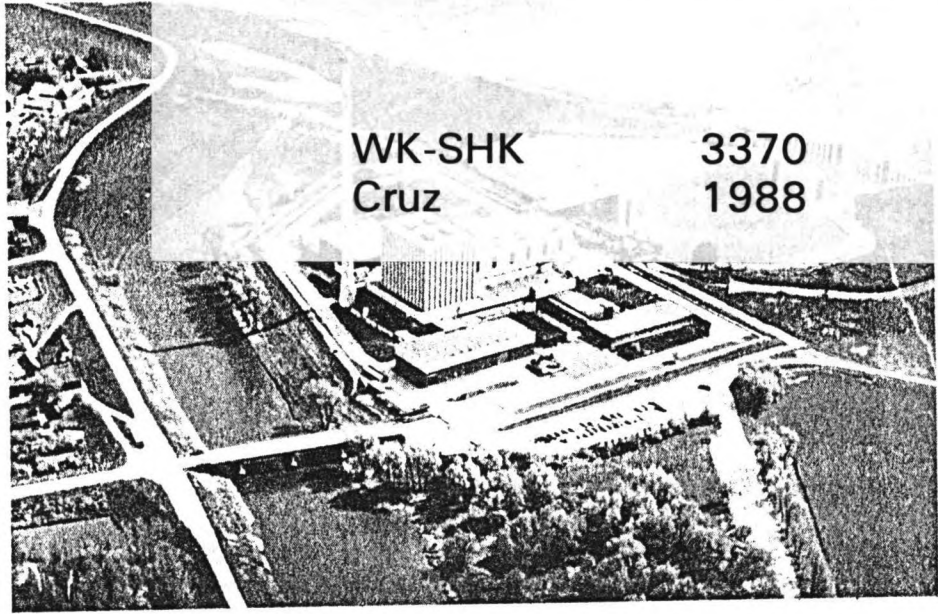


# DIJKVERBETERING

nabij

# DODEWAARD

g. cruz



OPEN DAMWAND

**TU Delft**

Technische Universiteit Delft

Faculteit der Civiele Techniek

Afstudeerverslag  
DEEL B

DIJVERBETERING nabij DODEWAARD  
OPENDAMWAND

door:

G. CRUZ

TU DELFT  
Faculteit der Civiele Techniek

afstudeerrichting: Algemene Civiele Techniek  
Hoogleraar: prof. ir. A. Glerum  
Begeleider: ir. G.J. Flórián

DELFT

oktober 1988

Overzicht v/h afstudeerwerk  
van dhr. G. Cruz

**DIJKVERBETERING nabij DODEWAARD**

DEEL A: VOORSTUDIE plus Bijlagen dl A.  
DEEL B: OPENDAMWAND plus Bijlagen dl B.  
DEEL C: BESLUITVORMING BIJ DIJKVERBETERINGEN  
IN GELDERLAND plus Bijlagen  
DEEL D: EVALUATIE

Hoogleraren: prof. ir. H.P.S. van Lohuizen  
prof. ir. A. Glerum  
prof. mr. J. Wessel  
Begeleiders: ir. W.H. Tutuarima, ir. G.J. Flórián  
mr. H.H.A. Teeuwen

TU DELFT  
Faculteit der Civiele Techniek

DELFT  
oktober 1988

## INHOUDS OPGAVE

VOORWOORD	ii
Hoofdstuk	blz
1 INLEIDING	
1.1 Motivatie	1
1.2 Probleemstelling	2
2 THEORETISCHE ACHTERGROND	
2.1 Inleiding	4
2.2 Glijvlakken	9
2.3 Horizontale gronddruk	15
3 RESULTATEN V/H ONDERZOEK	
3.1 Inleiding	31
3.2 Ontwerp-profiel	32
3.3 Stabiliteit v/h buitentalud	41
3.4 Dimensionering v/d damwand	49
4 UITVOERING EN KOSTENRAMING	66
5 CONCLUSIE	72

## VOORWOORD

Dit verslag maakt deel uit van het afstudeerwerk zoals dat voorgeschreven is voor het ingenieursexamen voor Civiel Ingenieur aan de Technische Universiteit Delft.

Aan dit verslag is een voorstudie naar de verbetering van de Waalbandijk bij Dodewaard (van de Dalwagenweg tot de Kerncentrale) vooraf gegaan. Daarnaast is er een deelstudie gewijd aan de besluitvorming bij dijkverbeteringen in de Provincie Gelderland.

Dit gedeelte van het afstudeerverslag zal zich richten op de punten welke aan de orde zijn geweest bij de conclusies van de voorstudie. Daarin werd gesteld dat het dijktraject langs Dodewaard nauwelijks ruimte laat voor andere oplossingen in grond dan die welke door het Polderdistrict zijn aangedragen. Desondanks is er bij de nadere analyse van de mogelijkheden in de voorstudie een oplossing naar voren gekomen die een aanknopingspunt biedt voor nadere uitwerking in dit verslag. Het betreft hier het toepassen van damwandelementen als grondkerende constructie in de dijk.

Het doel van deze constructie is het versterken van de dijk zonder al te grote ingrepen in het bestaande profiel. De voordelen die deze constructie biedt zijn;

1<sup>e</sup> het beperken van de ruimtebeslag, met direkt voordeel in het betreffende dijktraject dat de strang niet gedempt en/of hergraven behoeft te worden.

2<sup>e</sup> door de ingreep over een zeer beperkt gedeelte van het profiel uit te voeren, zal het talud vrijwel direkt de benodigde stabiliteit tegen erosie verkrijgen.

Beide punten hebben verder een gunstige uitwerking op de mogelijke schade aan de vegetatie en landschappelijke inpassing van het dijkverloop.

Als mogelijke nadelen van deze oplossing kunnen worden genoemd, de kosten (aanleg en onderhoud) en het onzekere gedrag

van de damwandelementen in de gebruiksfase, hetgeen een grotere mate van inspectie en een goed beheer zal vergen.

Om aansluiting te vinden bij de voorstudie is in bijlage 1 een situatieschets opgenomen met daarin de drie profielen zoals die door het polderdistrict langs het traject in uitvoering is genomen. In bijlage 2 is de principeschets van de variantoplossing zonder gebruikmaking van bermen, maar met behoud van het bestaande talud.

## Algemene Civiele Techniek

### Dijkverbetering nabij Dodewaard

Sinds eind jaren zestig worden er algemene rivierdijkverbeteringen uitgevoerd om in navolging van de wel bekende Delta-werken ook het rivierengebied tegen overstromingen te beschermen. De overstromingskans die thans wordt nagestreefd heeft een kans van overschrijden van eens in de 1250 jaar. In dit kader moest er voor de Waalbandijk nabij Dodewaard een verbeteringsplan worden opgesteld.

Allereerst werd een vooronderzoek gedaan naar de stand van zaken rond het bedoelde dijktraject en naar de problematiek van de verbeteringen in het algemeen.

Dit vooronderzoek gaf aanleiding om een deelstudie te wijden aan de besluitvormingsprocedure in Provincie Gelderland en de rol van de Coördinatie Commissie bij de inspraak.

Om de ruimtebeslag van de verbetering te beperken en tegemoet te kunnen komen aan de landschappelijke en natuurwetenschappelijke belangen, is er een variant-oplossing voor de plannen van het Polderdistrict Betuwe nader onderzocht. In de variant oplossing wordt voorgesteld om gebruik te maken van een grondkerende constructie van damwandplanken in het buitentalud van de dijk als alternatief voor een op te werpen steunberm aan de teen van de dijk. De technische en financiële haalbaarheid vormden de kern van het vervolg onderzoek.

### Conclusies

Aan de besluitvormingsprocedure en met name de inspraak van de gewone burger is in de Provincie Gelderland sedert het begin van de dijkverbeteringen veel ten goede veranderd.

