillend. Dus moet duidelijk worden gerealiseerd dat de metingen in een raai alleen voor deze raai representatief zijn, en niet geëxtrapoleerd mogen worden voor de hele ophoging. De keuze van de locatie moet dus zo zijn, dat

- een veilige begeleiding gegarandeerd wordt;
- geen onrealistisch traag ophogtempo ontstaat;
- de metingen betrouwbaar, accuraat en frequent uitgevoerd worden.

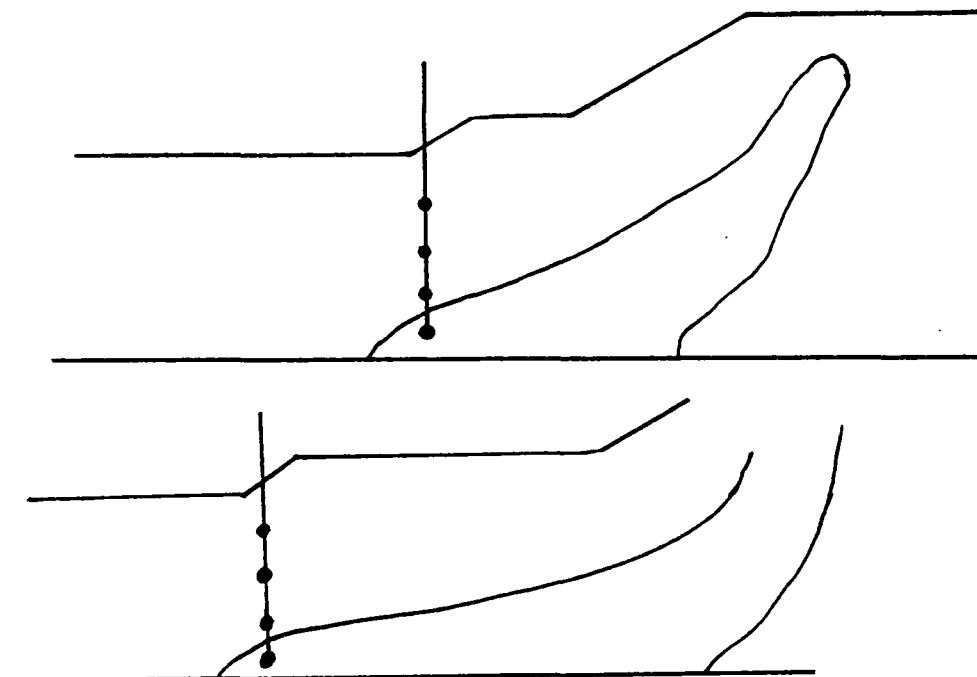
Voor een dijkverzwarringsprobleem is in Deel III aangegeven, dat de zone die het eerst aan plasticiteit komt, onder de oude dijk ligt. Een zeer veilige locatie is dus in die zone. Dit zou echter tot heel langzame ophogtempo's leiden op basis van de huidige ervaring met de begeleiding van de werkzaamheden: in dit gebied is waarschijnlijk snel $B_e^* > 1$ en kan de aanpassing, als gevolg van de kruip, zeer traag zijn. Een ander extreem is de locatie van de meters buiten de teen, waar Δu zeer klein is en geen plasticiteit (tenzij bij volledig bezwijken) optreedt. Bij deze locatie zal de begeleiding onveilig worden.

Met de huidige ervaring wordt voorgesteld de meters onder de teen van de dijk te plaatsen. Immers, vroeger werd dat altijd als locatie aangehouden en is daar vrij veel ervaring mee opgedaan. De ervaring wordt door de berekeningen deels bevestigd en uitgebreid:

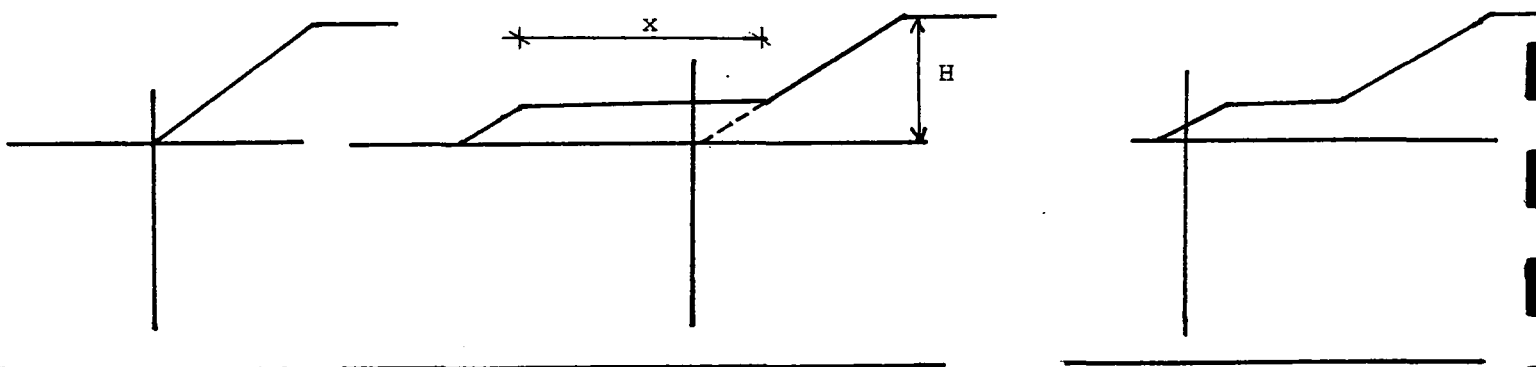
- zolang nog geen $B_e^* > 1$ is waargenomen, is nooit een afschuiving opgetreden (ervaring)
- in die gevallen dat onder de teen $B_e^* > 1$ werd, zijn afschuivingen opgetreden ($B_e^* > 1$)
- de plastische zone breidt zich van de dijk naar de teen uit (berekening)
- de evenwichtsfactor tijdens de uitvoering is klein (F geschat tussen 1,05 en 1,1) wanneer het maximum wordt benut van de huidige methode van de rode lijntjes (berekening).



