

~~20-173~~

~~17145~~

RIKSWATERSTAAT
DIRECTIE W & W
„BIBLIOTHEEK”

C 1439

Ir. T. Edelman.

Stabiliteit van Dijkbelopen.

juni 1958.

Inhoud:

Inleiding.

Hoofdstuk I. De invloed van overstromend water op de stabiliteit van een beloop.

- 1. Afleiding van de evenwichtsvergelijking.
- 2. Afwijking van de verticale stroomrichting in het grondwater.
- 3. De tijdfaktor.
- 4. Uit het beloop uittredend water.
- 5. Belopen van begrensde lengte.
- 6. De veiligheid van een dijk.

Hoofdstuk II. Stabiliteit van waterdichte dijkbekledingen.

- 1. Inleiding.
- 2. Waterdruk tegen de bekleding.
- 3. Stabiliteit van een bekleding.
- 4. Bepaling van de overdruk.

Litteratuurlijst.

Inleidina.

Reeds een globale inspectie, welke direct na de stormramp van 1 februari 1953 werd gehouden, bracht aan het licht, dat over het algemeen de buitenbelopen van de dijken in het zuidwestelijke rampgebied weinig waren beschadigd, in tegenstelling met de kruin en het binnenbeloop, welke op uitgebreide schaal waren vernield. Het typische beeld, dat zich aan de bezoeker van het rampgebied voordeed, was een dijk, waarvan binnenbeloop en kruin licht tot zwaar waren beschadigd, afgeschoven of uitgewoeld, terwijl de grasmat op het buitenbeloop zich als een onbeschadigde en ononderbroken groene strook tussen steenbekleding en kruin uitstrekte.

De meeste buitenbelopen waren, juist in de zone, waarin zij het zwaarste werden aangevallen, bekleed met een grasmat. Daar de grasmat op het buitenbeloop over het algemeen nauwelijks was beschadigd, heeft de grasmat dus proefondervindelijk bewezen, een over het algemeen alleszins voldoende weerstand tegen erosie te hebben bezeten.

Aangezien de eroderende werking van de golven op het buitenbeloop ongetwijfeld veel heviger moet hebben gewerkt dan op het binnenbeloop, volgt hieruit, dat de beschadigingen aan de binnenbelopen niet veroorzaakt kunnen zijn door de directe golfaanval. Hieruit ontstond het probleem, wat dan wel de oorzaak kan zijn van de vernielingen aan de binnenbelopen onzer zeedijken.

De oplossing van dit probleem werd vooreerst gezocht in de richting van een nauwkeurige analyse van de geconstateerde feiten. Er werd een groot aantal gegevens verzameld betreffende de beschadigingen aan de dijken in het zuidwestelijke rampgebied, alsmede zoveel mogelijk feiten, welke met deze beschadigingen zouden kunnen samenhangen. Het aldus verzamelde feiten materiaal werd aan een correlatieonderzoek onderworpen (litt. no. 4).

Het resultaat van dit correlatieonderzoek was in zoverre verrassend, dat slechts één enkele correlatie kon worden gevonden. En deze correlatie was vrijwel absoluut.

Het bleek namelijk, dat alle bezweken binnenbelopen gedurende enige tijd aan overslag van water hadden blootgestaan x).
Wateroverslag was dus de oorzaak van het bezwijken der dijken.

x) Deze correlatie was ook reeds eerder bekend. De slotconclusie van een artikel in de Ingenieur van 1918, van de hand van de ingenieurs Thierry en Verhey, luidde bijvoorbeeld als volgt:

"Een rustig en stelselmatig onderzoek van alle dijken op het vasteland van Noordholland en van de daaraan (in 1916) toegebrachte beschadigingen heeft ons tot de overtuiging gebracht, dat hoogstwaarschijnlijk de beschadigingen van de dijken in Noordholland niets uit te staan hebben met grondwaterbewegingen in het staal en het lichaam van de dijken, noch met verstoringen van het statische evenwicht van het dijklichaam door de verhoogde buitenwaterdruk, doch uitsluitend te wijten zijn aan het vervloeiën van de dijkspecie tengevolge van op de kruin van de dijk in het dijklichaam ingedrongen water of aan mechanische verwoestingen door overslaande golven".

Prof. Thierry zeide nog in 1930 in een rede (zie de Ingenieur van 7 februari 1930):

"Een ruime ervaring heeft aangetoond, dat dijkbreuken in de meeste gevallen te wijten zijn aan golfoverslag bij stormvloed, die het binnenbeloop doet bezwijken".

Een correlatie constateren is echter nog iets anders dan de correlatie begrijpen. Het was aanvankelijk vrij raadselachtig, hoe een dikwijls betrekkelijk geringe hoeveelheid overslaand water een binnenbeloop ernstig kan vernielen.

Erosie van de grasmat, met daarop gevolgde uitspoeling van de als dan onbeschermde grond kon niet de verklaring zijn.

Niet alleen, dat er geen enkele correlatie kon worden gevonden tussen de opgetreden vernielingen en de kwaliteit van de grasmat, doch ook het feit, dat het buitenbeloop meestal niet door golfslag was aangetast, terwijl het binnenbeloop bezweken was, wijst hierop. Bij vele vernielde binnenbelopen kon de nog vrijwel gave grasmat worden teruggevonden, liggende op de afgeschoven grondmassa. Ervaringen bij weilanden, gelegen achter grote dijkbrekken (strooigaten) bewezen, dat de grasmat wekelang de werking van over het weiland heen en weer trekkende stromen kon weerstaan, waarbij stroomsnelheden van 2 à 3 m per seconde geen uitzondering waren.

Ook berekeningen omtrent de krachten, welke door overstromend water op een grasmat konden worden uitgeoefend, toonden aan, dat deze krachten veel te klein waren om gevaarlijk te kunnen zijn.

Uit al deze overwegingen bleek, dat het overstromende of overslaande water niet in staat kon worden geacht om de grasmat te eroderen. Daar echter uit het correlatieonderzoek duidelijk was gebleken, dat overslag van water de oorzaak moest zijn van de beschadigingen aan het binnenbeloop, werd het noodzakelijk een integraal onderzoek in te stellen naar de invloed van overstromend water op de stabiliteit van een beloop. Aangezien er enorme kosten verbonden bleken te zijn aan het doen van proefnemingen ter zake, bleef dit onderzoek voorlopig beperkt tot een poging, het evenwicht van een dergelijk beloop door middel van grondmechanische en hydrologische berekeningen te benaderen. De voornaamste punten van dit onderzoek zijn opgenomen in hoofdstuk I van dit rapport. Het onderzoek bleek een voorlopig voldoende duidelijk inzicht te verschaffen in de verschijnselen, welke zich in een overstroomd beloop voordoen, terwijl tevens enkele voor de praktijk belangrijke conclusies konden worden getrokken. Het bleek, dat bij niet-waterdicht beklede dijken het overstromende water een grondwaterstroom in het dijklichaam veroorzaakt. De hierdoor tevoorschijn geroepen waterdrukken doen de korreldrukken afnemen, waardoor de wrijvingsweerstand afneemt. Het is dit verlies aan wrijvingsweerstand, dat het beloop tot bezwijken kan brengen en andere ongewenste verschijnselen kan veroorzaken.

Men kan uit één en ander de gevolgtrekking maken, dat het dus eigenlijk de doorlatendheid van de bekleding van een dijk is, welke bij overstromend water verantwoordelijk is voor het bezwijken van het binnenbeloop en dat men dus deze calamiteit kan verhooeden door de dijk van een waterdichte bekleding te voorzien. Voor een dergelijke waterdichte bekleding komt wel in de eerste plaats een asfaltbekleding in aanmerking. Dergelijke bekledingen dienen niet alleen erosiebestendig en in zichzelf stabiel te zijn, doch er moet tevens worden gezorgd, dat zij onder alle omstandigheden in stabiel uitwendig evenwicht verkeren. Vooral een waterdruk, van binnen uit, welke de bekleding van het dijklichaam zou kunnen afdrukken, kan ernstige gevaren opleveren.

Het leek daarom gewenst, de behandeling van dit stabiliteitsprobleem als afzonderlijk hoofdstuk II aan dit rapport toe te voegen.

De invloed van overstromend water op de stabiliteit
van een beloop.

§ 1. Afleiding van de evenwichtsvergelijking.

1. Zij de dikte van een waterlaag, welke stroomt over een oneindig lang beloop, dat een hoek α maakt met het horizontale vlak. Op vlakken in de grond, evenwijdig aan het beloop en gelegen op een afstand D daarvan, werken de volgende krachten:

- 1e. de waterdruk W, normaal op het vlak
- 2e. de korrelkracht K, normaal op het vlak
- 3e. de tangentiële wrijvingskracht F, waarvoor geldt:
 $F = K \cdot \tan \varphi_v$, waarin φ_v de optredende hoek van inwendige wrijving is
- 4e. de tangentiële kracht C, tengevolge van de haakweerstand of echte cohesie van de grond.

In de vlakken haaks op het beloop moet, ingevolge symmetrie overwegingen, bij een oneindig lang beloop de spanningsverdeling in ieder vlak gelijk zijn. Beschouwt men een blok grond en water, begrensd door twee dergelijke vlakken haaks op het beloop op onderlinge afstand L en verder begrensd door een vlak evenwijdig aan het beloop op diepte D, dan heffen de normaalkrachten op de twee eerstgenoemde vlakken elkaar op, terwijl de tangentiële krachten op die vlakken, (gelijk doch tegengesteld) een koppel vormen. De evenwichtsvoorwaarden langs het beloop en haaks op het beloop bevatten derhalve laatstgenoemde krachten niet.