Door het bestaan van de Coördinatie Commissie zijn de Polderdistricten er toe overgegaan om de niet-waterstaatkundige belangen beter tot hun recht te laten komen. Het bestaan van de Coördinatie Commissie verhindert echter niet dat er lang-slepende conflicten kunnen ontstaan over enkele verbeteringsplannen.

De conclusie betreffende de toepassing van een grondkerende constructie in de dijk is niet eenduidig. Technisch kan dit alternatief zeer goed toepassing vinden. Financieel gezien hangt de toepassing sterk af van de kosten van de mogelijke alternatieven. Voor het dijktraject bij Dodewaard is de toepassing van de grondkering over een beperkt gedeelte van het traject wel haalbaar. Voor een ander gedeelte van het traject is de haalbaarheid afhankelijk van de waarde die men aan landschappelijke en natuurwetenschappelijke belangen kan en wil toekennen.

Afstudeerder: G. Cruz

Hoogleraren: prof. ir. H.P.S. van Lohuizen  
prof. ir. A. Glerum  
prof. mr. J. Wessel

Begeleiders: ir. W.H. Tutuarima, ir. G.J. Flórian  
mr. H.H.A. Teeuwen

## HOOFDSTUK 1.

### INLEIDING

#### 1.1. Motivatie

Uit de voorstudie en het gedeelte omtrent de besluitvorming bij dijkverbeteringen in de Provincie Gelderland blijkt duidelijk dat de dijkverbeteringen niet louter en alleen een Civiel Technische aangelegenheid betreft. Er behoort een goede coördinatie en overleg situatie te bestaan tussen de verschillende discipline's en instanties, om alle bij de dijkverbeteringen betrokken belangen voldoende tot hun recht te laten komen.

De rode draad in de conclusies van de Commissie Rivierdijken wordt gevormd door de aanbeveling om waar nodig uitgekiende ontwerpen toe te passen om bovenvermeld doel te kunnen verwezenlijken. Het een en ander vereist vooral van de ontwerper een grote mate van creativiteit om geen gelegenheid, dat zou kunnen leiden tot een uitgekiend ontwerp, onbenut te laten. Nogmaals zei er op gewezen dat bij een uitgekiend ontwerp het toepassen van bijzondere constructies geen doel op zich moet vormen. Een uitgekiend ontwerp is veeleer een weloverwogen oplossing waarbij zonder afbreuk te doen aan de veiligheid rekening is gehouden met alle in het geding zijnde belangen.

In dit kader biedt de voorgestelde uitwerking van de variant-oplossing met gebruikmaking van damwandplanken een goede gelegenheid om een steentje bij te dragen aan het aftasten van de mogelijkheden op dit terrein.

In de praktijk worden bij het genereren van alternatieven sommige oplossingen op grond van de praktijkervaring van de betrokkenen en anderzijds op grond van eenvoudige vuistregels beoordeeld. In de praktijk is dit principe noodzakelijk en bijna altijd terecht. Men dient immers het mogelijke resultaat



van nader onderzoek af te wegen tegen de inspanning zowel in geld als tijd uitgedrukt, die nodig zal zijn voor dat onderzoek.

In omstandigheden waarbij niet de uitkomst van dat onderzoek maar juist de inhoud ervan op de eerste plaats komt, is het echter wel verantwoord om zo'n nader onderzoek te plegen. Een van die omstandigheden waar dat het geval is, is nu juist die van een afstudeeropdracht zoals die hier aan de orde is. Een omstandigheid die zich in de praktijk kan voordoen is eveneens denkbaar. In de procedure van overleg en goedkeuring kan het voorkomen dat één of meerdere betrokkenen aandringen op nader onderzoek van een soortgelijke oplossing zoals die hier wordt voorgesteld. Dit kan na veel overleg uiteindelijk leiden tot een opdracht aan een adviseur zo'n onderzoek te plegen. Het kader van deze afstudeeropdracht is dan enigszins vergelijkbaar met de positie van die adviseur.

## 1.2. Probleemstelling

Het hier betreffende dijktraject wordt goeddeels gekenmerkt door de strang en aanverwante elementen die aan de teen van de dijk liggen. Mede omdat het buitentalud onvoldoende stabiel is en alle andere belangen afwegend, is er door het Polderdistrict gekozen voor een oplossing waarbij in grote lijnen een berm wordt opgeworpen in de strang en het bovenste gedeelte van het talud wordt vervolgens al dan niet aangepast. Afhankelijk van het dijkvak is er onderscheid gemaakt in de noodzakelijke breedte van de berm, aldus is er een smalle berm van ca. 5m en een brede berm van ca. 15m. Door de keuze voor een brede berm is het noodzakelijk om de strang te hergraven, om de afvoercapaciteit van de rivier bij hoogwater niet ernstig te doen verminderen. Aan de bezwaren van landschappelijke, historische en botanische aard wordt hiermee nog niet geheel tegemoet gekomen.

Om te voorkomen dat in het ontwerp gebruik moet worden gemaakt van een berm om de stabiliteit te vergroten, wordt hier voorgesteld om te onderzoeken of gebruik gemaakt kan worden van damwandelementen, zodanig dat de stabiliteit alsnog verzekerd is. Uitgaande van het meest kritieke glijvlak van het bestaande talud zonder aanpassing, moet de constructie zodanig worden ontworpen dat er een ander glijvlak buiten de constructie ontstaat die de stabiliteit wèl voldoende waarborgt. Voorwaarde voor de juistheid hiervan is dat de constructie op zich stabiel is.

De opbouw van dit verslag ziet er dan als volgt uit. In hoofdstuk 2 worden allereerst de theoretische achtergronden van glijvlakberekeningen en het bepalen van horizontale gronddrukken uit de doeken gedaan alvorens in hoofdstuk 3 gericht tot toepassing van deze berekeningsmethoden wordt overgegaan.

In hoofdstuk 3 worden de berekeningsresultaten gepresenteerd die nodig zijn om aan de gestelde eisen te kunnen voldoen.

In hoofdstuk 4 wordt kort ingegaan op de uitvoeringsaspecten en tevens wordt er een kostenraming en vergelijking gemaakt tussen de in uitvoering genomen oplossing met de berm en de onderzochte variant met toepassing van damwand elementen.

In hoofdstuk 5 worden tot slot de conclusies gegeven die getrokken kunnen worden uit dit onderzoek.

-----

## HOOFDSTUK 2.

### THEORETISCHE ACHTERGROND

#### 2.1. Inleiding

In dit hoofdstuk worden in twee paragrafen achtereenvolgens de theoretische achtergrond van glijvlak-berekeningen en de methode om horizontale gronddrukken te bepalen uit de doeken gedaan.

#### Wat is grond?

Grond is een verzameling van vaste materiaaldeeltjes, gemakshalve korrels genaamd en ontstaan door verwerking van gesteenten in de natuur. Deze korrels vertonen doorgaans geen of weinig samenhang. De tussenruimte van de korrels (poriën) kunnen vervolgens gevuld zijn met een vloeistof (meestal water) en/of een gas (lucht).

Uit deze definitie van grond kan men concluderen dat de theorieën van de grondmechanica zich niet hoeven te beperken tot het (natuurlijk) materiaal grond, doch, eventueel met enige aanpassing, ook van toepassing kunnen zijn op andersoortig loskorrelig materiaal zoals granulaten, puin, ertsen, granen, poeders en dergelijke.

Analoog aan de eigenschappen van andere materialen wordt ook aan grond parameters toegekend om het systeem van evenwicht en vervorming te kunnen beschrijven. Deze parameters zoals de beddingsconstante, hoek van inwendige wrijving, de cohesie e.d. zijn per grondsoort karakteristiek en zijn lang niet allemaal eenvoudig te bepalen.