Bij zeer lange bermen mag de waterspanningsmeter niet meer aan de teen geplaatst worden. Immers, wanneer plasticiteit gemeten zou worden, is de procentuele uitbreiding van de plastische zone veel groter geworden, dus ook de veiligheid lager (zie figuur 1).



Met de in Streefkerk opgedane ervaring kan (voorlopig) worden voorgesteld de waterspanningsmeters binnen de op de volgende figuren (2a,b,c) getekende zone te houden.



2a. geen berm

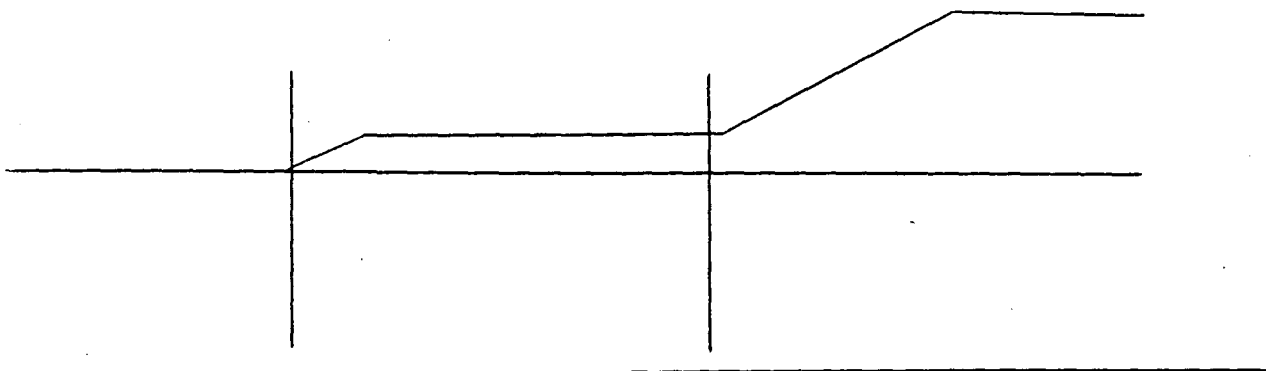
2b. lange berm

2c. korte berm

Een "lange" berm is te relateren aan de hoogte van de dijk:
bijvoorbeeld lang wanneer $\frac{x}{H} > 1$.



Verder lijkt het ook onveilig de meters in het passieve deel van de maatgevende glijcirkels te localiseren, want dan kan de grond het maximum van zijn weerstand tegen afschuiven gaan mobiliseren. Naarmate de meters meer dijkwaarts worden geplaatst, zal waarschijnlijk sneller plasticiteit worden opgespoord. Met hetzelfde beoordelingscriterium, te weten " $B_e^* > 1$ en voldoende aanpassing", zal de "veiligheid" dus groter worden naarmate de meters dichter van de kruin komen. De "verborgen veiligheid" neemt dus toe. Bij zeer moeilijke ophogingen (grote consequenties bij afschuiving, snel ophoogtempo, slechte kennis van de ondergrond, mogelijk zwakke plek) kan overwogen worden twee raaien te plaatsen (zie figuur 3). De eerste raai dient als signaal voor het naderen van de plastische zone, terwijl de begeleiding in hoofdzaak wordt gemaakt op basis van de metingen in de twee raaien. Waarden $B_e^* > 1$ kunnen in de eerste raai worden getolereerd (maar niet in de tweede!), en wijzen erop, dat vanaf dat ogenblik voorzichtigheid geboden is.



Figuur 3.



Opmerking: 1. Waterspanningsmeters "die niet aanpassen".

Het gebeurt dat de waterspanningen die tijdens de uitvoering gemeten worden, op een zeker niveau constant blijven gedurende lange tijd. Indien de waterspanningsmeter in de teen is geplaatst, duidt dit zonder meer op een gevaarlijke situatie: de kruipvervormingen (indien nog alles in het elastische gebied plaatsvindt: $B_e^* = 1$) of de kruip- en voortschrijdende plastische vervormingen (indien eerder $B_e^* > 1$) induceren evenveel wateroverspanning als er door dissipatie verdwijnen. Verdere ophoging is niet toegelaten, omdat de gemeten toestand voor een zeer groot deel van het profiel geëxtrapoleerd mag worden. Geadviseerd wordt om nauwkeurige verplaatsingsmetingen uit te voeren en de vervormingssnelheden in de gaten te houden. De evenwichtsfactor van de dijk is dan zeer laag (onder de vereiste 1.2). Indien de waterspanningsmeter in de kern van de dijk is geplaatst, is de beoordeling met de huidige ervaring moeilijk. Het kan jaren duren voordat aanpassingen gemeten worden (ervaring, literatuur), terwijl steeds verdere "zettingen" gemeten worden.

Eigenlijk gaat het niet om zettingen, maar wel om kruipvervormingen. De toestand is, met het oog op de stabiliteit, waarschijnlijk niet zo kritisch als de voorgaande situatie. Men weet echter helemaal niet of de onderkende gevaarlijke toestand maatgevend is voor het profiel. Alleen metingen aan de teen (voldoende lange periode) gecombineerd met de bepaling van B_e^* en een soort aanpassingssnelheid $\dot{\epsilon}$ kunnen hierover uitsluitel geven. Metingen van vervormingssnelheden geven enige informatie over de verbetering (dalende vervormingssnelheid) of verslechtering (toenemende vervormingssnelheid) van de algehele stabiliteit van het dijklichaam.