Is G het gewicht van het beschouwde blok, dan luiden deze evenwichtsvoorwaarden:

$$G \cos \alpha = K + W$$

$$G \sin \alpha = K \tan \varphi_v + C$$

Elimineert men K, dan ontstaat de volgende betrekking:

$$G (\tan \varphi_v - \tan \alpha) = \frac{W \tan \varphi_v - C}{\cos \alpha} \quad \text{--- (1)}$$

Hierin is $G = (\gamma_w d + \gamma_g D) L$ en $C = c \cdot L$

waarin γ_w = het soortelijk gewicht van water

γ_g = het soortelijk gewicht van grond

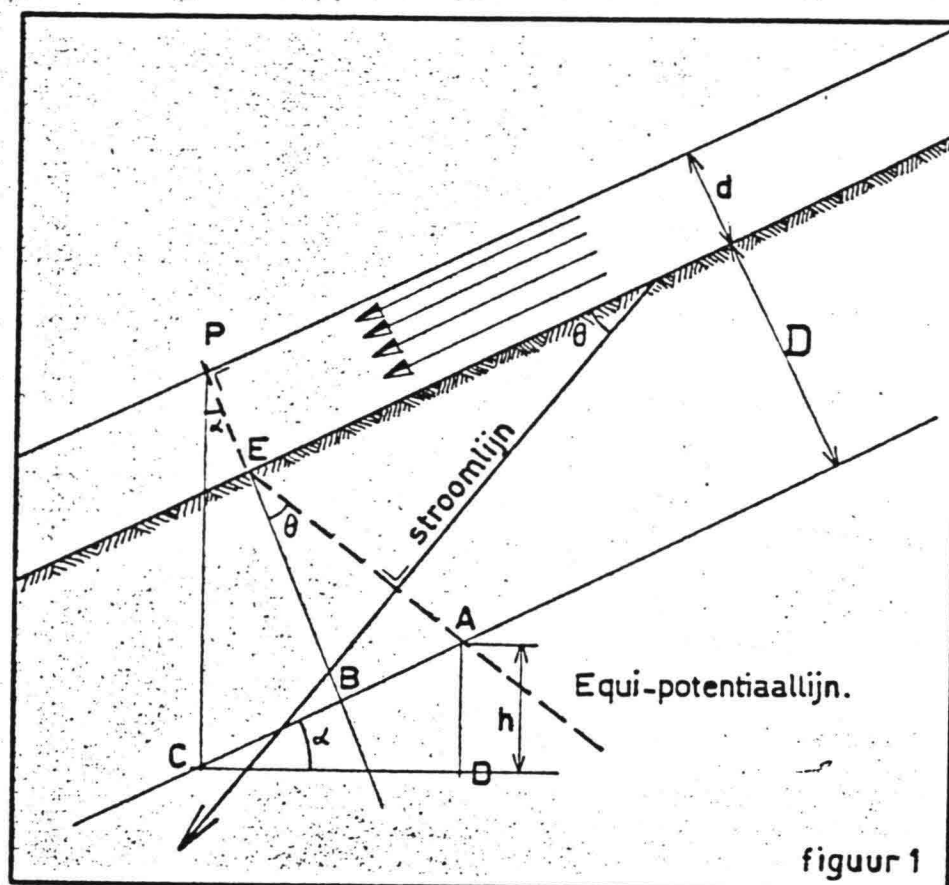
c = de haakweerstand.

Bij niet met water verzadigde grond is $W = 0$ zodat de betrekking (1) overgaat in:

$$\tan \varphi_v = \tan \alpha - \frac{c}{(\gamma_w d + \gamma_g D) \cos \alpha} \quad \text{--- (2)}$$

Uit deze vergelijking blijkt dat $\tan \varphi_v$ altijd kleiner moet zijn dan $\tan \alpha$. Een beloop kan dus niet door overstromend water tot bezwijken worden gebracht, indien wordt gezorgd dat de waterdruk $W = 0$. Met andere woorden:

een waterdicht afgedekt beloop kan niet door overstromend water tot afschuiving worden gebracht, hoe dik de overstromende laag water ook is.



Stilzwijgend is hierbij natuurlijk verondersteld, dat de waterdichte bekleding zelve erosiebestendig is

Indien het beloop niet van een waterdichte bekleding is voorzien zal een deel van het overstromende water in de grond dringen en daar aanleiding zijn tot het optreden van een grondwaterstroming, welke in het beschouwde vlak ter diepte D een waterdruk W zal opleveren. Beschouwt men het geval, dat de stroomlijnen van deze grondwaterstroming recht zijn en evenwijdig aan elkaar, en dat deze stroomlijnen een hoek θ maken met het beloop, dan kan de waterdruk W op diepte D als volgt worden berekend (zie hiervoor fig. 1).

In de overstromende laag d zijn de vlakken haaks op het beloop equipotentiaalvlakken. In de grond staan de equipotentiaalvlakken haaks op de stroomlijnen van het grondwater. Derhalve is de potentiaal ϕ in het punt A , gelijk aan die in het punt P , ofwel:

$$\phi_A = \phi_P$$

Kiest men het vlak CD als vergelijkingsvlak van de potentialen, dan is:

$$\phi_P = \phi_C = -\frac{d+D}{\cos \alpha}$$

Zij de waterdruk in A gelijk aan σ_w , dan is per defenitie van potentiaal

$$\phi_A = h + \frac{\sigma_w}{\gamma_w}$$

en dus

$$h + \frac{\sigma_w}{\gamma_w} = \frac{d+D}{\cos \alpha} \quad \dots \dots \dots (3)$$

Uit de figuur volgt, dat: $h = D \tan \theta \sin \alpha + (d+D) \tan \alpha \sin \alpha$

Ingevuld in (3) levert dit de betrekking,

$$\sigma_w = \gamma_w \left\{ (d+D) \cos \alpha - D \tan \theta \sin \alpha \right\}$$

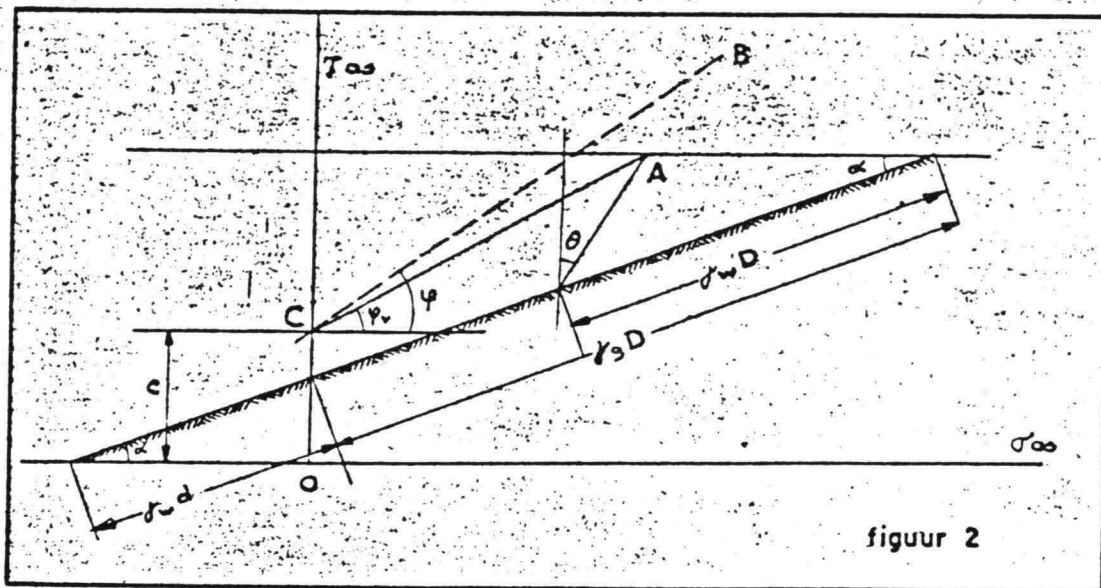
De evenwichtsvoorwaarde (1), kan nu, daar $W = L \cdot \sigma_w$, geschreven worden in de volgende vorm.

$$\tan \varphi_v = \frac{\frac{1}{D} \left(d - \frac{c}{\gamma_w \sin \alpha} \right) + \frac{\gamma_g}{\gamma_w} \tan \alpha}{\frac{\gamma_g}{\gamma_w} - (1 - \tan \alpha \cdot \tan \theta)} \tan \alpha \quad \dots \dots \dots (4)$$

a) Indien $d = \frac{c}{\gamma_w \sin \alpha}$ gaat de formule (4) over in:

$$\tan \varphi_v = \frac{\frac{\gamma_g}{\gamma_w}}{\frac{\gamma_g}{\gamma_w} - (1 - \tan \alpha \cdot \tan \theta)} \tan \alpha \quad \dots \dots \dots (5)$$

In dat geval blijkt dus de $\tan \varphi_v$, welke vereist is om het beloop in evenwicht te doen zijn, onafhankelijk te worden van de diepte D . Indien deze vereiste φ_v kleiner is dan de hoek van inwendige wrijving φ , welke de grond maximaal kan leveren, schuift het beloop nergens af. Is echter φ_v groter dan φ , dan schuift het beloop over oneindige diepte af.



b) Indien $d > \frac{c}{\gamma_w \sin \alpha}$, dan wordt, zoals uit (4) blijkt,

$\tan \varphi_v = \infty$ voor $D = 0$, terwijl er altijd een diepte $D = D_K$ bestaat, waarvoor juist geldt: $\tan \varphi_v = \tan \varphi$. Het beloop schuift dan dus af over de dikte D_K , waarvoor geldt,

$$D_K = \frac{d - d_K}{\frac{1}{\gamma_w} (\tan \varphi - \tan \alpha) - \tan \varphi (1 - \tan \theta \tan \alpha)} \tan \alpha \quad \text{--- (6)}$$

waarin $d_K = \frac{c}{\gamma_w \sin \alpha}$

c) Indien $d < d_K$, dan wordt $\tan \varphi_v$ negatief,

indien D kleiner wordt dan een bepaalde grenswaarde D_0 waarvoor geldt:

$$D_0 = \frac{\gamma_w}{\gamma_s} (d_K - d)$$

De grootste waarde, welke $\tan \varphi_v$ in dat geval kan bereiken, ontstaat bij $D = \infty$ en deze waarde is gelijk aan die volgens formule (5). Is deze waarde kleiner dan $\tan \varphi$, dan schuift het beloop nergens af.

Het voorgaande kan ook aanschouwelijk worden gemaakt in de vorm van een diagram van Mohr. Het diagram neemt de vorm aan als in figuur 2 is weergegeven. Wil er evenwicht zijn, dan moet het punt A beneden de lijn CB vallen.

Uit het voorgaande blijkt, dat er voor ieder niet-waterdicht afgedekt beloop een grenswaarde bestaat voor de dikte van de laag water, welke over het beloop stroomt, namelijk:

$$d_K = \frac{c}{\gamma_w \sin \alpha} \quad \text{--- (7)}$$

Is d groter dan deze grenswaarde d_K , dan wordt in de buitenste zone van het beloop de vereiste hoek van inwendige wrijving te groot ($\tan \varphi_v > \tan \varphi$), zodat het beloop over een bepaalde diepte D_K (gegeven door formule 6) afschuift. Deze grenswaarde d_K hangt uitsluitend af van de echte cohesie c en van de hellingshoek van het beloop.