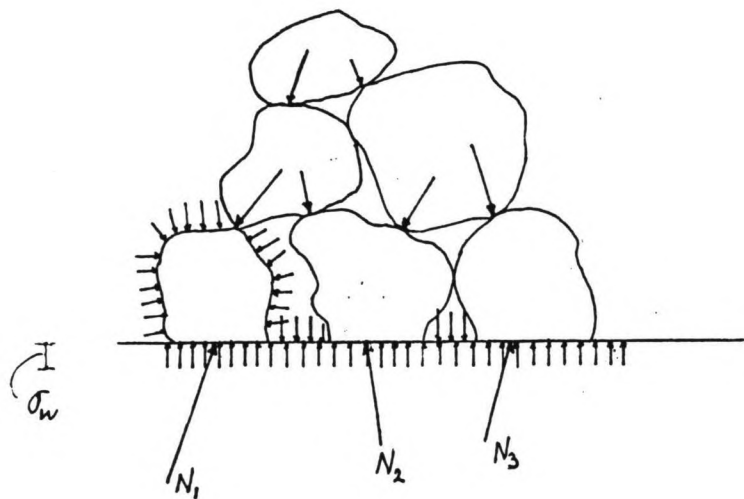
## rekenmodel

Net zoals elders in de natuurkunde steeds gebruik wordt gemaakt van fysische rekenmodellen, die de werkelijkheid zo goed mogelijk benaderen, om de processen te beschrijven en te analyseren, wordt ook in de grondmechanica gebruik gemaakt van dergelijke modellen. Het opstellen van deze rekenmodellen is in de grondmechanica een gecompliceerde aangelegenheid, hetgeen ook moge blijken uit het feit dat de grondmechanica pas aan het begin van deze eeuw tot bloei is gekomen. Dat het moeilijk is om deze modellen op te stellen is niet in de laatste plaats te wijten aan het feit dat men steeds te maken heeft met een materiaal van steeds wisselende samenstelling en daardoor wisselend van eigenschappen. Om de rekenmodellen bruikbaar te houden worden er dan steeds veronderstellingen gedaan omtrent samenstelling en eigenschappen van het materiaal. De meest bekende veronderstelling hierbij is dat het materiaal homogeen van samenstelling is. Andere vereenvoudigingen die aangebracht kunnen worden zijn die van rekentechnische aard. Naar gelang de beschikbaarheid van kennis en rekenapparatuur zal men meer of minder bekende grootheden in het model willen of kunnen meenemen. Een goed voorbeeld hiervan is het beperken van de driedimensionale ruimte tot het platte vlak met slechts twee dimensies.

Rekening houdend met deze korte opmerkingen omtrent de rekenmodellen, dient men dan ook voorzichtig te zijn bij het interpreteren van grondmechanische berekeningen door deze beperkingen en veronderstellingen steeds goed voor ogen te houden en zo nodig bij te stellen. De praktijk van de grondmechanica zal dan hiertoe een belangrijke bijdrage kunnen leveren. De berekeningen die uitgevoerd zijn volgens een bepaald model worden dan getoetst met in de praktijk opgedane ervaringen. Een duidelijk voorbeeld van deze toetsing is het vaststellen van de te hanteren stabiliteits- coëfficiënt bij glijvlak berekeningen.

sterkte

Onder invloed van de zwaartekracht en de uitwendige belastingen, zal er in een willekeurige rechte doorsnede van een grondlichaam een bepaalde spanning heersen. Zoals gebruikelijk kan deze spanning opgevat worden als een samenstelling van twee componenten met verschillende richtingen. Eén van die componenten is de grondspanning  $\sigma_{gr}$  werkend loodrecht op de doorsnede en de andere component is de z.g. schuifspanning  $\tau$  werkend evenwijdig aan de doorsnede.



Beschouwen we de doorsnede meer in detail dan zien we dat de doorsnede minstens twee verschillende materialen (verschillend in fase toestand) doorsnijdt; n.l. voor een deel door de korrels en voor een ander deel de vloeistof of gas. Ieder van deze materialen neemt dus een bepaald gedeelte van de grondspanning  $\sigma_{gr}$  voor zijn rekening, terwijl de schuifspanning  $\tau$  alleen door de korrels overgebracht kan worden. In formule vorm is de grondspanning  $\sigma_{gr}$  dan voor te stellen als de som

van de korrelspanning  $\sigma_k$  en vloeistofspanning (water)  $\sigma_w$  en de gasspanning (lucht)  $\sigma_l$ .

$$\sigma_{gr} = \sigma_k + \sigma_w + \sigma_l$$

In de praktijk is  $\sigma_l$  meestal gelijk aan de atmosferische luchtdruk waardoor deze kan vervallen in de formule.

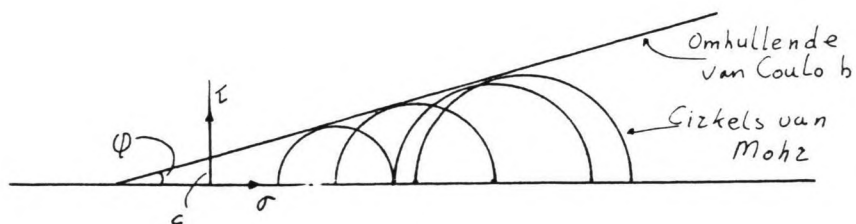
Verder is er aan de formule te zien, dat als er in een bepaalde doorsnede de  $\sigma_w$  stijgt de  $\sigma_k$  zal moeten afnemen. De korrelspanning  $\sigma_k$  zal echter nooit een negatieve waarde kunnen aannemen. Op het moment dat de korrelspanning nul is geworden worden de normaalspanning geheel door de vloeistofdruk opgenomen.

Afhankelijk van de omstandigheid waarin een grondlichaam zich bevindt, zal er in een willekeurig punt van dat lichaam een bepaalde spanningstoestand heersen. Is deze spanningstoestand bekend, dan kan men deze grafisch voorstellen door de zogenaamde spanningscirkel van Mohr, waarbij het middelpunt van de cirkel zich op de normaalspanningsas zal bevinden. De spanningstoestand voor de schuifspanning in verhouding tot de korrelspanning is evenwel begrensd. Deze grens werd in 1772 voor het eerst door Coulomb in essentie als volgt geformuleerd; de maximale schuifsterkte  $\tau_{max}$  in een willekeurig georiënteerd vlakje, is gelijk aan de som van de cohesie en het produkt van de korrelspanning en een inwendige wrijvingscoëfficiënt.

$$\tau_{max} = c + \sigma_k * \text{tg}\phi$$

Deze begrenzing van de schuifspanning levert de zogenaamde omhullende van Coulomb voor de spanningscirkels van Mohr in het  $\sigma$ - $\tau$  diagram.

Deze omschrijving van de sterkte van grond is de meest fundamentele regel van de grondmechanica.

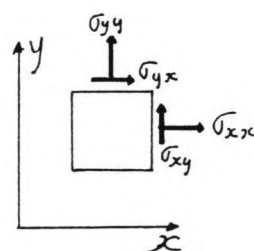


Om nu een mechanisch zinvol oordeel te kunnen geven omtrent een grondlichaam, al of niet met daarop of daarin een constructie, zou het dan wenselijk zijn om de spanningsstoestand in alle punten van het lichaam te kennen. Het probleem is juist dat men lang niet altijd in staat is om dit goed te beschrijven. Het enige wat men wel kan stellen is dat de spanningsverdeling in ieder geval een evenwichtssysteem zal moeten vormen. Analytisch betekent dit gegeven dat er aan een aantal evenwichtsvergelijkingen moet worden voldaan. Door het evenwicht van een elementair vierkantje in de twee dimensionale ruimte te beschrijven, krijgt men de volgende drie vergelijkingen waarin de vier spanningscomponenten onbekenden zijn.

$$\frac{\delta \sigma_{xx}}{\delta x} + \frac{\delta \sigma_{yx}}{\delta y} + k_x = 0$$

$$\frac{\delta \sigma_{xy}}{\delta x} + \frac{\delta \sigma_{yy}}{\delta y} + k_y = 0$$

$$\sigma_{xy} = \sigma_{yx} = 0$$



Dit houdt in dat er geen eenduidig spanningsverdeling is te formuleren die aan het evenwicht voldoet.