4. Controle van de werkzaamheden aan de hand van spanningspaden

Heden ten dage wordt beoordeeld of een volgende belasting aangebracht mag worden door gebruik te maken van de zgn. "rode lijntjes". Deze methode laat toe aan de hand van de volgens de elasticiteitsleer berekende Δu^e (half oneindig, homogeen, isotroop, ν medium) die door de belasting zal worden veroorzaakt, de gemeten wateroverspanning en een bezwijk criterium na te gaan of de aan te brengen belasting al dan niet tot overschrijding van de bezwijkschuifweerstand zal leiden. De methode heeft een min of meer (vereenvoudigde) theoretische basis, doch steunt ook op empirie en ervaring.

Een iets gewijzigde methode kan steunen op de spanningspaden (Hoofdstuk 8 van Deel III). Met deze methode worden een aantal benaderingen en verwaarlozingen die bij de rode-lijntjes methode worden ingevoerd, overbodig. De enige afwijking met de werkelijkheid (indien zuivere elasto-plasticiteit als "de werkelijkheid" kan bestempeld worden) ligt in de invloed van de plasticiteit en de daarmee gepaard gaande spanningsherverdeling, ook naast het plastische gebied. Omdat echter geen plasticiteit ter plaatse van de volgens paragraaf 3 geplaatste waterspanningsmeters wordt geduld, is een elastische berekening een eerste, acceptabele benadering. Indien het effectieve pad de K_f -lijn snijdt, treedt lokaal bezwijken op (Deel I, App. A). Hoe kan nu te werk worden gegaan? Achtereenvolgens worden de volgende stappen uitgevoerd:

1. Bepaling van de initiële effectieve spanningstoestanden in de grond ter plaatse van de waterspanningsmeters, tekenen K_f en K_o^* lijnen.
2. Bepaling van het totale spanningspad.
3. Meting van de wateroverspanning u^g .
4. Bepaling van het effectieve spanningspad met $p'(t) = p - u^g(t)$.
5. Voor een bepaalde ophoogslag op het tijdstip t kan Δq uit het TSP afgelezen worden. Indien

$$\Delta q < q_u - q(t)$$

mag de belasting aangebracht worden.



hierin is:

q_u = de bezwijkschuifweerstand, die afhangt van $p'(t)$

$q(t)$ = de aanwezige schuifspanning.

$$\tan \beta = \frac{1-K_o}{1+K_o} = \frac{\sin \phi'}{2-\sin \phi'} \quad (\text{voor } K_o = 1-\sin \phi')$$

Een en ander is op de volgende figuur getekend.

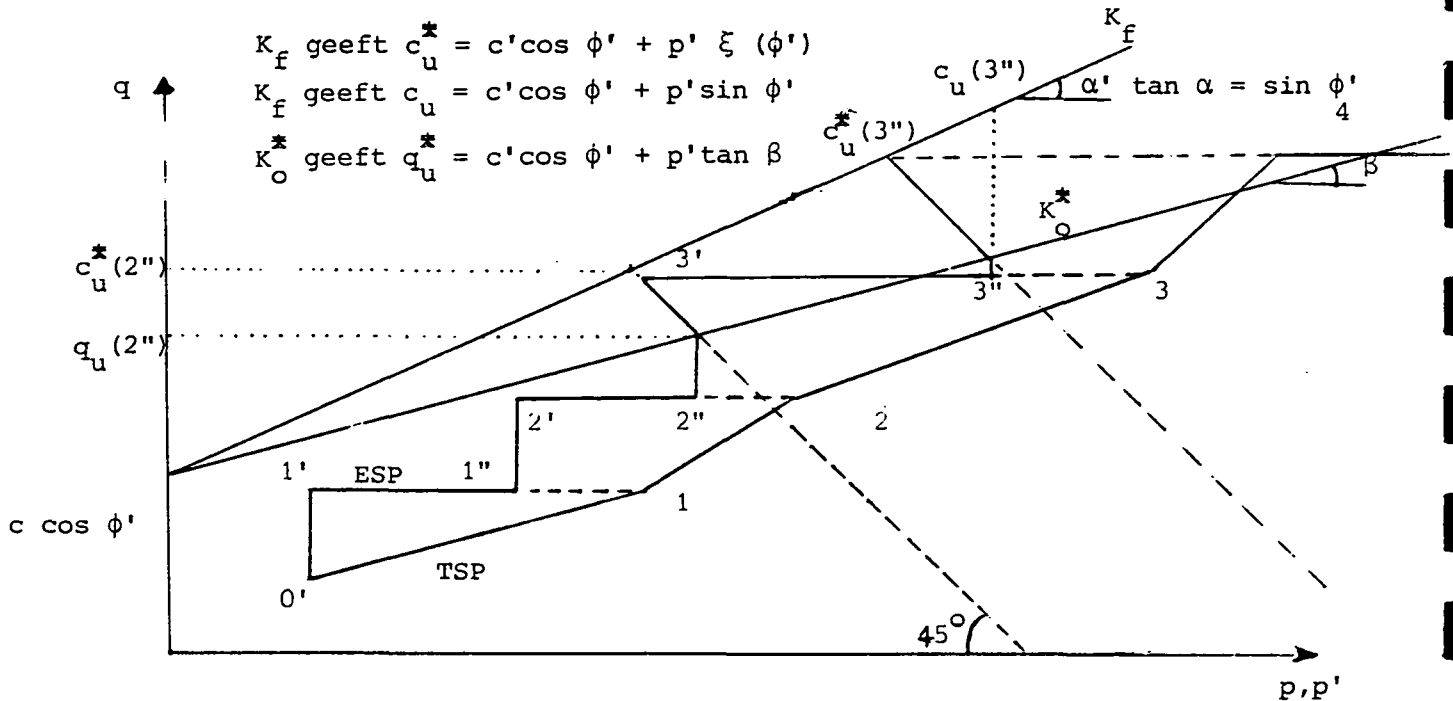


Fig.4 Effectieve en totale spanningspaden bij fase-gewijze belasting 0¹-1-2-3-4 (vereenvoudigd compactie-model, elastische berekeningen, constante totale grondspanningen).