Voor ieder niet-waterdicht afgedekt beloop bestaat er dus een kritische dikte van de over dat beloop afstromende waterlaag, waarbij het beloop gaat afschuiven.

Is de dikte van de overstromende laag kleiner dan of gelijk aan d_K , dan is voor het evenwicht van het beloop een hoek van inwendige wrijving φ_v vereist, volgens (5):

$$\tan \varphi_v = \frac{\frac{\gamma_s}{\gamma_w} - (1 - \tan \alpha \tan \theta)}{\tan \alpha} \tan \alpha$$

Behalve door γ_s en α , wordt deze φ_v beïnvloed door de grootte van de hoek θ . Indien het grondwater gevoed wordt uit het over het beloop stromende water, kan θ variëren tussen de waarden $\tan \theta = 0$ (stroming evenwijdig aan het beloop) en $\tan \theta = \frac{1}{\tan \alpha}$ (verticale stroming).

De verticale stroming levert de kleinste waarde voor φ_v op, namelijk: $\tan \varphi_v = \tan \alpha$. De evenwijdige stroming is het ongunstigste; hiervoor geldt:

$$\tan \varphi_v = \frac{\gamma_s}{\gamma_s - \gamma_w} \tan \alpha$$

hetgeen ten hoogste (namelijk voor $\eta = 2$) ongeveer de waarde $1,4 \cdot 10^{-2} \text{ cm}$ kan opleveren. Dit is tweemaal zo groot als de minimum waarde.

Het blijkt dus, dat de richting, waarin het grondwater stroomt, van grote invloed is op de stabiliteit van een beloop. Hoe kleiner θ is, des te gevaarlijker is de stroming.

Is er geen oorzaak, welke het water op zij dringt, dan treedt bij homogene grond de verticale stroming op, waarvoor

$$\frac{\partial \eta}{\partial x} = 1 \quad \text{en} \quad \frac{\partial \eta}{\partial y} = 0$$

Indien de stroming niet verticaal is, moet er een oorzaak zijn, welke het water van deze natuurlijke, verticale richting afdringt. Enkele van deze mogelijke oorzaken worden in de volgende paragraaf in het kort besproken.

§ 2. Afwikking van de verticale stroomrichting in het grondwater.

a. Een verhoging van de buitenwaterstand vóór de dijk doet extra water door het buitenbeloop naar binnen treden, waardoor het freatisch vlak in de dijk zal stijgen. Indien tevens water over de dijk stroomt zal door kruin en binnenbeloop eveneens water het dijkslichaam binnendringen. Na verloop van tijd zullen beide waterbewegingen elkaar ontmoeten, zodat dan het gehele dijkslichaam met stromend water is gevuld. Het stroombeeld, dat bij deze volledige doorstroming van het profiel ontstaat, vertoont in de nabijheid van het binnenbeloop stroomlijnen, welke over grote gedeelte evenwijdig of ongeveer evenwijdig aan het binnenbeloop kunnen zijn.

b. Is er, onmiddellijk onder het binnenbeloop een laag grond aanwezig, welke een aanmerkelijk grotere doorlatendheid bezit dan de dieper in de dijk aanwezige lagen, dan zal slechts een klein gedeelte van het door het binnenbeloop binnensromende water in de slecht doorlatende kern binnendringen. Het grootste deel van het water zal gedwongen worden af te stromen door de goed doorlatende laag. Dit betekent dus, dat in het geval van een moeilijk doorlatende kern, afgedekt door een goed-doorlatende buitenste schil, zich onmiddellijk een stromingsbeeld instelt, waarbij de stroomlijnen in de goeddoorlatende schil evenwijdig aan het binnenbeloop zullen zijn.

De vraag rijst, of dergelijke doorlatendheidsverschillen in werkelijkheid optreden en waardoor zij kunnen zijn veroorzaakt. Bij vele dijken constateert men, in de buitenste lagen van de dijk een structuur, aanvangende vrijwel onmiddellijk onder de eigenlijke graszode, welke het beste omschreven kan worden als een pakking van goed in elkaar sluitende, hard ingedroogde kluitjes of kluiten. In ernstige gevallen worden zelfs regelrechte zuilenpakkingen, pilaarstructuren en dergelijke aangetroffen, doch meestal treft men een grond aan, welke de indruk maakt, door droogte slechts intensief gescheurd te zijn. De diepere lagen van de dijk vertonen een dergelijke structuur meestal niet.

De veronderstelling schijnt aannemelijk, dat dergelijke grondgesteldheden onder de eigenlijke graszode veroorzaakt worden door het grasgewas, dat in zijn groeiperiode (voorjaar en zomer) op een dijksbeloop niet voldoende water kan bemachtigen en derhalve de grond "tot de laatste druppel uitzuigt". In de winterperiode kan het watertekort weer worden aangevuld, daar dan het gras vrijwel geen water voor

zijn groei nodig heeft. Het spreekt echter vanzelf, dat, indien de grond irreversibele eigenschappen bezit, de aanvoer van water in de winter het effect van de uitdroging in voorjaar en zomer nooit meer geheel te niet kan doen. In de loop der jaren ontstaat hierdoor in de buitenste lagen van een met gras begroeide dijk een blijvende structuurverandering. Hydrologisch beschouwd betekent dit, dat in de loop der jaren de buitenste lagen, juist onder de graszode, een veel grotere doorlatendheid zullen verkrijgen door het optreden van een dicht net van blijvende scheuren. In de diepere lagen, welke niet meer door de graswortels kunnen worden bereikt, treedt een dergelijke structuurverandering niet op, zodat daar de oorspronkelijke, geringe doorlatendheid gehandhaafd blijft. Een oorspronkelijk homogeen dijprofiel kan dus door natuurlijke oorzaken langzamerhand overgaan in een inhomogeen profiel, waarvan de buitenste lagen een veel grotere doorlatendheid bezitten dan de kern. Men zie overigens voor dergelijke structuurwetties litt.(1).

- c. Het is niet ondenkbaar, dat de lucht, welke in het binnenste van een dijk altijd wel aanwezig zal zijn, door de gezamenlijke werking van hoog buitenwater en over kruin en binnenbeloop stromend water, in het dijklichaam wordt opgesloten. Water, dat het dijkslichaam binnendringt door de kruin en de beide belopen, brengt deze ingesloten lucht onder druk, vooral indien dit water capillair wordt ingezogen. Omgekeerd zal echter de onder druk gekomen lucht de waterbeweging tegengaan. Dergelijke ingesloten lucht kan een stroombeeld van het grondwater veroorzaken, dat gelijkt op het hierboven onder b beschreven stroombeeld. Overigens blijft het een open vraag, of het dikwijls voorkomt, dat lucht wordt ingesloten en nergens gelegenheid heeft, naar buiten te ontwijken.

Ingesloten lucht als oorzaak voor een stroomrichting, afwijkend van de verticale, lijkt voorshands theoretisch mogelijk, doch niet erg waarschijnlijk.

- d. Iets dergelijks kan gezegd worden van de invloed van podsolering. Indien bepaalde stoffen door regenwater in oplossing komen, getransporteerd worden naar grotere diepte en aldaar neerslaan, is de mogelijkheid niet uitgesloten, dat op bepaalde diepte onder de graszode en evenwijdig daaraan een laag wordt gevormd, welke moeilijk tot zeer moeilijk doorlatend kan zijn. Een dergelijke laag zou inderdaad de toestroming van water naar de kern van de dijk vrijwel beletten en dus het binnendringend water dwingen af te stromen evenwijdig aan het beloop. Hoewel theoretisch mogelijk, schijnt het toch niet waarschijnlijk, dat een dergelijke laag zich inderdaad vormt. Voorzover bekend is iets dergelijks bij zeedijken nimmer geconstateerd.

§ 3. De tijdfaktor.

De grondwaterstroom en de daardoor veroorzaakte grondwaterdrukken, waarvan in § 1 werd aangetoond, dat zij onder bepaalde omstandigheden het beloop tot afschuiving kunnen brengen, zijn niet onmiddellijk, nadat water over het beloop gaat stromen, over de volle diepte aanwezig. Zij hebben tijd nodig

om tot ontwikkeling te komen. Deze tijd hangt in belangrijke mate af van de doorlatendheid en de graad van verzadiging der doorstroemde media.

Zij k de doorlatendheid en β de bergingscoëfficiënt, (d.i. de verhouding van het volume lucht tot het totale volume van de grond), dan is de snelheid v , waarmee een grondwaterfront zich door de grond voortbeweegt, gelijk aan

$$v = \frac{k}{\beta} i, \text{ waarin } i = \text{het potentiaalverhang.}$$

Is er een capillaire inzuiging I werkzaam, dan is het verhang bij verticale stroming

$$i = 1 + \frac{I}{D}, \text{ waarin } D \text{ de diepte is,}$$

waartoe het water is doorgedrongen. Aangezien $v = \frac{dD}{dt}$, ontstaat de differentiaalvergelijking:

$$\frac{dD}{dt} = \frac{k}{\beta} \left(1 + \frac{I}{D} \right)$$

Integratie van deze vergelijking en invullen van de beginvoorwaarde: $D = 0$ voor $t = 0$ levert

$$t = \frac{\beta}{k} \left\{ D - I \ln \left(\frac{D}{I} + 1 \right) \right\}$$

Men ziet, dat de tijd, nodig voor het doordringen tot een bepaalde diepte D , recht evenredig is met de factor β/k . Des te groter β en des te kleiner k is, des te trager speelt het verschijnsel zich af.

Men moet wel aanemen, dat in de periode, waarin stormvloed en meestal plegen op te treden, de grond door de winterregens vrijwel verzadigd met water zal zijn. De bergingscoëfficiënt β is dus klein; veiligheidshalve zal men hiervoor niet meer dan enkele percenten willen aan nemen.