In werkelijkheid zal voor een bepaald geval echter slechts

één verdeling de juiste kunnen zijn. Welke verdeling deze moet zijn is vrijwel onmogelijk vast te stellen.

Om dit probleem te omzeilen is het in de praktijk dan noodzakelijk om de uiterste grenzen van het evenwicht zien te vinden, zodanig dat de constructie weerstand kan bieden aan de meest ongunstige situatie. In de bezwijkanalyse neemt men dan een bepaald bezwijkmechanisme aan en beschouwt het evenwicht van het geheel, waarbij het materiaal over een bepaald gebied in de uiterste toestand wordt verondersteld. Deze methode wordt in de grondmechanica onder meer gebruikt bij het bepalen van de zogenaamde glijvlakken en de horizontale grond-drukken uit een bekend veronderstelde verticale spanningsverdeling. De glijvlak methode werd al in het allereerste begin toegepast door Coulomb om de belasting van keermuren door een grondmassief te bepalen.

## 2.2. Glijvlakken

De glijvak-methode is zoals gezegd zo oud als de grondmechanica zelf. Bij deze methode gaan we er van uit dat er in een aaneengesloten gebied, "het glijvlak", de grondweerstand uitgeput is, zodat een deel van de grond langs dit vlak zal kunnen afglijden. De juiste vorm van dit glijvlak wordt door de grond zelfbepaald en is niet eerder bekend dan nadat de grond daadwerkelijk is bezweken. Vanwege de onbekendheid van het glijvlak moeten we een aanname doen aangaande de vorm van het glijvlak en wel zodanig dat deze vorm een kinematisch toelaatbare verplaatsing niet verhindert. Coulomb maakte in zijn berekeningen gebruik van rechte glijvlakken zeer waarschijnlijk omdat deze de meest eenvoudige en snelle oplossingen oplevert. Naarmate de methode van rechte glijvlakken in de praktijk op uit te voeren constructies werd toegepast en deze met experimenten werden geverifieerd, kwam men langzamerhand tot het besef dat rechte glijvlakken een overschatting van het weerstandsvermogen van de grond inhoud. Vermoedde



Coulomb zelf al dat het werkelijke glijvlak wellicht een gebogen vorm zou moeten hebben, het is Fellenius die pas in 1936 voorstelde om de vorm van het glijvlak door cirkels te benaderen.

Door het benaderen van het glijvlak door een cirkel wordt het rekenwerk nog betrekkelijk eenvoudig gehouden en wordt de in de praktijk waargenomen bezwijkvormen goed benaderd. Tot nu toe is deze benadering algemeen aanvaard in de praktijk en niet in de laatste plaats omdat het nog zeer de vraag is of een ander type glijvlak een wezenlijke bijdrage zal leveren in de verbetering van de glijvlak-methode.

Het principe berust hierop dat het grondmassief doorsneden wordt door een quasi willekeurige cirkel, waarvan het middelpunt en de straal naar keuze worden bepaald. Vervolgens bepaalt men de krachten die op de afgesneden grondmoot werken en beschouwt aan de hand hiervan het evenwicht. Beter gezegd men bekijkt of de grondmoot wel of niet in evenwicht kan zijn. Hierbij wordt er van uitgegaan dat de grondmoot zal willen afschuiven met het middelpunt van de cirkel als rotatiecentrum. De grondmoot is niet stabiel indien de schuifspanning langs het glijvlak, benodigd om evenwicht te verkrijgen, groter zou moeten zijn dan de maximale schuifsterkte die grond kan ontwikkelen.

Men dient met beleid en logica, zo U wilt uit intuïtie een groot aantal glijvlakken te selecteren en te onderzoeken op stabiliteit. Vindt men hierbij geen enkel vlak dat instabiel is dan kan men gevoeglijk aannemen, dat de grond onder die omstandigheden niet zal bezwijken. Deze methode van "vallen en opstaan" geeft dan het grootste bezwaar aan tegen de glijvlak berekeningen. Men is er immers nooit zeker van dat men geen instabiel glijvlak over het hoofd heeft gezien. De afgesneden grondmoot wordt tevens als een star lichaam beschouwd zonder het interne evenwicht hiervan in beschouwing te nemen.

Met behulp van in de laatste decennia sterk opgekomen plasticiteitstheorie is men in staat om een tweede algemeen bezwaar tegen glijvlakberekeningen aan te tonen. Dit bezwaar is

het feit dat met glijvlakberekeningen men hooguit in staat is om een zogenaamde bovengrens voor de bezwijk-condities aan te geven. Een belasting van de grond boven de gevonden bezwijk-grens zal vrijwel zeker tot bezwijken leiden. Hier tegenover staat het allerminst vast dat de grond bij een belasting kleiner dan de gevonden bezwijkgrens in evenwicht zal verkeren.

Met behulp van de plasticiteitstheorie is men ook in staat om een ondergrens aan te geven. Voor de ondergrens is het noodzakelijk dat het probleem aan drie voorwaarden voldoet;

- 1° Er moet een spanningsverdeling bestaan die aan het evenwicht voldoet

- 2° De spanningsverdeling moet aan de randen voldoen aan de randvoorwaarden

- 3° De spanningen in het veld mogen nergens de maximaal toelaatbare spanning overschrijden

Nog afgezien van feit dat voor de meeste problemen het niet eenvoudig is om een dergelijke spanningsverdeling te vinden, is de geldigheid van de plasticiteitstheorie slechts bewezen voor materialen zonder inwendige wrijving. Voor materialen met inwendige wrijving zoals zand zijn de bovengenoemde voorwaarden wel noodzakelijk maar naar men aanneemt niet voldoende.

Uit het bovenstaande wordt duidelijk dat men bij glijvlak berekeningen de nodige veiligheidsmarges in acht moet nemen. Deze veiligheidsmarge worden door de praktijkervaringen aangegeven.

Naast de berekeningen die voor het eerst door Fellenius zijn uit gevoerd, bestaan er nog enkele berekingsmethoden die onderling in zoverre verschillen dat zij andere benadering kiezen voor de evenwichtsbeschouwingen. De methode die in de praktijk het meest gebruikt wordt is die van Bishop, omdat deze methode blijkbaar de beste resultaten oplevert. Hieronder zullen zowel de methode Fellenius en de methode Bishop verder aan bod komen.

## FELLENIOUS

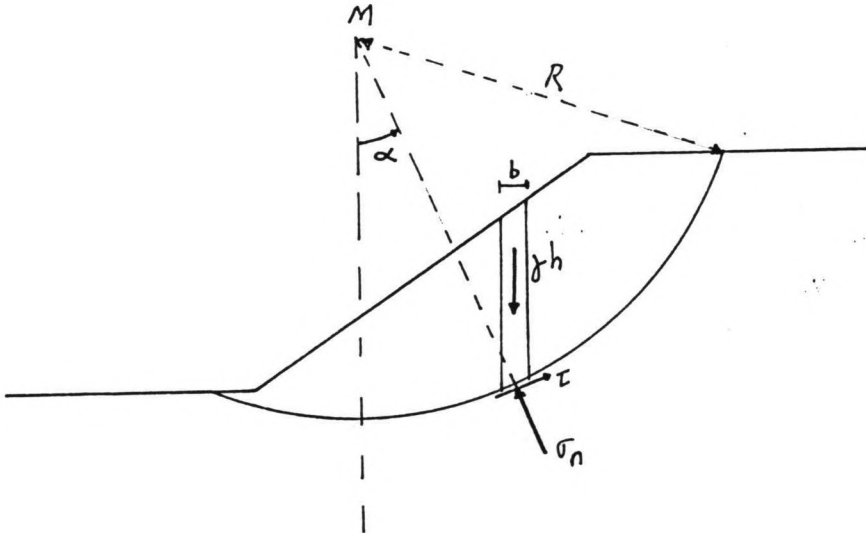
Voor de berekening van de krachten die werkzaam zijn op de grondmoot worden de volgende aannamen gedaan.