De effectieve spanning wordt gevonden door de gemeten wateroverspanning van de totale spanning af te trekken (gemeten wateroverspanning is bijvoorbeeld 11").



De initiële toestand is op de vorige figuur door 0' aangegeven. Het totale pad dat door de eerste belastingsstap gevolgd wordt is 0'1. Daarmee stemt het effectieve pad 0'1' overeen ($B_e^* = 1$). Er is niets aan de hand. De consolidatie wordt voorgesteld door 1'1". Het totale spanningspad voor de twee belastingen is 1-2. De toename van de schuifspanning is $q(2) - q(1)$. Op het ogenblik dat de effectieve isotrope normaalspanning gelijk is aan $p(1'')$, is voldoende schuifweerstandstoename ten opzichte van 1' om de belasting veilig aan te brengen (zonder lokale plasticiteit). Het ESP bij belasting is dan 1"2'. Door consolidatie doorloopt het effectieve pad een horizontale lijn.

De derde belastingstoename geeft een totaalpad 2-3, en een schuifspanningstoename $q(3) - q(2)$. Wordt de derde belasting aangebracht op het tijdstip waarbij het ESP op 2" ligt, dan zal (volgens het vereenvoudigde model) compactie optreden, omdat

$q_u^*(2'') - q(2'') < q(3) - q(2)$. Er treedt nog geen lokaal bezwijken op, omdat $q_3 < q_u^*(2'')$.

Het TSP van de vierde belasting is 3-4, met $\Delta q = q(4) - q(3)$. De consolidatie 3'3" heeft echter geen voldoende toename van p' veroorzaakt om een veilige belastingsverhoging toe te laten:

$$\Delta q = q(4) > c_u^*(3'').$$

Bij deze belasting zal lokaal bezwijken wél optreden.

De methode gegeven in 2.2 laat toe de aanpassingssnelheid te berekenen door extrapolatie van de gemeten $u(t)$. Omdat de aanpassingssnelheid $-\dot{u}$ ($= -\frac{du}{dt}$) bepaald kan worden (par. 2.2), kan ook de toename van de toelaatbare maximale schuifweerstand met de tijd geschat worden.

$$-\dot{u} = \dot{p} = k \dot{c}_{u, \text{toelaatbaar}}$$

$$\dot{c}_{u, \text{toelaatbaar}} = \frac{\dot{p}}{k} = \frac{-\dot{u}}{k}$$

Hierin is k een factor afhankelijk van ϕ' en van de gedefinieerde maximale toelaatbare schuifweerstand.



Definitie max.schuifweerstand	Betekenis op B_e^*	k
$c_{u,toel} = c_u = c' \cos \phi' + p' \sin \phi'$	compactiemodel: lokaal bezwijken model zonder compactie: net geen lokaal bezwijken	$\sin \phi'$
$c_{u,toel} = c_u^* = c' \cos \phi' + p' \xi(\phi')$	compactie ($B_e^* > 1$) net geen lokaal bezwijken	$\xi(\phi')$ (App.H, Dl.I)
$c_{u,toel} = q_u^* = c' \cos \phi' + p' \tan \beta$	net geen compactie geen lokaal bezwijken	$\tan \beta = \frac{\sin \phi'}{2 - \sin \phi'}$

Uit de kennis van de toename met de tijd van de maximale, toelaatbare schuifweerstand, en van de schuifspanningstoename veroorzaakt door een belastingsverhoging, kan een schatting worden gemaakt van de wachttijd vóór het aanbrenge van de volgende slag.

Opmerking

Consolidatieberekeningen met de theorie van Biot geven aan dat de schuifspanningen iets kunnen variëren tijdens de consolidatie, zodat $\frac{\tau_{max}}{\tau_f}$ niet steeds een dalende functie vanaf $t = 0$ hoeft te zijn.

Wellicht is dit effect zeer gering wanneer daadwerkelijke dissipatie optreedt.



Omdat het ESP "gemeten" wordt, bekommert de methode zich niet meteen of al dan geen compactie optreedt. Voor de bepaling van de toelaatbaarheid van de volgende slag, moet bekend zijn of het materiaal compactie zal ondergaan. Hiervoor is een goede modellisatie van de grond nodig. Deze bestaat heden nog niet. Wel is een veilige aanname dat B_e^* nooit hoger mag worden dan 1. Dat betekent, in ons eenvoudig modelletje, dat (zie Deel I, App. H):

$$q < c_{u \text{ toel}}^* = q_u^* = c' \cos \phi' + p' \tan \beta$$

$$q < c_{u \text{ toel}}^* = q_u^* = c' \cos \phi' + p' \frac{\sin \phi'}{2 - \sin \phi'}$$

Het criterium wordt dan

$$\Delta q \leq q_u^* - q(t)$$

Welke is de veiligheid tegen locaal bezwijken die men heeft wanneer $q = q_u^*$?