Omtrent de doorlatendheid van de buitenste lagen van een dijklicham zijn zeer weinig exacte gegevens bekend. Veronderstelt men een grasnat, waarvan de doorlatendheid niet veel verschilt van die van de onderliggende bekledingslaag, (zavel) dan zou men voor een globale berekening naar orde van grootte, gens kunnen stellen

$$k = 10^{-4} \text{ cm per sec.}, \beta = 0,05 \text{ en } I = 0,50 \text{ m.}$$

Dan wordt de tijd t , waarin een diepte D wordt bereikt, aangegeven door onderstaande tabel,

	$D = 0,10$	$0,50$	$1,-$	$1,50$	$2,-$	$2,50 \text{ m}$
voor $I = 0,50$:	$t = 8$	125	375	660	1000	1300 minuten
voor $I = 0$:	$t = 84$	420	840	1260	1680	2100 minuten.

Deze cijfers zijn niet verontrustend; het duurt blijkbaar verscheiden uren, voordat de grondwaterstroming tot een diepte van een meter of meer is gevorderd. Er dient echter te worden bedacht, dat deze tijden omgekeerd evenredig zijn met de doorlatendheid.

Veelal wordt in de buitenste lagen van de dijk een kruimelstructuur of een kluitstructuur aangetroffen. Hoewel dergelijke structuren uit landbouwkundig oogpunt bezien, gunstig worden genoemd, daar zij een goede, zo niet optimale watervoorziening van het gewas medebrengen, zo blijkt toch uit het voorgaande, dat deze structuren voor de veiligheid van

de dijk fataal kunnen zijn. Men mag namelijk verwachten, dat het ontstaan van deze structuren de doorlatendheid van de grond gemiddeld honderden malen groter kan maken. Deelt men de tijden uit de voorgaande tabel eens door honderd, dan gaat de tabel er bepaald onverkwikkelijk uitzien. Een diepte van 2 m bijvoorbeeld, zou dan, in plaats van in 1000 minuten (d.i. meer dan een half etmaal) reeds zijn bereikt in 10 minuten. Dit wil dus zeggen, dat korte tijd nadat water over het beloop begint te stromen, de grondwaterstroming zich zodanig heeft uitgebreid, dat het afschuivingsgevaar acuut wordt.

Uit dergelijke, uiteraard globale beschouwingen blijkt duidelijk, dat de doorlatendheid van de bekledingslagen van een dijk en in engere zin dus de doorlatendheid van de grasmat, van de allergrootste betekenis zijn voor de veiligheid van de dijk. De doorlatendheid van de grasmat met onderliggende grond moet zo gering zijn, dat gedurende de tijd, waarin bij een hevige stormvloed de overslag van water over de dijk duurt, de verzadiging van de specie van de dijk slechts over een toelaatbare, geringe marge voortschrijdt.

§ 4. Uit het beloop uittredend water.

De formule, welke in § 1 werden ontwikkeld, kunnen door een kleine wijziging geschikt worden gemaakt voor een stabiliteitsberekening van een oneindig lang beloop onder invloed van uittredend water. Hiertoe dient aan $t_g(\theta)$ het tegengestelde teken te worden gegeven terwijl $d = 0$ gesteld mag worden. De formule voor de vereiste hoek van inwendige wrijving, φ_v , wordt dan:

$$t_g \varphi_v = - \frac{\frac{c}{r_w} - D \frac{r_w \sin \alpha}{1 + t_g \alpha \cdot t_g(\theta)}}{\frac{r_g}{r_w} - (1 + t_g \alpha \cdot t_g(\theta))} t_g \alpha \quad \text{--- (1)}$$

Beschouwen we in deze formule voordeerst eens D als de enige veranderlijke, dan blijkt, dat $t_g \varphi_v$ toeneemt met toenemende D . Voor $D = \frac{c}{r_w \sin \alpha}$ is $t_g \varphi_v = 0$, terwijl $t_g \varphi_v$ de

maximum waarde verkrijgt voor $D = \infty$.

Deze maximum waarde is

$$t_g \varphi_v = \frac{\frac{c}{r_w}}{\frac{r_g}{r_w} - (1 + t_g \alpha \cdot t_g(\theta))} t_g \alpha \quad \text{--- (2)}$$

Indien $C = 0$ (cohaesieloos materiaal) geldt deze maximum waarde voor iedere diepte D .

Wederom blijkt, dat φ_v in hoge mate afhankelijk is van de waarde van θ . Een extreme waarde, namelijk $t_g \varphi_v = \infty$ ontstaat indien $t_g(\theta) t_g \alpha = \frac{1}{r_w} - 1$. Is $t_g \alpha = 2 \frac{1}{r_w}$ dan

ontstaat deze extreme waarde bij $t_g \theta \cdot t_g(\theta) = 1$, dat wil zeggen bij een verhang $i = 1$ in het grondwater.

Uitstromend water blijkt dus gevaarlijker voor de stabiliteit van een beloop te zijn, dan instromend water.

Uit formule (1) blijkt, dat indien

$$D = D_0 = \frac{c}{\cos \alpha} : \frac{1}{\tan \varphi (1 + \tan \varphi \tan \alpha) - \tan \varphi \tan \alpha} \quad (3)$$

de voor het evenwicht vereiste wrijvingshoek juist gelijk is aan de hoek van inwendige wrijving. Voor $D < D_0$ is $\varphi_v < \varphi$. Bij grond met cohesie is er dus altijd een buitenste zone ter dikte D_0 , juist onder het beloop, waar de grond niet in een toestand van grensevenwicht verkeert x). Aangezien grond altijd wel enige cohesie bezit, mag dus de belangrijke conclusie worden getrokken, dat gebieden waarin rechtstreeks door een grondwaterstroming een toestand van grensevenwicht wordt veroorzaakt, nooit tot aan het oppervlak zullen reiken, of met andere woorden, dat het oppervlak en de onmiddellijk daaronder liggende lagen door de rechtstreekse werking van een grondwaterstroom niet in een toestand van grensevenwicht kunnen komen en derhalve in zichzelf stabiel zijn.

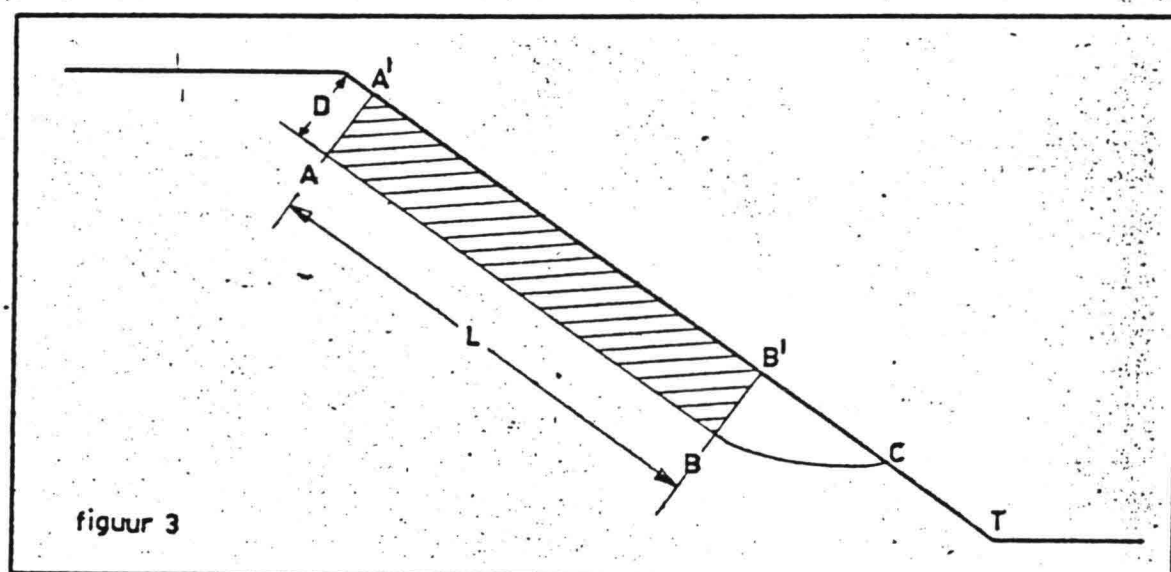
§ 5. Belopen van beïrensde lengte.

De formules, welke in het voorgaande voor oneindig lange belopen werden afgeleid, kunnen niet zonder meer worden gebruikt voor belopen van eindige lengte.

Bij oneindig lange belopen betekent het ontstaan van een toestand van grensevenwicht (nauwkeurig gezegd: het feit, dat in enig vlak evenwijdig aan het talud een wrijvingshoek φ_v voor het evenwicht is vereist, welke groter is dan de hoek van inwendige wrijving φ), dat er tevens een afschuiving moet optreden. Bij oneindig lange belopen is dus een grenstoestand van het evenwicht identiek met een afschuiving. Dit geldt niet voor eindige belopen. Indien in een eindig beloop ergens een gebied aanwezig is, waar de toestand van grensevenwicht heerst, betekent dit in het geheel niet, dat het beloop gaat afschuiven. Immers, een afschuiving treedt eerst op, indien er tenminste één glijdvlak bestaat, dat begint in een rand en ook eindigt in een rand, dus, kortweg gezegd, van rand tot rand loopt. In het algemeen dient dit onderzocht te worden door het construeren van het glijdvlakkenpatroon, waarvoor verder verwezen moge worden naar litt. no. 2 en 3.

Bij eindige belopen is het dus niet voldoende om aan te tonen, dat er gebieden zijn, waar de toestand van grensevenwicht heerst, doch er dient bovendien aangetoond te worden, dat er glijdvlakken bestaan, welke van rand tot rand lopen.

-
- x) D_0 wordt eerst nul, indien $\tan \alpha$ oneindig groot wordt, dus bij een uitstroming haaks op het beloop. Dan moet het beloop echter een equi-potentiaalvlak zijn. Onder een equi-potentiaalvlak wordt echter D_0 slechts nul, indien het verhang oneindig groot wordt.