1<sup>e</sup> er zijn geen krachten tussen de lamellen

2<sup>e</sup> de heersende schuifspanning in het glijvlak wordt gesteld op

$$\tau = \frac{\tau_{\max}}{F}$$

waarin  $\tau_{\max} = c + \sigma_k \cdot \text{tg}\phi$  en F de stabiliteitsfactor



Uit het momentenevenwicht om het middelpunt M volgt:

$$\sum jhbR \cdot \sin\alpha = \sum \frac{\tau b}{\cos\alpha} * R$$

dus 
$$F = \frac{\sum [(c + \sigma_k \text{tg}\alpha) / \cos\alpha]}{\sum jh \sin\alpha} \quad (1)$$

evenwicht in radiale richting vereist;

$$\sigma_g = jh \cos^2 \alpha$$

met  $\sigma_g = \sigma_k + \sigma_w$  wordt dit

$$\sigma_k = jh \cos^2 \alpha - \sigma_w \quad (2)$$

Substitutie van (2) in (1) levert uiteindelijk

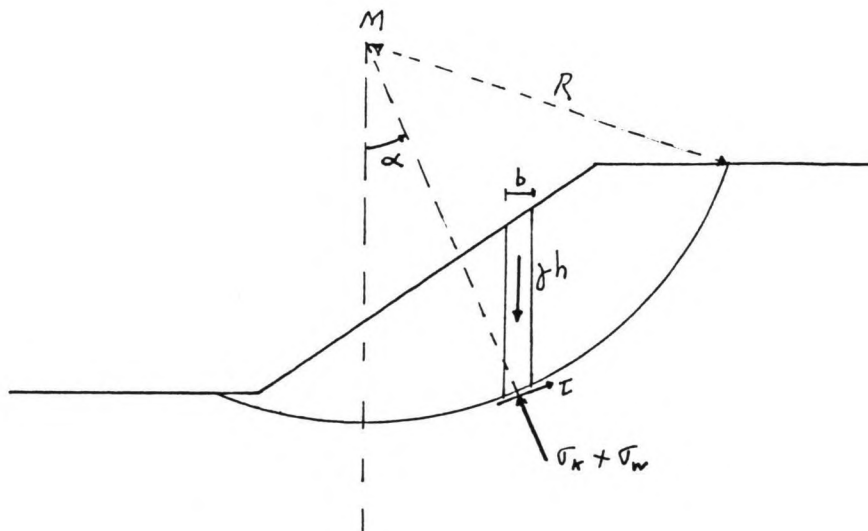
$$\frac{\sum [(c + jh \cos^2 \alpha \cdot \operatorname{tg} \phi - \sigma_w \operatorname{tg} \phi) / \cos \alpha]}{\sum jh \sin \alpha}$$

Naast de eerder genoemde algemene bezwaren van de glijvlakmethoden heeft de methode Fellenius enkele specifieke bezwaren.

1<sup>e</sup> de verwaarlozing van de krachten tussen de lamellen  
2<sup>e</sup> het krachten evenwicht is alleen in éénrichting beschouwd  
3<sup>e</sup> er is een interne inconsistentie. Er is immers gesteld dat er tussen de lamellen geen krachten werkzaam zijn, hierdoor kan er dan in verticale- en horizontale vlakjes geen schuifspanning aanwezig zijn. Toch wordt er bijvoorbeeld in het diepste punt van de cirkel een schuifspanning in rekening gebracht en wel ter grootte van;  $\tau = (c + \sigma_k \operatorname{tg} \phi) / F$

#### BISHOP

Deze methode wijkt wat betreft de aannamen niet veel af van de methode van Fellenius. Bishop erkent wèl dat er tussen de lamellen krachten werkzaam zijn en stelt dat de resultante van die krachten bij elke lamel horizontaal is. Vervolgens verontachtzaamt hij het horizontale evenwicht, waardoor deze krachten geen betekenis meer hebben in de berekeningen. In plaats van het evenwicht in radiale richting gebruikt Bishop het verticale evenwicht.



Uit het vertikale evenwicht volgt:

$$jhb = [\sigma_k + \sigma_w] * \frac{b}{\cos\alpha} \cos\alpha + \frac{b}{\cos\alpha} \tau * \sin\alpha$$

Stelt men weer  $\tau = \frac{\tau_{\max}}{F} = (c + \sigma_k \operatorname{tg}\phi) / F$  dan krijgt men

$$\sigma_k \left( 1 + \frac{\operatorname{tg}\alpha * \operatorname{tg}\phi}{F} \right) = jh - \sigma_w - \frac{c}{F} \operatorname{tg}\alpha$$

Het momentenevenwicht levert weer

$$F = \frac{\sum (\tau_{\max} / \cos\alpha)}{\sum jh \sin\alpha} = \frac{\sum (c + \sigma_k * \operatorname{tg}\phi) / \cos\alpha}{\sum jh \sin\alpha}$$

Substitutie van  $\sigma_k$  in bovenstaande uitdrukking voor F geeft uiteindelijk

$$F = \frac{\sum \frac{c + (jh - p) \operatorname{tg}\phi}{\cos\alpha (1 + \operatorname{tg}\alpha * \operatorname{tg}\phi / F)}}{\sum jh \sin\alpha}$$

Door nu een iteratieve berekening toe te passen kan men de uiteindelijke stabiliteitsfactor F bepalen.

Het voordeel van deze methode is dat de berekening eenvoudig is uit te voeren en voldoet in de praktijk zeer goed als men een stabiliteitsfactor van minstens 1,2 of 1,3 aanhoudt voor de veiligheidsmarge.

De bezwaren die tegen de methode Bishop ingebracht kunnen worden zijn nagenoeg het zelfde als die bij de methode Fellenius.

### 2.3. Horizontale gronddruk

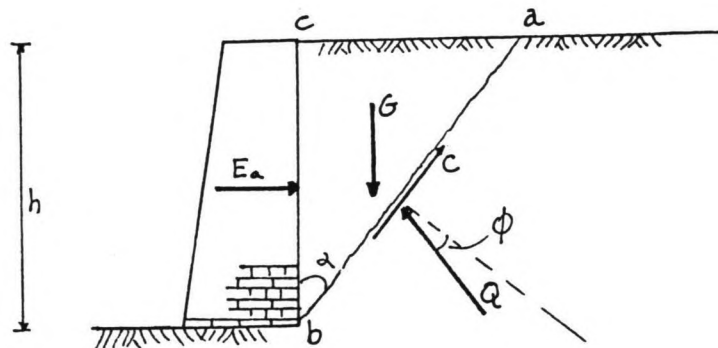
#### Formules

De grondslag voor de berekening van damwanden wordt in feite afgeleid van de glijvlak-berekening. Het is immers dezelfde Coulomb die al in de 18<sup>e</sup> eeuw de methode voor de berekening van de belasting op keermuren beschreef met gebruikmaking van rechte glijvlakken. Door een eenvoudig model op te stellen voor een keermuur met daarachter de afglijdende grondmoot onderkende hij twee mogelijkheden voor de belastingstoestand van de keermuur. Dit model had hij nodig omdat omtrent de horizontale gronddrukken niets concreets was te zeggen betreffende de grootte en verdeling langs de keermuur. Dit in tegenstelling tot de verdeling en grootte van de verticale gronddrukken, waarvan aangenomen kan worden dat deze bij een horizontale bovenbegrenzing rechtevenredig toenemen met de diepte en gewicht van de grond.

In formule vorm  $\sigma_{gv} = jh$  waarin  $j$  het soortelijkgewicht van de grond voorstelt en  $h$  de diepte ten opzichte van de bovenbegrenzing.