Deze is

$$\frac{1}{F_{cu}^*} = \frac{1}{F_{loc}} = \frac{q_u^*}{c_u^*} \quad (c_u^*: \text{ zie App. H, Deel I})$$

$$= \frac{(c'/p' \cos \phi' (2 - \sin \phi') + \sin \phi') (2 + \sin \phi' - \sin^2 \phi')}{(2 - \sin \phi') (2 \sin \phi' + c'/p' \cos \phi' (2 + \sin \phi' - \sin^2 \phi'))}$$

Een andere maat is

$$\frac{1}{F_{cu}} = \frac{1}{F_{loc}} = \frac{q_u^*}{c_u} \quad (c_u = p' \sin \phi' + c' \cos \phi')$$

$$= \frac{2 c'/p' \cos \phi' - c'/p' \cos \phi' \sin \phi'}{(2 - \sin \phi') \left(\frac{c'}{p'} \cos \phi' + \sin \phi' \right)}$$

De resultaten van de berekeningen zijn gegeven in de onderstaande tabellen.



PHI=15

C/P	1/Fcu	1/Fcu*
0.0	0.57432	0.62941
0.1	0.69001	0.73698
0.2	0.75626	0.79616
0.3	0.79917	0.83359
0.4	0.82924	0.85941
0.5	0.85147	0.87830
0.6	0.86859	0.89271
0.7	0.88216	0.90407
0.8	0.89320	0.91325
0.9	0.90234	0.92083
1.0	0.91004	0.92719

PHI=20

C/P	1/Fcu	1/Fcu*
0.0	0.60314	0.67101
0.1	0.68868	0.74803
0.2	0.74388	0.79583
0.3	0.78245	0.82838
0.4	0.81093	0.85198
0.5	0.83281	0.86988
0.6	0.85016	0.88391
0.7	0.86424	0.89521
0.8	0.87590	0.90451
0.9	0.88572	0.91229
1.0	0.89410	0.91890

PHI=25

C/P	1/Fcu	1/Fcu*
0.0	0.63396	0.71131
0.1	0.69860	0.76730
0.2	0.74383	0.80510
0.3	0.77726	0.83234
0.4	0.80297	0.85289
0.5	0.82336	0.86896
0.6	0.83993	0.88186
0.7	0.85365	0.89245
0.8	0.86521	0.90130
0.9	0.87507	0.90880
1.0	0.88359	0.91524

Voor $c'/p' \rightarrow \infty$ is $F_{bc} = 1$.

De verhouding c'/p' neemt met de tijd af ($B_e^* = 1$), omdat p' toeneemt.

F_{bc} neemt dus iets toe.



Deze veiligheid is echter geen rechtstreekse maat voor de algehele stabiliteit van het talud, omdat de verhouding $\frac{\tau_{mob}}{\tau_f}$ van plaats tot plaats verschilt.

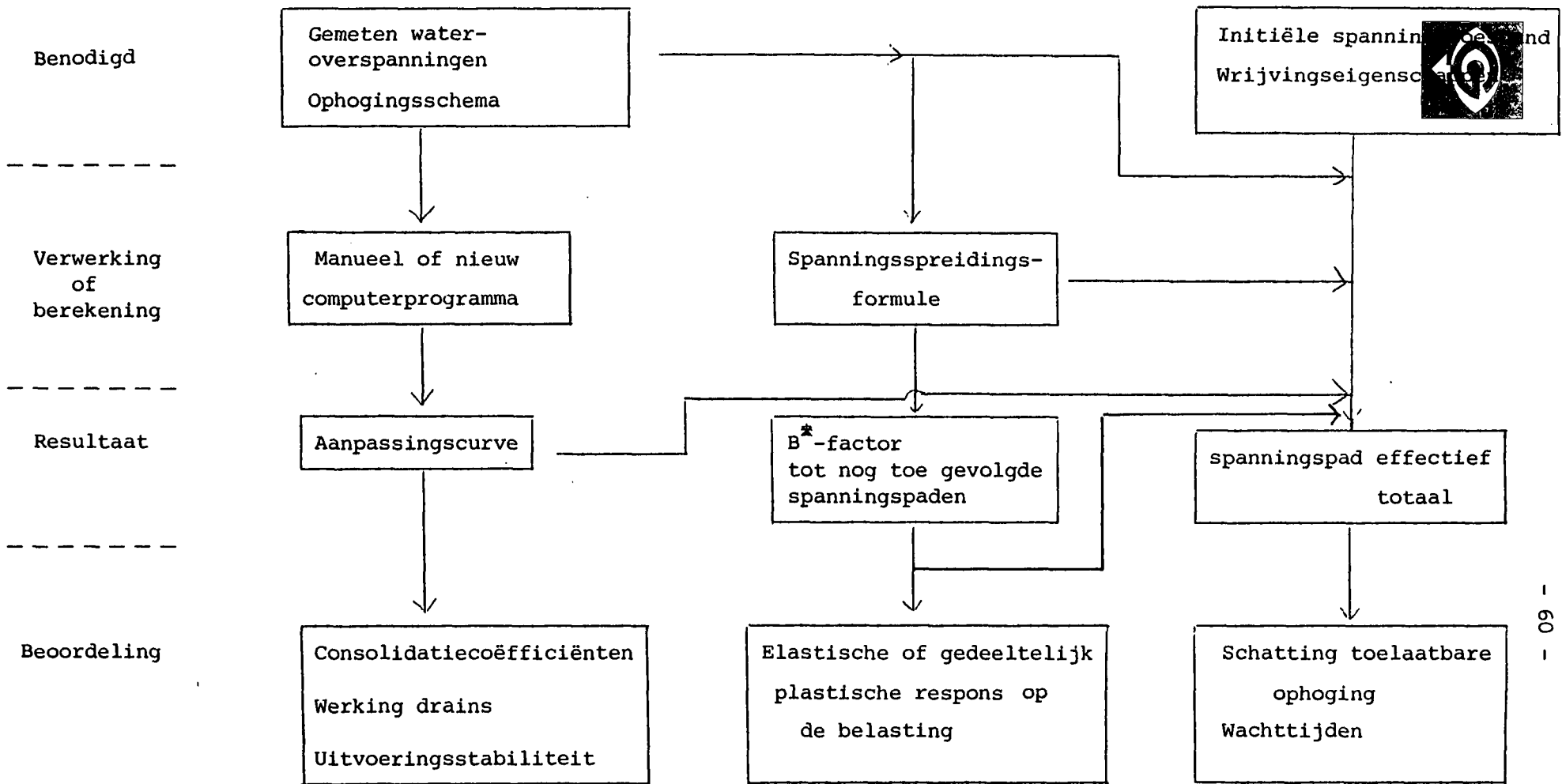
Indien dus de K^* als het criterium wordt gehanteerd tot waar het effectieve pad mag komen, dan is met het huidige, uiterst ruw model de veiligheid dat $B_e^* > 1$ net gelijk aan 1, en de veiligheid ten opzichte van lokaal bezwijken ongeveer 1,1 à 1,2.