Hetgeen hierboven in algemeene bewoordingen werd gesteld, kan op eenvoudige wijze duidelijk worden gemaakt aan de hand van het volgende, schematische geval. Zie hiervoor figuur 3. Verondersteld wordt, dat in het vlak op diepte D evenwijdig aan het beloop, over de afstand $A B$ de wrijvingshoek φ groter is dan de hoek van inwendige wrijving φ . Het gewicht G van het blok $A B B^1 A^1$ heeft een ontbondene evenwijdig aan het beloop en deze ontbondene kan op het vlak $A B$ niet volledig worden opgenomen. Er blijft van deze ontbondene dus een rest over, welke restkracht als extra normaalkracht op het vlak $B^1 B$ gaat werken. Hoe groter de afstand L is, des te groter wordt deze restkracht op $B B^1$. Bij steeds groter wordende L wordt deze restkracht tenslotte zo groot, dat hij gelijk wordt aan de passieve druk, welke in staat is de scheg $B B^1 C$ uit het beloop te drukken. Hoewel hier onder het beloop een toestand van grensevenwicht heerst, volgt er geen afschuiving en is dus het beloop stabiel, zolang de grootheid $\frac{L}{D}$ onder een bepaalde kritieke waarde blijft. De minimum waarde van D is D_0 (zie § 4), zodat er ook een minimum waarde voor L moet bestaan, waarvoor de kritieke waarde van $\frac{L}{D}$ wordt bereikt.

Men ziet hier dus gedemonstreerd, dat bij eindige belopen de relatieve "lengte" van het in toestand van grensevenwicht verkerende gebied van grote invloed is op de stabiliteit van het beloop. Tevens echter zal het duidelijk zijn, dat ook de plaats van dit gebied een belangrijke rol speelt. Indien namelijk het punt B^1 in de nabijheid van de Binnenteenlijn T valt, zal het punt C in de binnenbern terecht komen, zodat de scheg $B B^1 C$ groter wordt. Er is dan dus ook een grotere kracht nodig om deze scheg weg te drukken. Het geval is denkbaar dat, indien men voor L de lengte van het talud, van kruinlijn tot teenlijn gemeten, invoert, dat de verhouding $\frac{L}{D}$ nog niet de kritieke waarde bereikt. Hoewel over zijn gehele lengte in grensevenwicht verkerend, is dan het beloop niettemin stabiel.

De vraag kan rijzen, of men voor eindige belopen toch niet kan volstaan met de formules van oneindige belopen, indien men slechts de lagen nabij het oppervlak beschouwd. Immers, men kan toch zonder bezwaar de grootheid D in de formules willekeurig klein aannemen, zodat de verhouding $\frac{L}{D}$ zeer groot wordt en dus de verhouding bij een oneindig

talud gaat naderen. Inderdaad gaat een dergelijke redenering op voor rechte belopen en voor grond zonder cohesie. De vraag rijst echter, welke praktische waarde een dergelijke beschouwing heeft. Men toont dan eigenlijk niet anders aan, dan dat het taludoppervlak eventueel in grensevenwicht zou verkeren, want slechts indien $D = 0$ geldt de beschouwing ten volle. Er schuift dan dus een schil af ter dikte nul, hetgeen ook uitgedrukt kan worden door te zeggen dat er geen afschuiving optreedt. Mogelijk gelden de formules ook nog tot een bepaalde, beperkte diepte, althans bij rechte belopen, zonder cohesie en indien de afwijkingen van de stroomrichting op bedoelde diepte niet reeds een wijziging in de uitkomsten gaan geven. De formules van het oneindig beloop zijn namelijk mede afgeleid onder de veronderstelling, dat men met een rechthoekige stroomvel te doen heeft.

Er moge hier echter in herinnering worden gebracht, hetgeen gezegd werd in het laatste deel van § 4. Daar grond altijd wel enige cohesie bezit, is er altijd een bepaalde zone

onder het oppervlak, ter dikte D_0 , waar geen grenstoestand van evenwicht mogelijk is. Men kan dus de diepte D , welke men in beschouwing neemt, niet willekeurig klein maken, daar D_0 het minimum voorstelt. Men bedenke daarbij, dat de belopen van dijken zijn afgedekt met een grasmat en dat deze grasmat een zeer hoge cohesie heeft. Stellen we eens, dat $C = 1$ ton per m^2 , $\gamma_s = 2 \gamma_w$ en $\tan \phi = 1$ (dus verhang = 1) met uit-tredende stroming, dan is

$$D_0 = \frac{C}{\gamma_s \sin \alpha} \cdot \frac{1}{2 \tan \phi} = \frac{C}{2 \gamma_s \sin \alpha}$$

hetgeen voor $\alpha = 30^\circ$ een waarde oplevert van $D_0 = 1$ meter. Bij met een grasmat afgedekte belopen is dus de orde van grootte van D_0 van dien aard, dat aanpassing aan de formules voor het oneindig lange beloop door het willekeurig klein maken van D ten opzichte van L , niet meer mogelijk is. A fortiori gelden deze overwegingen voor belopen, welke niet meer recht zijn. Daar wordt namelijk de lengte L reeds klein, zodat een grote waarde van L_0 slechts door een buitengewoon

kleine waarde van D zou kunnen worden verkregen.

Uit het voorgaande volgt, dat men bij beschouwingen over de stabiliteit van de omgeving van de binnenteen geen gebruik mag maken van de formules voor het oneindig lange beloop. Men kan zelfs met behulp van deze formules niet meer beoordelen of er in de nabijheid van de binnenteen gebieden met grenstoestand van evenwicht optreden. De enige manier om de stabiliteit hier te beoordelen schijnt wel gelegen in toepassing van de constructie van glijdvlakken volgens de methode der karakteristieken (litt. no. 2 en 3).

Helaas levert deze methode geen algemene uitkomsten, zodat deze kwestie geval voor geval bekeken moet worden. Persoonlijk ben ik van mening dat men zich over de stabiliteit van de dijkteen bij oude en nieuwe dijken in Nederland niet ongerust behoeft te maken.

Het bezinken van de dijkteen door uitstromend water is vooreerst bij deze dijken vrijwel nimmer geconstateerd. Tevens geldt de overweging, dat bij berekening blijkt, dat de zogenaamde kwelzone nabij de dijkteen, zelfs als men aannemt, dat het polderwater op gelijke hoogte met de binnenberm staat, altijd betrekkelijk klein is. x)

x) Bij een dijk, welke 4 m water heeft en bestaat uit grond met $\gamma_s = 1.7$ en $\phi = 30^\circ$ ligt het uittreepunt (hoogste punt van de kwelzone) slechts 0,24 m (verticaal gemeten) boven de binnenberm. Dit geldt voor taludhellingen tussen 5° en 25° en bij de ongunstige veronderstelling, dat het polderwater ter hoogte van de binnenberm staat; een en ander voor de permanente stroontoestand (eindtoestand), welke, zoals bekend, bij zeedijken vrijwel nimmer wordt bereikt bij hoge buitenwaterstanden.

Het gedeelte, waar de uittredende stroomlijnen een enigermate gevaarlijke uittrechhoek hebben, is dus nog kleiner, zodat mocht zich hier een gebiedje van grenstoestand van evenwicht vormen, dit gebied toch te klein is, en tevens te diep weg ligt, om aanleiding te geven tot gevaarlijke glijdlijnen. Wil men echter met dergelijke globale overwegingen geen genoegen nemen, dan kan men voor ieder voorkomend geval het glijdlijnenpatroon construeren volgens de methode der karakteristieken.

Een andere vraag is, of men voor rechtlijnige, begrensde belopen in bepaalde gevallen niet volstaan kan met toepassing van de formules voor het oneindige beloop. Een grondwaterstroom, gevoed door over het beloop stromende water kan namelijk over een grote lengte van dit beloop ongeveer gelijkvormig, dus bij benadering rechtlijnig zijn, past men in dergelijke gevallen de formules voor het oneindige beloop toe, dan weet men, dat men eigenlijk te ongunstige uitkomsten mag verwachten, zodat een dergelijke methode als benadering weinig tegenspraak kan ontmoeten. Op deze wijze kan inderdaad veelal aangetoond worden, dat bepaalde gedeelten van de grond onder het beloop in een toestand van grensevenwicht verkeren, of deze toestand naderen, ofschoon de werkelijkheid gunstiger zal zijn dan de uitkomst van de berekening aangeeft.

De aandacht moge er hier echter nog eens op gevestigd worden, dat het feit, dat in een bepaald gebied onder het beloop de grenstoestand van evenwicht heerst, niets zegt ten aanzien van de stabiliteit van het beloop. Een grenstoestand van evenwicht is a priori niet gevaarlijk voor de stabiliteit. Wil men de stabiliteit van een beloop onderzoeken, dan dient men de glijdlijnen te construeren. De overweging, dat deze constructie slechts mogelijk is als men aannemt, dat in het gehele grondmassief de toestand van grensevenwicht heerst, geeft nog eens duidelijk aan, dat het optreden van grensevenwicht in een beperkt gebied geen invloed kan hebben op de veiligheid van de dijk ten aanzien van zijn stabiliteit.

Behalve ten aanzien van de (inwendige) spanningstoestand, heeft de eindigheid van een beloop ook nog invloed op de (uitwendige) belasting, waaraan een beloop met daarover lopend water wordt onderworpen. De volgende globale beschouwing moge hiervan een indruk geven.

Over de kruin van een dijk slaan bij stormvloed onregelmatige golven van water. Dit water stroomt, eveneens onregelmatig, langs het binnenbeloop naar omlaag. Van een constant langs het beloop afstromende laag water van constante dikte, zoals in § 1 werd verondersteld, is dus in werkelijkheid geen sprake. Zou men echter de werkelijkheid in zoverre mogen schematiseren, dat de onregelmatige golven, welke over de dijk slaan, worden vervangen door een constante stroom water, dan is het intermitterende probleem teruggebracht tot een overlaatprobleem.

Stel dat over de kruin een constante hoeveelheid water Q stroomt in een laag, welke boven het horizontale kruinvlak een dikte h heeft. In deze vrijwel horizontale stroming is het verhang gering. De hoeveelheid Q moet tevens langs het beloop afstromen, en daar het verhang langs het beloop veel groter is dan op de vlakke kruin, zal de hoeveelheid Q over het beloop afstromen met een laagdikte d , welke veel kleiner is dan h . In het bovenste gedeelte van het beloop moet de dikte van de afstromende laag echter een overgang vertonen van h tot d ,

daar het water door een extra verhang een versnelling moet verkrijgen. Deze overgang is niet scherp. Het blijkt dus, dat op het bovenste deel van het beloop, nabij de binnenkruinlijn, de dikte van de overstromende waterlaag beduidend groter moet zijn dan meer benedenwaarts. Meest tijdens een stormvloed, bij stijgende buitenwaterstand, de hoeveelheid water, welke over de dijk slaat, toe, dan zal in het bovenste deel van het binnenbeloop, en wel direct onder de kruinlijn, de voor de stabiliteit van het niet-waterdicht afgedekte beloop kritische dikte d_k van de waterlaag (zie § 1) veel eerder worden bereikt dan meer benedenwaarts op het beloop. Daarom zal de bovenste zone van het binnenbeloop reeds kunnen afschuiven op een tijdstip, waarop het beloop meer benedenwaarts nog ver van het kritische stadium is verwijderd.