Het model behelst het volgende: Coulomb veronderstelde een oneindig stijve keermuur die een kracht moet leveren om de daarachter gelegen grondmoot nog net in evenwicht te houden. Deze kracht is de resultante van de grondspanningsverdeling achter de wand, de grondspanningsverdeling zelf is onbekend. Dat er inderdaad twee mogelijkheden kunnen zijn voor de spanningstoestand achter de wand is eenvoudig in te zien door te bedenken dat de richting van de schuifspanning in het glijvlak tegengesteld is aan de richting waarin de grondmoot zich wil verplaatsen. Dit analoog aan de schuifkracht tussen twee starre lichamen. Voor de eenvoud van het model wordt verder verondersteld dat de grond achter de wand homogeen is, wand vertikaal, maaiveld horizontaal en er is geen wrijving tussen de

wand en de grond. Door uit te gaan van droge grond zijn de korrelspanningen gelijk aan de grondspanning.



Om een uitdrukking te vinden voor de horizontale gronddruk moeten we het evenwicht van de krachten in de bovenstaande figuur analyseren. De lijn ab stelt hier het glijvlak voor waarlangs de grondmoot naar links zou willen afschuiven en maakt een hoek  $\alpha$  met de keermuur.

$E_a$  is de kracht die de keermuur minimaal moet kunnen leveren om afglijden te kunnen voorkomen.

De kracht  $G$  is het gewicht van de grondmoot abc

$$G = \frac{1}{2} j h^2 \cdot \text{tg} \alpha \quad (1)$$

met  $j$  het soortelijkgewicht van de grond.

De krachten  $C$  en  $Q$  zijn de resultanten van de grondspanningen langs het glijvlak. Omdat de grondmoot op het punt staat om af te glijden, zijn deze spanningen tot het maximum uit gegroeid.

$$C = cH / \cos \alpha \quad (2)$$

hierin is  $c$  de cohesie constante van de grond.

$Q$  is samengesteld uit de normaalspanning  $\sigma_k$  op het glijvlak en de schuifspanning als gevolg van de inwendige wrijving. De

kracht  $Q$  maakt een hoek  $\phi$  met de normaal op het vlak omdat de schuifspanning maximaal is

De krachten  $E_a$ ,  $G$ ,  $C$  en  $Q$  moeten met elkaar in evenwicht zijn.

Voor het horizontaal evenwicht moet gelden:

$$(3) \quad E_a - Q \cos(\alpha + \phi) + C \sin \alpha = 0$$

Vertikaal evenwicht is verzekerd als:

$$(4) \quad -G + Q \sin(\alpha + \phi) + C \cos \alpha = 0$$

Eliminatie van  $Q$  uit (3) en (4) met gebruik van (1) en (2) geeft vervolgens:

$$\begin{aligned} E_a &= [ G \cos(\alpha + \phi) - C \cos \phi ] / \cos \alpha \sin(\alpha + \phi) = \\ &= [ \frac{1}{2} j h^2 \sin \alpha \cos(\alpha + \phi) - c h \cos \phi ] / \cos \alpha \sin(\alpha + \phi) = \\ &= \frac{1}{2} j h^2 - [ (\frac{1}{2} j h^2 \sin \phi + c h \cos \phi / \cos \alpha \sin(\alpha + \phi)) ] \quad (5) \end{aligned}$$

Nu moet er een hoek  $\alpha$  van het glijvlak bepaald worden zodanig dat  $E_a$  maximaal is. Immers bij een kleinere kracht dan  $E_a \text{ max}$  ondervindt de grondmoot onvoldoende weerstand en zal afschuiven.  $E_a$  is maximaal als  $\delta E_a / \delta \alpha = 0$

$$\frac{\delta E_a}{\delta \alpha} = (j h^2 \sin \phi + c h \cos \phi) \frac{\cos(2\alpha + \phi)}{\cos^2 \alpha \sin^2(\alpha + \phi)} = 0$$

$$\cos(2\alpha + \phi) = 0$$

$$\alpha = \pi/4 - \phi/2$$

Deze waarde van  $\alpha$  geeft  $E_a$  volgens (5):

$$E_a = \frac{1}{2} j h^2 \operatorname{tg}^2(\pi/4 - \phi/2) - 2 c h \operatorname{tg}(\pi/4 - \phi/2) \quad (6)$$

Dat deze waarde inderdaad een maximum is, blijkt uit het feit dat de tweede afgeleide van (5) naar  $\alpha$  negatief is.

De hierboven afgeleide belastingsgeval wordt de actieve belasting van de grond genoemd, de grondmoot beweegt zich tegengesteld aan de richting van de kracht  $E_a$ . Een andere belastingsgeval is de zogenaamde passieve belasting. Wordt de kracht  $E$  voldoende opgevoerd dan de grond met de richting van de kracht naar rechts willen afschuiven. De opzet voor de berekening van deze kracht  $E_p$  is analoog aan die voor de



actieve grondbelasting. Bij de passieve grondbelasting zal de schuifspanning in het glijvlak echter naar links zijn gericht.

Uiteindelijk levert een dergelijke berekening een minimale waarde voor  $E_p$  op, die bereikt wordt als de hoek  $\alpha$  een waarde heeft van  $\alpha = (\pi/4 + \phi/2)$ . De kracht  $E_p$  per strekkende meter wand loodrecht op het vlak van tekening is:

$$E_p = \frac{1}{2} j h^2 \operatorname{tg}^2(\pi/4 + \phi/2) + 2c h \operatorname{tg}(\pi/4 + \phi/2) \quad (7)$$

Met de uitdrukkingen (6) en (7) voor de horizontale gronddrukken is er nog niets gezegd over hoe de grondspanningen verdeeld zijn achter de wand. Nemen we echter in aanmerking dat de horizontale kracht de resultante is van de horizontale grondspanningen, dan blijken de uitdrukkingen (6) en (7) de integraal voor te stellen van een lineair verlopende grondspanningsverdeling.

De factoren  $\operatorname{tg}^2(\pi/4 - \phi/2)$  en  $\operatorname{tg}^2(\pi/4 + \phi/2)$  worden de horizontale gronddrukcoëfficiënten  $l_a$  resp.  $l_p$  genoemd.

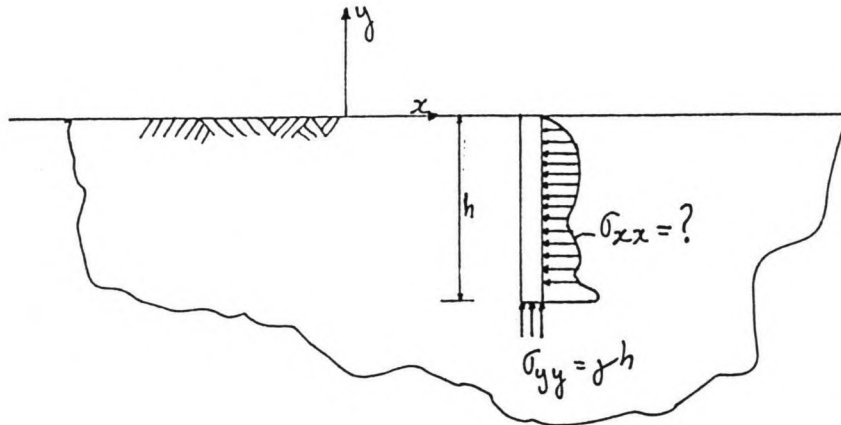
De horizontale grondspanningsverdeling kan dus in de praktijk voorgesteld worden door een deel dat evenredig is met de verticale grondspanning met de  $l$  als factor en een constant deel ter grootte van  $2c/l$ .

De twee uitersten voor de horizontale gronddruk worden dus als volgt weergegeven.

$$\text{Actieve gronddruk:} \quad \sigma_{kha} = \sigma_{kv} * l_a - 2c/l_a$$

$$\text{Passieve gronddruk:} \quad \sigma_{khp} = \sigma_{kv} * l_p + 2c/l_p$$

De betekenis van de hierboven afgeleide formules wordt duidelijk geïllustreerd door de analytische afleiding van de grondspanningsverdeling in een half-oneindig vlak nader te bekijken.