Verder betekent eenzelfde veiligheid F_{loc} ten opzichte van lokaal bezwijken in het begin van de werkzaamheden iets anders dan bij het beëindigen ervan, wanneer het om de stabiliteit van het talud gaat: de laatste slagen zijn veel nadeliger voor de momentenverhouding (aandrijvend/weerstandbiedend) dan de eerste, omdat de hefboomsarm veel groter is. Ze hebben echter weinig invloed op de spanningen die onder de teen met de meters gemeten worden.

Tenslotte betekent eenzelfde veiligheid F_{loc} niet hetzelfde voor de algehele stabiliteit naargelang de locatie van de waterspanningsmeter (zie vorige paragraaf), omdat de spanningstoestand van plaats tot plaats verschilt en niet representatief is voor de hele ophoging. De presentatie kan analoog worden gemaakt met die van de rode lijntjes.

Samenvatting analyse van de waterspanningsmeters

Het diagram op het volgende blad geeft een overzicht van de benodigde metingen en berekeningen om steeds meer gedetailleerde informatie over de uitvoeringsbegeleiding te krijgen.



Toenemende moeilijkheidsgraad van de berekeningen
 —————→
 Toenemende informatie



Opmerkingen

1. Toetsing van de methode

In het kader van dit onderzoek werden geen voorbeeldberekeningen uitgevoerd. Zulke berekeningen kunnen eenvoudig uitgevoerd worden en vergeleken worden met de huidige methode ter begeleiding van de werkzaamheden.

De voorgestelde methode kan in een eenvoudiger vorm gepresenteerd worden. De grondmechanische begeleider zal echter de begeleiding aan de hand van de spanningspadenfiguur moeten uitvoeren, omdat hieruit de meeste informatie te halen is.

2. In te voeren cohesie

De methode zal wellicht vrij gevoelig zijn voor de cohesie. Men maakt een fout door een te hoge cohesie in te voeren. De waterspanningsmeters mogen dan ook niet geplaatst worden in lagen met hoge cohesie (bijvoorbeeld lagen onder de oude dijk).

3. In te voeren initiële toestand

Hoe groter de initiële schuifspanning, hoe veiliger de methode. Voor een vlak maaiveld is het veilig $\sigma'_{ho} / \sigma'_{vo}$ niet groter te nemen dan 0,6 à 0,65 (NC-gronden).



5. Zakbaakmetingen

De stabiliteit tijdens de uitvoering wordt hoofdzakelijk aan de hand van de waterspanningsmetingen gecontroleerd. Goed geïnterpreteerde zakbaakmetingen geven echter onmisbare extra informatie.

De zakbaken moeten

- op het onbelaste maaiveld geplaatst worden (dus vóór het begin van de ophogingswerkzaamheden);
- frequent gewaterpast worden (tenminste 1 dag voor, 1 dag na, 14 dagen en dan om de maand na het aanbrengen van een belastingslag; maandelijkse metingen in de winteronderbrekingen zijn ten sterkste aanbevolen);
- ingericht worden als peilbuizen (zandophogingen) om de (opstuwings) van) de freatische lijn te meten en aldus de goede werking van de afvoermogelijkheden van het water in de dijk na te gaan;
- tenminste geplaatst worden in de met waterspanningsmeters geïnstrumenteerde profielen. Tussen deze profielen kunnen ook zakbaken geplaatst worden, waarmee zettingssnelheden gemeten worden. De zettingssnelheden kunnen gecorreleerd worden met die van de met waterspanningsmeters geïnstrumenteerde profielen. Op deze wijze kunnen zwakke plekken opgespoord worden en vooralsnog met waterspanningsmeters worden uitgerust.

Uit de metingen kunnen de volgende gegevens gehaald worden:

- dikte van de aangebrachte laag;
- opgetreden zetting, te vergelijken met de voorspelde;
- verticale vervormingssnelheden;
- ligging van het freatisch vlak onder de dijk.

Ten aanzien van de zettingen is reeds vermeld dat procentuele zettingen en aanpassingen slechts in uiterst zeldzame gevallen samen lopen. De grootte van de zettingen en de zettingssnelheden kunnen enige informatie omtrent het type vervormingen onder de dijk geven (elastisch of plastisch).



Een plotselinge toename van de zettingssnelheid zonder dat een belasting aangebracht wordt, of een veel grotere respons van de zetting aan een ophogingsslag, wijzen in de meeste gevallen op een wijziging van het gedrag van de grond (overgang van elastisch naar plastisch, overgang van overgeconsolideerd naar normaal geconsolideerd). Deze verschijnselen kunnen gerelateerd worden aan de gemeten wateroverspanningen (B_e^* -factor, aanpassing-kruip). Voor ophogingen tot ca. 2 m hoog duiden zulke waarnemingen meestal niet op lokaal bezwijken. Opgemerkt wordt dat zettingssnelheden alleen vergeleken kunnen worden bij gelijke tijdsfactoren T (gedurende de hele ophogingsperiode is het verband tussen de tijdsfactor T en de tijd t niet constant!).