Dit hydraulische randeffect nabij de binnenkruinlijn moet ook optreden, indien het water niet als bij een overlact over de kruin stroomt, doch in golven over de kruin slaat. Het is niet wel mogelijk, hiervoor een berekening op te zetten, doch de hierboven gegeven kwalitatieve uiteenzetting geeft een verduidelijking van het onder meer bij de stormramp van 1953 veelvuldig geconstateerde feit, dat de binnenbelopen in het bovenste deel waren vernield en in de lager gelegen delen niet of nauwelijks hadden geleden.

§ 6. De veiligheid van een dijk.

Een onderzoek naar de stabiliteit van een dijksconstructie is in wezen altijd een onderzoek naar de mogelijkheid van het optreden van schuifvlakken.

Een fraaie, hoewel vrij onslachtige methode van onderzoek is de constructie van glijdvlakken volgens de reeds meer genoemde methode der karakteristieken (litt. 2 en 3).

De constructie is slechts mogelijk indien er van wordt uitgegaan, dat in het gehele rondmassief de toestand van grensevenwicht heerst. Vindt men geen glijdlijnen, die van rand tot rand lopen, dan kan een afschuiving optreden en is de stabiliteit bij de onderzochte belastingstoestand verzekerd. Vindt men wel glijdlijnen, die van rand tot rand lopen, dan is afschuiving mogelijk, doch het is nog niet bewezen, dat de afschuiving ook zal optreden. Wil men dit bewijzen, dan dient men, strikt genomen, nog aan te tonen, dat de belasting ook werkelijk in staat is, in het in aanmerking komende gebied de aanvankelijk aangenomen grenstoestand van evenwicht op te roepen.

Zij Q de meest ongunstige belasting, waarop men een dijk berekent. Stel verder, dat een constructie der glijdlijnen uitwijst, dat deze belasting Q geen afschuiving kan veroorzaken. Nu is het mogelijk, een belasting ηQ (waarin $\eta > 1$) te vinden, waarbij juist afschuiving gaat optreden. Deze maximum belasting kan worden gevonden door het construeren van een serie glijdlijnpatronen, telkens voor een groter waarde van η . Het aldus gevonden maximum van η stelt een soort veiligheidscoëfficiënt van de constructie ten aanzien van de stabiliteit voor.

Uit de wijze, waarop deze η is bepaald, volgt, dat η niet beïnvloed wordt door de aanwezigheid van gebieden, waarin de grenstoestand van evenwicht heerste in een vroeger stadium. Immers, η is bepaald onder de aanname, dat in het gehele massief de grenstoestand van evenwicht heerst. Optre-

den van deze toestand in begrenzte gebieden is dus niet van invloed op de veiligheid van de constructie ten aanzien van de stabiliteit.

In de vorige paragraaf werd aangetoond, dat men, door de evenwichtsformules van het oneindige beloop toe te passen op een eindig beloop, ten hoogste zich een oordeel kan vormen in hoeverre er kans bestaat op het optreden van de grenstoestand van evenwicht in bepaalde gebieden. Het zal, in verband met het voorgaande, duidelijk zijn, dat men op deze wijze nimmer kan komen tot een beoordeling van de stabiliteit van de constructie, daar immers de aanwezigheid van dergelijke gebieden met grensevenwicht niet van invloed is op de veiligheid ten aanzien van de stabiliteit. De vraag rust dus, waarom men dan eigenlijk dergelijke gebieden van grensevenwicht zou gaan opsporen.

In de voorgaande beschouwingen werd echter de invloed van de vervormingen, welke in de grond kunnen optreden, niet in rekening gebracht. De vraag dient dus onder ogen te worden gezien of wellicht dergelijke vervormingen de veiligheid van de dijk als geheel nadelig zullen beïnvloeden. Dat dit inderdaad mogelijk is, nogge vooreerst worden gedemonstreerd aan het schematische geval, dat in § 5 werd behandeld (zie figuur 3 aldaar). Het bleek, dat de normaalkrachten op vlakken, haaks op het beloop, tengevolge van de stroomingsdruk toenemen, ingeval de grenstoestand van evenwicht is bereikt. Deze extra normaalspanningen veroorzaken een samendrukking van het blok A B B' A' in de richting evenwijdig aan het beloop, zodat het stuk A B korter zal worden. Indien er geen afschuiving optreedt, blijft het punt B op zijn plaats. Daar echter langs het vlak A B beweging mogelijk is (grenstoestand van evenwicht!) zal ingevolge de samendrukking het punt A langs A B dalen. Ergens bij A' zal er dientengevolge een scheur in het beloop optreden, welke door de aanwezigheid van cohesie open blijft staan.

Dergelijke langsscheuren in de nabijheid van de binnenkruinlijn zijn in 1953 bij vele dijken in het zuidwestelijke rampgebied geconstateerd.

Het is duidelijk, dat ter plaatse van de scheur de goed erosiebestendige grasmat verbroken wordt, zodat de ondergrond ter plaatse niet meer tegen erosie wordt beschermd. Overstromend water kan hier zijn aanval beginnen en de volledige verwoesting van de dijk is ingeleid. In dit geval bezwijkt de dijk dus niet door stabiliteitsverlies, doch door uitwoeling van de onbeschermd dijkspecie door overstromend water.

In het algemeen zal iedere belasting een vervorming van de constructie geven, zodat, strikt genomen, iedere belasting, dus iedere verandering in de spanningstoestand kan leiden tot beschadiging van het erosiewerend pantser van een dijk. Het is echter duidelijk, dat de vervormingen in een gebied, waar de grenstoestand van evenwicht heerst, aanmerkelijk groter zullen zijn, dan in gebieden, waar de spanningstoestand nog ver van deze grenstoestand is verwijderd, daar bij de grenstoestand van evenwicht plaatselijk overal afschuivingen optreden x).

x) Beschouwt men bijvoorbeeld een σ/γ -diagram, dan blijkt, dat voor waarden van de schuifspanning, welke liggen in de nabijheid van het grensevenwicht, de vervormingen overmatig gaan toenemen.

Het blijkt dus inderdaad zin te hebben, zich een denkbeeld te vormen over de mogelijkheid van het optreden van gebieden met grensevenwicht.

Het hangt in het algemeen af van de grootte en van de plaats van dergelijke gebieden, of er gevaar bestaat, dat er scheuren in de bekleding optreden. Is het gebied van geringe omvang en ligt het op een gunstige plaats, zoals bijvoorbeeld in de omgeving van de binnenteenlijn verwacht mag worden, dan zal van de geringe vervormingen nauwelijks enig nadeel worden ondervonden.

Betreft het echter gebieden van grote omvang, bijvoorbeeld zich uitstrekken onder het grootste gedeelte van het binnenbeloop, dan bestaat er, ook al is een directe afschuiving niet te verwachten, toch ernstig gevaar voor het optreden van scheuren in de bekleding.

Op grond van deze overwegingen komt men tot een criterium voor de helling van het binnenbeloop volgens de in § 1 afgeleide formules voor het oneindige beloop, hetgeen voor cohesieloze grond neerkomt op:

$$tg \alpha < \frac{\frac{r_0}{r_w} - 1}{\frac{r_0}{r_w} - tg \varphi \cdot tg \epsilon} \cdot tg \varphi$$

Dit criterium, dat even aan de veilige kant blijft (zie § 5), zegt niets omtrent de stabiliteit, doch wordt gehanteerd om ongewenste gevolgen van te grote vervormingen tegen te gaan.

Opgemerkt wordt, dat de hoek α niet a priori bekend is. Vreest men, dat, in verband met de samenstelling van het dijklichaam te eniger tijd een stroming evenwijdig aan het beloop kan optreden ($tg \theta = 0$) dan wordt de voorwaarde

$$tg \alpha < \frac{r_0 - r_w}{r_0} \cdot tg \varphi$$

Opgemerkt wordt, dat dit een zeer zware eis is. De taludhelling 1 : 3, welke de laatste tijd wel wordt aanbevolen, voldoet in het algemeen niet aan dit criterium.

Resumerende, kan over de veiligheid van een dijk tegen over de kruin stromend water het volgende worden gezegd.

1. Indien het dijklichaam niet waterdicht is afgedekt, kan geen absolute veiligheid tegen overstromend water worden verkregen. Zelfs indien de hellingshoek van het binnenbeloop voldoet aan het criterium:

$$tg \alpha < \frac{r_0 - r_w}{r_0} \cdot tg \varphi$$

kan toch de stroming van het grondwater onder het binnenbeloop nog dergelijke vervormingen veroorzaken, dat scheuren in de bekleding ontstaan, hoewel er geen grenstoestand van evenwicht optreedt. Dit gevaar bestaat vooral voor zeer lange binnenbelopen, dus bij hoge dijken.

2. Voor ieder niet-waterdicht afgedekt beloop bestaat er een bepaalde kritieke dikte van de over dat beloop afstromende laag water, waarbij het beloop bezwijkt. Van een oneindig lang beloop is deze uitsluitend afhankelijk van de cohesie van de grond en van de hellingshoek van het beloop.

3. De veiligheid kan aanzienlijk worden opgevoerd door de dichtheid van de bekleding te verhogen (de doorlatendheid zo gering mogelijk). Hierdoor wordt de tijdsduur, welke verloopt tussen het moment, waarop wateroverslag begint en het ogenblik, waarop de toestand van grensevenwicht tot gevaarlijke diepte is voortgeschreden, aanmerkelijk verlengd. Gezegd dient te worden, dat de geringe doorlatendheid van de bekleding (en van de direct daaronder liggende lagen) op den duur niet door structuurvorming verloren gaat.

4. Absolute veiligheid tegen overstromend water kan slechts verkregen worden door het dijklichaam te voorzien van een waterdichte bekleding. Hiervoor zal in het algemeen een asfaltbekleding in aanmerking komen, hoewel ook andere constructies denkbaar zijn.