Omdat er sprake is van een half-oneindigvlak, is het redelijk te stellen dat de spanningen in de x-richting niet zullen variëren. Met deze veronderstelling en alleen het eigengewicht  $j$  van het massief als belasting zal de spanningsverdeling aan de volgende evenwichtsvergelijkingen moeten voldoen:

$$\frac{\delta \sigma_{yx}}{\delta y} = 0, \quad \frac{\delta \sigma_{yy}}{\delta y} = 0, \quad \sigma_{xy} = \sigma_{yx}$$

Dit stel vergelijkingen heeft als algemene oplossing:

$$\sigma_{xx} = c_1 + f(y)$$

$$\sigma_{xy} = \sigma_{yx} = c_2$$

$$\sigma_{yy} = c_3 + jy$$

hierin zijn  $c_1$ ,  $c_2$ ,  $c_3$  constanten en  $f(y)$  een willekeurige functie van  $y$  is omdat alleen de partiële afgeleide van  $\sigma_{xx}$  naar  $x$  gebonden is aan de eis dat deze gelijk aan nul moet zijn. Met de randvoorwaarde dat alle spanningen langs het oppervlak ook nul zijn, dus voor  $y = 0$  geldt  $\sigma_{yx} = 0$  en  $\sigma_{yy} = 0$ , volgt dat  $c_2$  en  $c_3$  ook nul moeten zijn. De oplossing neemt dan de volgende vorm aan:

Vertikaal:  $\sigma_{yy} = \gamma y$

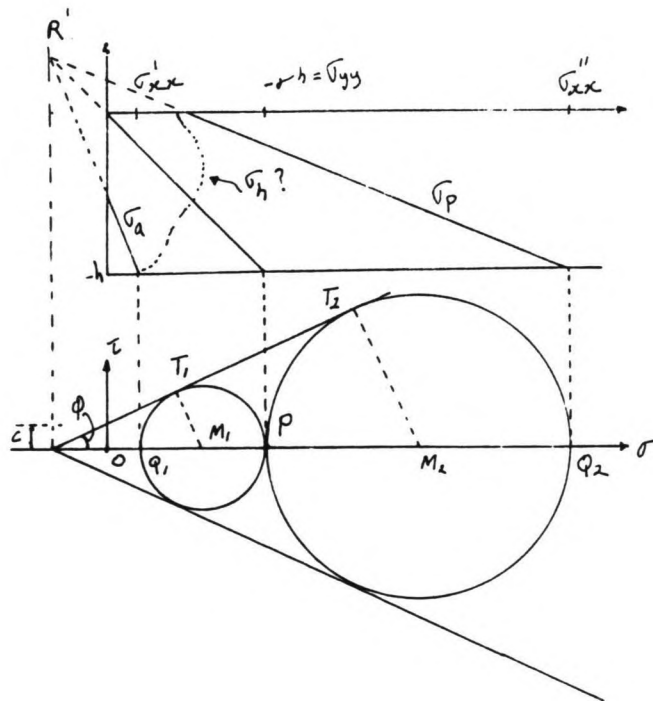
Horizontaal:  $\sigma_{xx} = c_1 + f(y)$

Schuifsp.  $\sigma_{xy} = \sigma_{yx} = 0$

Deze spanningsverdeling heeft in mechanische zin de volgende betekenis. Aangezien de horizontale en vertikale vlakjes geen schuifspanning bevatten, zijn de hoofdspansingen dus horizontaal en vertikaal gericht. Het gewicht van een kolom grond wordt geheel door het grondvlak gedragen en de verticale grondspanning neemt met de diepte toe. Deze uitkomst is in overeenstemming met de aannamen die eerder zijn gedaan bij het afleiden van de gronddruk coëfficiënten met de rechthoekigvlak-methode.

De horizontale spanning,  $\sigma_{xx}$ , heeft duidelijk een willekeurig verloop omdat de functie  $f(y)$  niet is gespecificeerd.

Hier kan nu een koppeling gemaakt worden met de theorie van Coulomb dat de grondspanningen aan een maximum bindt. De spanningcircels mogen dan volgens die theorie de omhullenden van Coulomb niet overschrijden.



In de voorgaande figuur stelt het punt P de verticale grondspanning op een diepte h voor, dat overeenstemt met een afstand  $jh$  links van de oorsprong O van het  $\sigma$ - $\tau$  diagram, met  $j$  het soortelijkgewicht van de grond. Door het punt P kunnen dan twee cirkels getrokken worden die de omhullenden raken. Deze cirkels geven de uiterste grenzen  $Q_1$  en  $Q_2$  aan waarbinnen de horizontale grondspanning  $Q$  zich kan bevinden.

Uit de figuur kan verder afgeleid worden dat;

$$PR = jh + c \cotg\phi$$

$$QR = \frac{1 - \sin\phi}{1 + \sin\phi} * PR = \frac{1 - \sin\phi}{1 + \sin\phi} * (jh + c \cotg\phi)$$

De grootte van  $\sigma_{xx}$  behorend bij  $Q_1$  is  $\sigma_{xx}^1 = -QR + c \cotg\phi$

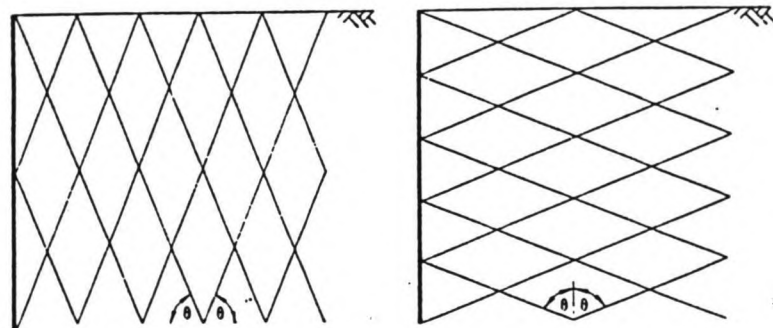
$$\text{dus } \sigma_{xx}^1 = -jh \frac{1 - \sin\phi}{1 + \sin\phi} + c \frac{2 \cos\phi}{1 + \sin\phi}$$

Voor  $\sigma_{xx}^2$  vindt men

$$\sigma_{xx}^2 = -jh \frac{1 + \sin\phi}{1 - \sin\phi} - c \frac{2 \cos\phi}{1 - \sin\phi}$$

Deze analytische oplossing voor de horizontale gronddrukken die pas in 1857 door Rankine is geformuleerd komt in de grenstoestand exact overeen met de waarden voor  $l_a$  en  $l_p$  die door Coulomb met behulp van de glijvlak-methode heeft gevonden.

Zet men in een aantal punten van het half oneindige vlak de richting van de vlakjes waarop de grondspanning zich in de grenstoestand bevinden, dan krijgt men een ruitenpatroon, waarvan de helling met de horizontale lijn overeenkomt met de helling van het glijvlak van Coulomb.



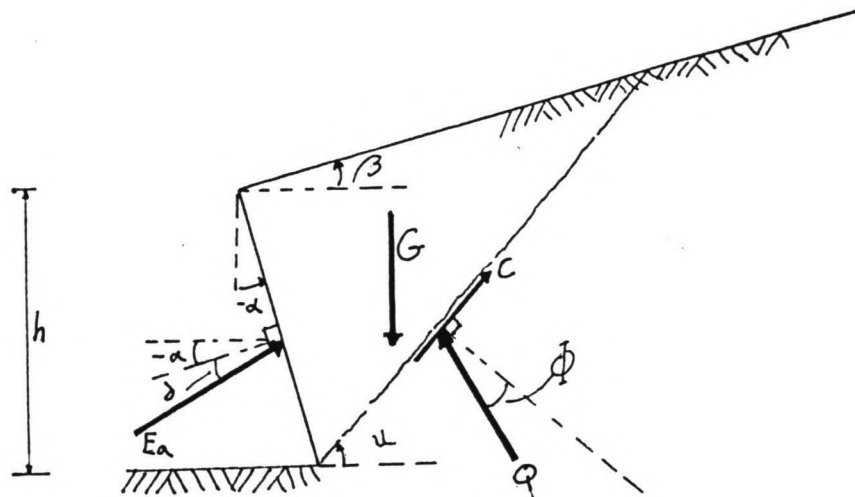
$$\theta = 45^\circ + \frac{\phi}{2}$$

Dat beide uitkomsten gelijk zijn is toe te schrijven aan feit dat het hier gaat om een bijzonder geval van de spanningsverdeling. Men is hier immers ervan uitgegaan dat het grondmassief homogeen en halfoneindig is, waarbij verder de spanning in horizontale richting niet varieert.