Indien de als peilbuis ingerichte zakbaken aangeven dat de freatische lijn hoger komt dan bij de berekeningen is aangenomen, of dat de freatische lijn steeds maar blijft stijgen, dienen controleberekeningen van de stabiliteit te worden uitgevoerd. Maatregelen ter verlaging van de freatische lijn moeten getroffen worden (horizontaal drainagesysteem aanbrengen, bemalen).

Gerealiseerd dient te worden dat, naast een verlaging van de evenwichtsfactor, een verhoging van de freatische lijn in het dijklichaam tot een vertraging van de zettingen leidt (uitgestelde toename van de korrelspanning).

Opmerkingen

1. Horizontale vervormingsmetingen

Bij de aanleg van een dijk treden altijd horizontale vervormingen op. Deze worden nooit gemeten. Reeds eerder is geadviseerd horizontale vervormingen (en snelheden) te meten, wanneer het vermoeden bestaat dat de plasticiteit belangrijk wordt ($B_e^* > 1$, versnelling van de verticale zakkingsnelheden).

Toenemende horizontale vervormingssnelheden wijzen op een onveiligere wordende situatie.

Bij rechte strekkingen met gelijke verzwaring kunnen piketten in één rechte lijn aan de teen geplant worden. Door het alignment ervan te controleren, kunnen delen waar de horizontale vervormingen sneller verlopen, worden opgespoord en in relatie worden gebracht met de zakbaak- en waterspanningsmetingen.



2. Extrapolatie van de zakbaakmetingen

De voorspelde eindzetting van de dijk wordt vergeleken met een uit de zakbaakmetingen geëxtrapoleerde zetting na 30 jaar. Hierbij wordt weinig rekening gehouden met de gemeten wateroverspanningen. De gegeven methode om de aanpassingen aan iedere slag uit te rekenen zou ingelast kunnen worden in de verwerking van de zakbaakmetingen, zodat een betere extrapolatie mogelijk zou zijn.



6. Praktische wenken

In de voorgaande paragrafen werden de methoden ter begeleiding van de uitvoering uitgelegd. Ze moeten op een duidelijke, snelle en overzichtelijke wijze worden gepresenteerd. Daarom moeten nauwkeurige (gestandaardiseerde) meetstaten bijgehouden worden, waarin alle voorgaande genoemde metingen (waterspanningen, zettingen, freatische lijn, dikte van de aangebrachte laag, etc.) vermeld staan. De metingen moeten tevens iedere keer op grafieken uitgezet worden. Dit is de enige manier om variaties (snelheden) te overzien. Resultaten van berekeningen (zowel van de voorspellingen als van de nacalculaties op basis van de metingen) moeten bijgehouden en liefst grafisch gepresenteerd worden.

Een apart boek waarin alle metingen en berekeningen, maar ook niets anders, moet zowel bij de directie als bij de uitvoeringsbegeleider aanwezig zijn. Beide partijen moeten op vastgelegde tijdstippen de informatie doorsturen. Een duidelijke taakverdeling (wie meet wat, wie zet wat uit, wie berekent wat) moet afgesproken worden.

Bij afwijkingen in het ophoogschema dienen aanvullende berekeningen te worden uitgevoerd, zelfs indien "men wel de indruk heeft dat er voldoende aanpassing is opgetreden". Ook na afwijkingen in gemeten waterspanningen (grote T_1 , $B_e^* \gg 1$, $A \approx 0$) moeten nieuwe berekeningen uitgevoerd worden, vooral voordat een nieuwe ophoging wordt aangebracht.

Een goede controle van de uitvoering kan leiden tot een vertraagd ophoogtempo ten opzichte van hetgeen oorspronkelijk was geschat. De grond is gewillig, maar laat zich niet dwingen. Zich dan vastklampen aan het oorspronkelijk geschatte tempo kan tot grondmechanisch onaanvaardbare risico's leiden. Bij het schrijven van het bestek kan hier rekening mee worden gehouden.



7. Sterke en zwakke punten van de voorgestelde methode ter begeleiding van de uitvoering

De voorgestelde methode is een duidelijke verbetering van de huidige methoden ter begeleiding van de uitvoering, omdat ze:

- iets vertelt over de spanningstoestand van de grond rond de filter (elastisch-compactie en/of lokaal plastisch);
- toelaat de aanpassing ter plaatse van de filters aan de wateroverspanningen veroorzaakt door iedere (groep van) lagen op ieder ogenblik terug te rekenen;
- extrapolaties van de aanpassingen (en absolute waterspanningen) naar de (niet al te verre toekomst, bijvoorbeeld 30 à 60 d) te maken;
- een predictie te maken van de gevolgen van een belastingstoename ten aanzien van de spanningstoestand van de grond rond de filters (elastische vervormingen, compactie, plasticiteit);
- het optreden van plotselinge veranderingen in het dissipatieproces vast te stellen (vermindering van de aanpassingssnelheid, Mandel-Cryer effect, kruip, werking drains);
- gemeten abnormale fenomenen in de vervormingen en de wateroverspanningen kan correleren.

De predicties van de gevolgen van een spanningstoename (dus de beoordeling op een bepaald tijdstip of een bepaalde ophoging gepleegd mag worden) zijn duidelijk theoretisch meer gefundeerd dan de huidige methode. Bovendien kan een schatting van de wachttijd gegeven worden. Een idee van de veiligheid ten opzichte van lokaal bezwijken kan gegeven worden.