Hoofdstuk II.Stabiliteit van waterdichte dijkbekledingen.§ 1. Inleiding.

Door verschillende oorzaken kan onder een waterdichte dijkbekleding een overdruk van het grondwater ontstaan. Zo kan tijdens een stormvloed het buitenwater over langere tijd op een abnormale hoogte blijven, waardoor het peil van het grondwater eveneens verhoogd wordt. Daalt tegen het einde van de stormvloed het buitenwater vrij snel, dan kan het grondwater deze snelle daling niet bijhouden; het blijft achter, waardoor een overdruk van water, van binnen uit, tegen de dijk-bekleding ontstaat.

Men kan zich ook het geval voorstellen, dat buitenwater en grondwater op gelijke hoogte staan. Een haalgolf, veroorzaakt door een voorbijvarend schip verlaagt de buitenwaterstand plaatselijk over korte tijd; het grondwater kan deze beweging niet zo snel volgen, zodat wederom, dit maal over zeer korte tijd, een overdruk ontstaat.

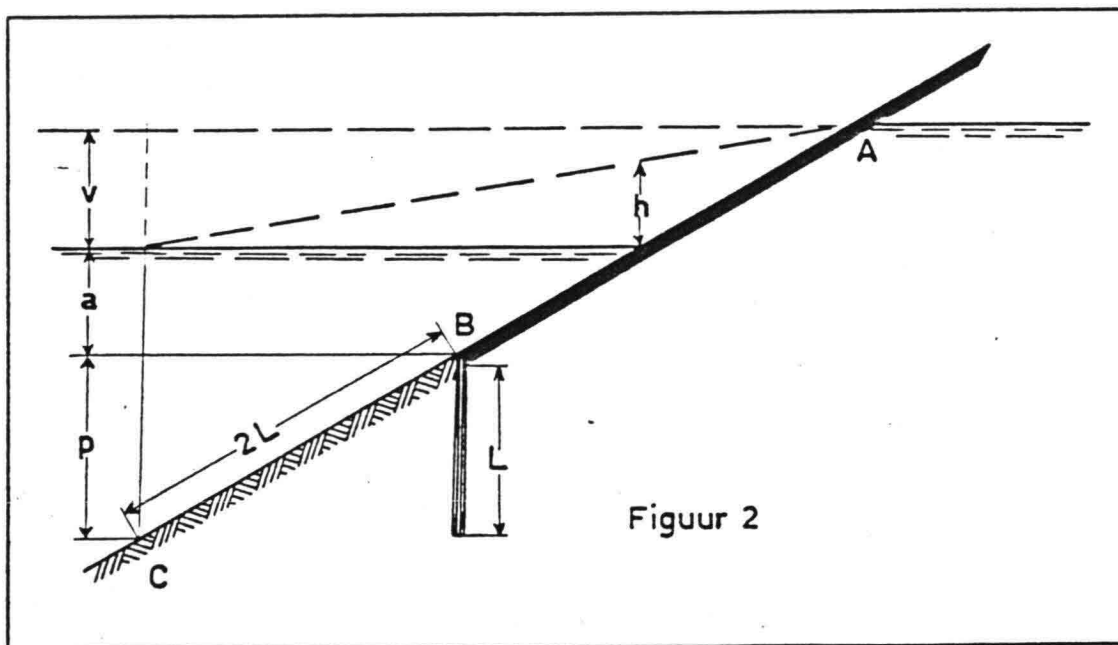
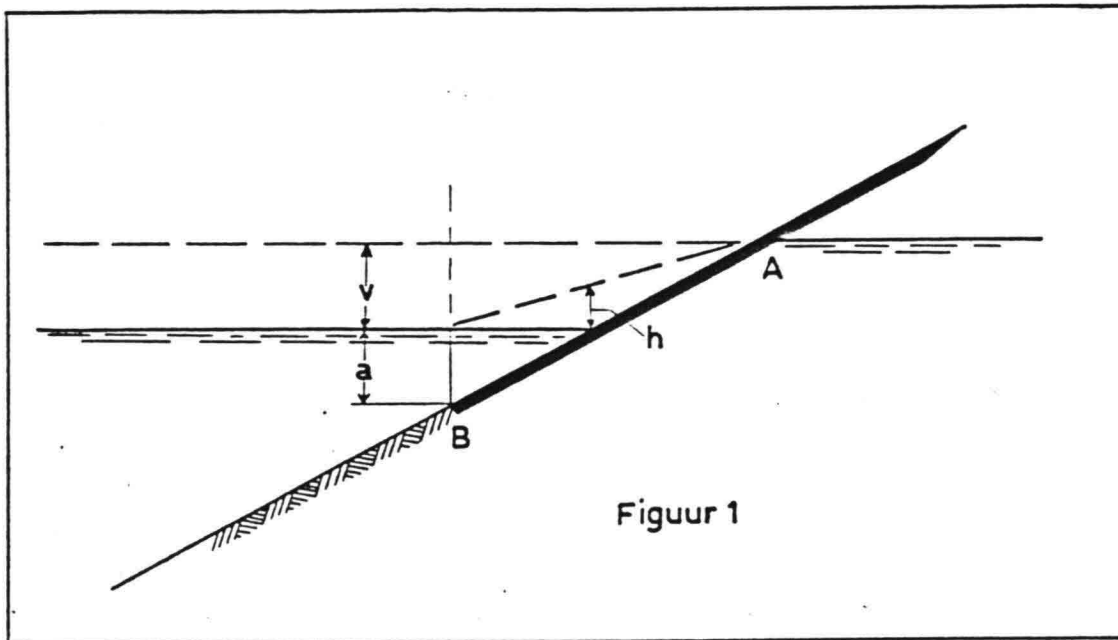
Voorts kan de bekleding van een binnenbeloop onder druk worden gezet door de kwelstroom door het dijklichaam. Deze kwelstroom zou zich, indien geen waterdichte bekleding aanwezig was, in het benedenste deel van het beloop een uitweg zoeken. Deze uitweg wordt door de waterdichte bekleding afgesloten en het grondwater zal dus een druk tegen de bekleding gaan uitoefenen.

Nog maar al te vaak worden deze drukken als statische waterdrukken opgevat. Men rekent dan, dat een hoogteverschil V tussen grondwater en buitenwater een driehoekige drukverdeling tegen de bekleding uitoefent, waarvan de grootste druk gelijk is aan V . Dit is echter alleen waar, indien het grondwater stilstaat. In verreweg de meeste gevallen echter stroomt het grondwater, en wel onder invloed van het hoogteverschil (potentiaalverschil) V . De grootste druk, welke bij deze stroming tegen de bekleding wordt uitgeoefend, is veel kleiner dan V . Theoretisch kan deze druk zelfs nul zijn.

§ 2. Waterdruk tegen de bekleding.

Het eenvoudigste stromingsgeval, dat zich overigens zeer goed leent voor een exacte berekening, ontstaat indien de grondwaterspiegel een horizontale plat vlak is en de bekledingsplaat aan het ondereinde niet is voorzien van een eindafsluiting.

In werkelijkheid zal dit eenvoudige stromingsgeval zich lang niet altijd voordoen. Zo zal bijvoorbeeld veelal het ondereinde van de bekleding voorzien worden van één of andere afsluitingsconstructie (bijvoorbeeld een damwandje aan de teen). Veelal zal, hoewel dit de meest ongunstige aanname in dit opzicht is, de grondwaterspiegel geen horizontaal plat vlak zijn. Hoewel voor al dergelijke gevallen aan de hand van de mathematische stromingsleer een exacte oplossing kan worden verkregen, lijkt het toch van voordeel een formule voor dit soort drukken op te stellen, welke bij benadering voor de verschillende, praktisch voorkomende gevallen geldt. Een der-



Dezelfde formule zal in de eerste plaats kunnen dienen, om het inzicht in het relatieve belang der diverse factoren te verkrijgen; zij is uiteraard minder geschikt om er bepaalde gevallen mede te berekenen; tenzij globaal.

Zij het hoogteverschil tussen grondwater en buitenwater gelijk aan V , terwijl het onderzinde van de bekleding op een diepte A onder de buitenwaterstand is gelegen, dan is, indien langs de onderzijde van de plaat een lineaire potentiaalverdeling wordt verondersteld, het maximum potentiaalverschil h ter hoogte van de buitenwaterstand (zie fig. 1):

$$h = \frac{a}{a+v} \cdot V \quad \dots \dots (1)$$

In het algemeen zal de potentiaalverdeling langs de onderzijde niet lineair zijn; de driehoekige drukfiguur, welke door rechte lijnen wordt begrensd, zal dus in 't algemeen vervangen moeten worden door een figuur, welke begrensd wordt door een bolle lijn. Noemen we de grootste opbolling van de gebogen lijn (welke ter plaatse van de buitenwaterspiegel optreedt) h_0 , dan wordt formule 1 tot:

$$h = \frac{a+h_0}{a+v} \cdot V \quad \dots \dots (2)$$

Deze h_0 kan bepaald worden door een exacte berekening; eveneens is het mogelijk, h_0 te bepalen uit een te tekenen vierkantenfiguur, waarbij de overweging dat voor $a = 0$ de formule overgaat in $h = h_0$ van nut kan zijn.

Indien aan het onderzinde van de plaat een damwand aanwezig is, zal deze damwand een uittreeweerstand p geven, waardoor de formule (2) overgaat in (zie figuur 2)

$$h = \frac{a+p+h_0}{a+p+v} \cdot V \quad \dots \dots (3)$$

Indien de potentiaalverdeling langs de damwand lineair is, geldt dat $p = 2L \sin \alpha$, waarin L de lengte van de damwand is en α de hellingshoek van het beloop.

In het algemeen kan men in formule (3) p beschouwen als een uittreeweerstand en h_0 als de faktor, welke de niet-lineaire potentiaalverdeling verdisconteert.

Het is duidelijk, dat h_0 beduidend kleiner moet zijn dan v . Derhalve is h kleiner dan v . Hoe kleiner voorts $a + p$ is, des te kleiner is de breuk $\frac{h}{v}$.

Voor binnenbelopen, waartegen in het algemeen geen buitenwater staat, is $a + p = 0$, zodat dan $h = h_0$. Bij dergelijke belopen wordt de druk onder tegen de bekleding dus uitsluitend veroorzaakt door het feit, dat de potentiaalverdeling niet lineair is; deze druk is dus tamelijk gering, zodat het gevaar, dat een bekleding op het binnenbeloop door de kwelstroom wordt afgedrukt, in 't algemeen niet groot is.

§ 3. Stabiliteit van een bekleding.

Men denke zich een theoretisch geval van een bekleding, bestaande uit losse blokjes, lang l , dik b , welke zodanig is samengesteld, dat de blokjes geen krachten en momenten op elkander kunnen overbrengen.

Zij de waterdruk onder tegen het blokje W_1 en aan de bovenzijde van het blokje W_2 , de korrelkracht onder tegen het blokje K , de wrijving tussen grond en blokje $K \tan \varphi$, en het gewicht van het blokje G , dan luiden de beide evenwichtsvoorwaarden, normaal op en evenwijdig aan het beloop (onder helling α):

$$G \sin \alpha = K \tan \varphi \quad (1)$$

$$G \cos \alpha = W_1 - W_2 + K \quad (2)$$

Eliminatie van K geeft:

$$W_1 - W_2 = \left(1 - \frac{\tan \alpha}{\tan \varphi}\right) G \cos \alpha \quad (3)$$

Zij het soortelijk gewicht van het blokje γ_b en dat van water γ_w , dan is $G = b \cdot l \cdot \gamma_b$ en $W_1 - W_2 = k \cdot l \cdot \gamma_w$, zodat

(3) overgaat in

$$k = \left(1 - \frac{\tan \alpha}{\tan \varphi}\right) \cdot b \cdot \frac{\gamma_b}{\gamma_w} \cos \alpha$$

Het is duidelijk, dat het blokje gaat schuiven indien

$$k > \left(1 - \frac{\tan \alpha}{\tan \varphi}\right) b \cdot \frac{\gamma_b}{\gamma_w} \cos \alpha \quad (4)$$

waarin φ = de hoek van inwendige wrijvingsweerstand van de grond.

Het blokje wordt dan nog niet opgelicht. Dit gebeurt eerst indien $K = 0$, dus indien (zie (2))

$$W_1 - W_2 > G \cos \alpha, \text{ ofwel:}$$

$$k > b \cdot \frac{\gamma_b}{\gamma_w} \cos \alpha \quad (5)$$

In werkelijkheid bestaan er geen blokjesbekledingen, waarvan de blokjes geen krachten en momenten op elkaar kunnen overbrengen. Een doorgaande bekleding (asfalt of beton) kan tot zekere grenzen dwarskrachten, langskrachten en momenten opnemen. Het is duidelijk, dat in een dergelijke bekleding eerst langskrachten gaan optreden, indien de waterdruk over zekere lengte de in vergelijking (4) genoemde waarde van h overschrijdt. Wordt de in vergelijking (5) aangegeven waarde van h overschreden, dan ontstaan naast deze langskrachten ook dwarskrachten en buigende momenten; de bekleding gaat de neiging vertonen om op te bollen.

Beschouwen wij het geval, dat de waterdruk nergens de in vergelijking (5) genoemde waarde overschrijdt, doch over een lengte x de waarde van vergelijking (4) wordt overschreden. Noemen we de overschrijding k_x dan is de langskracht in de bekleding, welke van deze overschrijding het gevolg is, te stellen op

$$T = \int_0^x \gamma_w k_x dx$$

Deze kracht T geeft in de bekleding aanleiding tot een normaalspanning $\sigma = \frac{T}{b}$ en deze spanning moet door de bekleding kunnen worden opgenomen. Behalve dat, moet de kracht T tevens op één of andere wijze op de ondergrond worden overgebracht. Indien de bekleding aan haar onderreinde gesteund wordt door een damwand of een rij perkoengalen, dan is deze

ondersteuningsconstructie wellicht in staat, de kracht T op te nemen. Wordt T aan de teen opgenomen, dan is de langskracht in de bekleding een drukkracht, zodat de bekleding aan bovendien nog op knik moet worden berekend.

Is er aan de onderzijde geen steun aanwezig, dan moet de kracht T in het bovenste deel der bekleding op de grond worden overgebracht. Het gedeelte, gelegen boven de grondwaterspiegel, heeft inderdaad schuifweerstand "over". Hier is $W_1 - W_2 = 0$, zodat de evenwichtsvoorwaarden worden:

$$T + G \sin \alpha = K T_g \varphi \quad \text{en} \quad G \cos \alpha = K$$

Eliminatie van K levert:

$$T = G \frac{T_g \varphi - T_g \alpha}{\cos \alpha}$$

Om deze kracht te kunnen opnemen is dus boven de grondwaterspiegel nog een lengte γ van de bekleding nodig, welke uit bovenstaande vergelijking volgt door invullen van $G = \gamma \cdot b \cdot \gamma_b$ men vindt dan:

$$\gamma = \frac{T}{\gamma_b} \frac{\cos \alpha}{T_g \varphi - T_g \alpha}$$

In werkelijkheid kan γ kleiner zijn dan deze waarde, daar ook ter weerszijden van het traject α nog een overmaat van schuifweerstand aanwezig is, welke in bovenstaande formule nog niet in rekening werd gebracht.

Een soortgelijke, ofschoon ietwat ingewikkelder berekening kan men ook opzetten voor het geval, dat h de waarde van vergelijking (5) overschrijdt. Een dergelijke berekening heeft echter weinig zin, daar men een bekleding in het algemeen niet zodanig zal ontwerpen (niet zo dun zal maken), dat zij momenten op moet nemen. Dit brengt namelijk onvermijdelijk een opbolling der bekleding met zich. Bij een betonbekleding zal deze opbolling nauwelijks merkbaar zijn; bij een asfaltbekleding echter is een opbolling al spoedig niet meer toelaatbaar. Er ontstaat dan namelijk een ruimte onder de bekleding, waardoor zandverplaatsingen kunnen optreden. Deze zandverplaatsingen beletten de bekleding, weder in zijn oude vorm terug te komen, zodat dergelijke te dunne bekledingen na verloop van tijd een rommelig, bultig aanzien verkrijgen. Vooral bij een asfaltbekleding kunnen uiteindelijk breuken en scheuren uit dozen hoofde optreden.

Men dient derhalve de voorwaarde (5) als een absolute grens voor h te beschouwen, waaruit voor de minimale dikte van de bekleding volgt:

$$b > \frac{\gamma_w}{\gamma_b} \frac{h}{\cos \alpha}$$

De breuk $\frac{\gamma_w}{\gamma_b} \frac{1}{\cos \alpha}$ heeft voor de practisch voorkomende

bekledingen en taludstellingen een waarde van ongeveer 0,5, waaruit de vuistregel volgt, dat de bekleding een minimale dikte moet hebben van de helft van de maximale wateroverdruk h .

Acht men het ongewenst, dat in de bekleding langskrachten optreden, dan geldt de voorwaarde (4), waaruit:

$$b = \frac{\gamma_w}{\gamma_b} \frac{h}{\cos \alpha} \frac{T_g \varphi}{T_g \varphi - T_g \alpha}$$

Dit is echter een tamelijk zware eis, welke in het algemeen tot aanzienlijke dikten van de bekleding aanleiding geeft

§ 4. Bepaling van de overdruk.

Wil men voor een gegeven constructie (bijvoorbeeld een ontwerp van een dijk) de waarde van de maximum overdruk kennen, dan dient men allereerst de maatgevende waarden van v en a te kennen.

Afgezien van enkele eenvoudige gevallen, zoals bijvoorbeeld een hooigolf, is het nauwelijks mogelijk deze waarden door berekening of door het tekenen van vierkanten netten te achterhalen; de randvoorwaarden voor de niet-permanente stroming in een dijklichaam zijn daartoe in het algemeen te ingewikkeld. De waarden van v en a zal men dus proefondervindelijk moeten bepalen; en dit kan het beste worden gedaan door proeven in een zogenaamde spleetmodel. In een dergelijk spleetmodel stroomt een visceus vloeistof in een "spleet" tussen twee evenwijdige platen. Verschillen in doorlatendheid worden in het model gerealiseerd door variatie van de spleetwijdte. Een dergelijk model leent zich bij uitstek voor de bestudering van niet-permanente stromingstoestanden van grondwater.

Een waarschuwend woord is misschien op zijn plaats tegen proeven, uitgevoerd in een model, dat is opgebouwd uit kerrelig materiaal, daar in dergelijke modellen de capillaire stijghoogte van het materiaal in het algemeen niet op model-schaal kan worden verkleind.

Zijn de waarden van v en a eenmaal bepaald, dan kan de waarde van de maximale overdruk worden gevonden door een berekening, terwijl men ook kan trachten, de potentiaalverdeling langs de onderzijde van de plaat te vinden door het tekenen van een vierkanten net.

Verwacht mag worden, dat na verloop van tijd, indien een aantal proefnemingen in spleetmodellen is verricht, daaruit enkele globale waarden voor h_0 en p uit formule (3) van § 2 kunnen worden afgeleid, waaraan men voor de praktijk voldoende heeft men komt dan wellicht tot een formule met enige coëfficiënten, welke langs empirische weg uit modelproeven zijn vastgesteld.

Opgemerkt moge nog worden, dat het niet uitgesloten is, dat de dikte van een bekleding, welke men op grond van de berekening tegen waterdrukken noodzakelijk acht, overtroffen wordt door de dikte, welke men op grond van andere overwegingen (bijvoorbeeld zuiver constructieve overwegingen) aan de bekleding wenst te geven.

Litteratuuroverzicht.

1. Dr. ir. A. Jongerius "Morfologische onderzoekingen over de Bodenstructuur". Verslagen van Landbouwkundige onderzoekingen, no. 63.12. 's-Gravenhage 1957.
2. Ir. G. de Josselin de Jong "Grafische bepaling van glijlijnpatronen in de Grondmechanica". "De Ingenieur" juli 1957.
3. Ir. G. de Josselin de Jong "Grafische Methode ter bepaling van glijlijnpatronen in grond met weinig samenhang". L.G.M.-mededelingen Deel II no. 2. Delft okt. 1957.
4. Ir. K. Joustra "Onderzoek naar de oorzaken van dijkbeschadigingen in zuidwest Nederland in 1953, alsmede gevolgtrekkingen ten aanzien van het verzwaren en bouwen van dijken". Rapport O-5825/O-5679 van het Laboratorium voor Grondmechanica. Delft, sept. 1956.