Zwakke punten zijn:

1. de berekening van de spanningspaden houdt geen rekening met plastische vervormingen;
2. de grondspanningen worden constant aangenomen tussen de belastingstoename;
3. de gebrekkige modellering.



ad 1. Elastische berekening van de spanningspaden.

Hiermee wordt een kleine fout begaan zolang in de korte nabijheid van de filters geen plasticiteit is opgetreden. Wanneer plasticiteit is opgetreden, gelden elastische berekeningen in principe niet meer. Men kan zich dan beroepen op de methode Hoeg-Burland (Deel I). In principe kan men toch nog het pad correct construeren, omdat q_f en p'_f (snijpunt elastisch pad en K_f lijn) en Δu bekend zijn. Hieruit volgt de totale spanning.

Opgemerkt wordt dat het verkrijgen van plasticiteit vermeden moet worden, zodat het probleem eigenlijk niet zou kunnen optreden!

ad 2. Constante grondspanningen gedurende de consolidatie

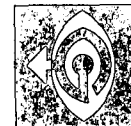
Deze aanname moet gedaan worden om een horizontaal pad tijdens de consolidatie te garanderen, en is in tegenspraak met de elastische consolidatietheorie van Biot. Voor drie van de vier berekende of ESP (Deel III, bijlagen 39) was q constant of dalend tijdens de consolidatie; één van de ESP vertoonde $\frac{\Delta q}{\Delta p} > 0$. Voor dit grondelementje was Δq vrij klein ($1,5 \text{ kN/m}^2$) en bleef q steeds lager dan de bezwijkwaarde.

ad 3. Modellerings

De noodzaak van een betere modellerings van de inductie van wateroverspanningen bij hoge schuifspanningsniveau als gevolg van compactie werd reeds eerder in dit rapport geformuleerd. Op basis van ervaring en enkele metingen uit het archief en van literatuurgegevens, blijkt het gebruikte model niet onrealistisch. Het is een veiliger benadering dan tot heden. De aangegeven methode kan zonder wijzigingen naar andere modellen worden getransporteerd.

De hier aangegeven methode steunt op metingen in de teen van de ophoging. Bij andere locaties van de waterspanningsmeters, bijvoorbeeld onder de kruin, zullen andere beoordelingscriteria gelden. Het vraagstuk is anders, wellicht iets moeilijker vanwege het vroegtijdig optreden van plasticiteit. Ook hier kunnen elegante oplossingen worden bedacht.

SAMENVATTENDE TABEL: NADERE STUDIE



Onderwerp	Belang voor	Aanpak	Prioriteit		Initiatief	Kader	Aanbeveling no.
			a	b			
Potentiaal in het Pleistoceen	Opdrijven, oplichten Waterspanningen in slappe lagen Piping	Analyse peilbuis- metingen aan de hand van de formules Hydraulische belas- ting van de rivier	1		Studiewerkgroep A. en V.	Studie-onderwerp "Peilbuizen"	D. IV, H.2, §4 §5
Gelijkvlakanalyse bij opdrij- ven en oplichten	Opdrijven (berm- dimensionering)	Verbetering programma	1		LGM	Eigen speurwerk	D. IV, H.3, §3
		Bestuderen invloed x en t Bepalen beste methode om opdrijven te simu- leren	1		Studiewerkgroep A. en V.		D. IV, H.3, §3
Vervormingsanalyse (o.a. bij opdrijven/oplichten)	Vervormingen dijk	Opstellen filosofie voor berekeningen achteraf	3	1	TAW 3		D. IV, H.3, §3
	Horizontale paal- drukken		3		LGM	Lopende opdrachten	D. IV, H.3, §3
Wrijvings eigenschappen	Stabiliteits- berekeningen	Heranalyse en groepe- ring celproeven Spanningsafhankelijk- heid (veen)	1		Studiewerkgroep A. en V.	Studie-onderwerp "Wrijvings eigenschappen"	D. IV, H.2 §1
		Richtingsafhankelijk- heid Simulatie		1	TAW 3		D. IV, H.2, §1
Modellering (waterspanningen en kruip)	Inductie waterover- spanningen Kruipparameters	Archiefgegevens C.U. triaxiaal Later: proeven		1	TAW 3		D. IV, H.2, §1
Bepaling effecten kruip	Consolidatie Vervormingen	Eén-dimensionaal Twee-dimensionaal		1	LGM	Eigen speurwerk	D. III, H.2, §2
Berekening aanpassing	Uitvoerings- begeleiding	Automatiseren voorge- stelde methode	1		LGM		D. IV, H.4, §2
Paalkansanalyse uitvoering	Beoordeling stabi- liteit tijdens uitvoering	Eerste aanzet Uitwerking	1		A. en V. TAW		

Prioriteit a: van direct belang voor de verzwaringswerkzaamheden

Prioriteit b: van meer fundamenteel belang

PROCESSED BY THE FBI LABORATORY
SERIALIZED BY THE FBI LABORATORY
INDEXED BY THE FBI LABORATORY
MAY 19 1964

EXHIBIT NO.	DESCRIPTION	DATE	TIME	LOCATION	AGENCY	STATUS
1
2
3
4
5
6
7
8
9
10
11
12
13
14
15
16
17
18
19
20
21
22
23
24
25
26
27
28
29
30
31
32
33
34
35
36
37
38
39
40
41
42
43
44
45
46
47
48
49
50
51
52
53
54
55
56
57
58
59
60
61
62
63
64
65
66
67
68
69
70
71
72
73
74
75
76
77
78
79
80
81
82
83
84
85
86
87
88
89
90
91
92
93
94
95
96
97
98
99
100