Er is geen reden om te veronderstellen, dat deze aannamen geheel conform de werkelijkheid zullen zijn. Alleen als de grondmassief geleidelijk is opgebouwd door bezinking, aanslibbing of aanzanding, kan men redelijkerwijs ervan uitgaan dat de spanningen in horizontale richting dezelfde zullen zijn. Echter in praktijk moet men er rekening mee houden dat de spanningsverdeling een ingewikkelde vorm kan aannemen omdat men vrijwel altijd een verstoring van de grond plaatsvindt door de te maken constructies. De hoofdspansingen zijn dan niet noodzakelijkerwijs vertikaal en horizontaal gericht.

Hierboven zijn de horizontale gronddrukken voor een bijzonder en eenvoudig geval afgeleid waarin alle mogelijke variabelen constant cq. nul zijn verondersteld. Die variabelen zoals die meer in het algemeen voorkomen zijn: de hoek die de wand maakt met de vertikaal, de hoek die de grondaanvulling maakt met de horizontaal en de hoek die de resultante van de grondspanningen maakt met de normaal op de wand. Deze laatste hoek is afhankelijk van de wrijving tussen de grond en de wand. In de grenstoestand zal deze hoek bij cohesie-loze grond uiteraard niet groter kunnen zijn dan de hoek van interne wrijving  $\phi$ .

Ook voor het algemene geval waarbij de genoemde variabelen ongelijk zijn aan nul is het mogelijk om met behulp van de rechte-glijvlak-methode een formule af te leiden voor de horizontale-gronddruk-coëfficiënten  $l_a$  en  $l_p$ . De formule voor de horizontale grondspanning zelf heeft dan een iets andere gedaante. Het afleiden van deze formules zal hier echter achterwege blijven.



De formule die men voor de resulterende kracht  $E_a$  krijgt in het actieve geval ziet er als volgt uit:

$$E_a = \frac{1}{2} j h^2 l'_a - \frac{c h \cos \phi}{\cos \mu \cos (\phi - \mu - \alpha + \delta)} * \frac{1 - \operatorname{tg} \alpha \operatorname{tg} \beta}{\operatorname{tg} \mu - \operatorname{tg} \beta}$$

Hierin is  $l'_a$

$$l'_a = \frac{\cos^2 (\phi + \alpha)}{\cos^2 \alpha \cos (\delta - \alpha) \left| 1 + \left| \frac{\sin (\phi + \delta) \sin (\phi - \beta)}{\cos (\delta - \alpha) \cos (\alpha + \beta)} \right|^2 \right|}$$

en  $\mu$  de hoek die het glijvlak maakt met de horizontaal

$$\mu = \operatorname{arccotg} \left| \frac{\cos \phi - \Omega \sin (\phi + \delta - \alpha)}{\sin \phi + \Omega \cos (\phi + \delta - \alpha)} \right|$$

op zijn beurt is  $\Omega$  gelijk aan:

$$\Omega = \frac{\cos(\alpha + \Phi)}{\sin(\Phi + \delta) + \sqrt{\frac{\sin(\Phi + \delta) \cos(\alpha + \beta) \cos(\delta - \alpha)}{\sin(\Phi - \beta)}}}$$

$$E_p = \frac{1}{2} j h^2 l'_p + \frac{c h \cos \Phi}{\cos \mu \cos(\Phi + \mu + \alpha - \delta)} * \frac{1 - \operatorname{tg} \alpha \operatorname{tg} \beta}{\operatorname{tg} \mu - \operatorname{tg} \beta}$$

$$l_p = \frac{\cos^2(\Phi - \alpha)}{\cos^2 \alpha \cos(\delta - \alpha) \left| 1 - \sqrt{\frac{\sin(\Phi - \delta) \sin(\Phi + \beta)}{\cos(\delta - \alpha) \cos(\alpha + \beta)}} \right|^2}$$

$$\mu = \operatorname{arccotg} \left| \frac{\cos \Phi - \Omega \sin(\delta - \Phi - \alpha)}{\sin \Phi + \Omega \cos(\delta - \Phi - \alpha)} \right|$$

op zijn beurt is  $\Omega$  weer gelijk aan:

$$\Omega = \frac{\cos(\alpha - \Phi)}{\sin(\delta - \Phi) + \sqrt{\frac{\sin(\delta - \Phi) \cos(\alpha + \beta) \cos(\delta - \alpha)}{-\sin(\Phi + \beta)}}}$$

De krachten  $E_a$  en  $E_p$  zoals die hierboven zijn weergegeven hebben een richting die niet horizontaal is, maar maken een hoek  $(\delta - \alpha)$  met de horizontaal. Om de horizontale component en indirect de horizontale grondspanning te krijgen worden de formules voor  $E_a$  en  $E_p$  vermenigvuldigt met  $\cos(\delta - \alpha)$ . Ook wordt er een verkorte schrijfwijze voor de krachten ingevoerd.

$$E_{ah} = \frac{1}{2} j h^2 l_a - C_a * h \quad \text{en} \quad E_{ph} = \frac{1}{2} j h^2 l_p + C_p * h$$

met  $l_a = l'_a * \cos(\delta - \alpha)$  en  $l_p = l'_p * \cos(\delta - \alpha)$

Omdat  $E_{ah}$  en  $E_{ph}$  de resultanten zijn van de grondruk achter de wand kan gemakshalve gesteld worden, dat de horizontale gronddrukken gelijk zal zijn aan de afgeleide naar  $h$  van  $E_{ah}$  resp.  $E_{ph}$  dus:

$$\sigma_a = \delta E_{ah} = j h * l_a - C_a \quad \text{en} \quad \sigma_p = \delta E_{ph} = j h * l_p + C_p$$

Deze formules voor  $\sigma_a$  en  $\sigma_p$  hebben opzich nog enkele beperkingen:

De meest belangrijke hiervan is dat de formules zijn afgeleid met behulp van rechte glijvlakken. Bij gebruik van gebogen glijvlakken blijkt dat deze formules een te optimistische voorspelling geven ten aanzien van de horizontale grondrukken.

Verder treedt er een onregelmatigheid op die in strijd zal zijn met de werkelijkheid. Immers indien de helling  $\beta$  van de grondaanvulling positief is en de waarde van  $\phi$  van de inwendige wrijving benadert, zal de uitdrukking  $\sin(\phi - \beta)$  naar nul gaan en eveneens geldt, dat als  $\beta$  negatief is en  $\beta$  de waarde van  $\phi$  nadert ook  $\sin(\phi + \beta)$  naar nul zal gaan. Het gevolg hiervan is dat de uitdrukking voor  $\Omega$  naar oneindig zal gaan en daardoor de hoek  $\mu$  van het glijvlak gelijk worden aan de hoek  $\phi$  en  $\beta$ . Doordat het glijvlak in het actieve geval dan evenwijdig loopt aan het talud, immers  $\mu = \phi = \beta$ , zal de bijdrage van de cohesie constante  $C_a$  aan de horizontale grondspanningen oneindig worden. Dit nu is dus in strijd met de werkelijkheid.

Hoe er in de praktijk rekening gehouden kan worden met deze beperkingen zal in het volgende hoofdstuk aan de orde komen.

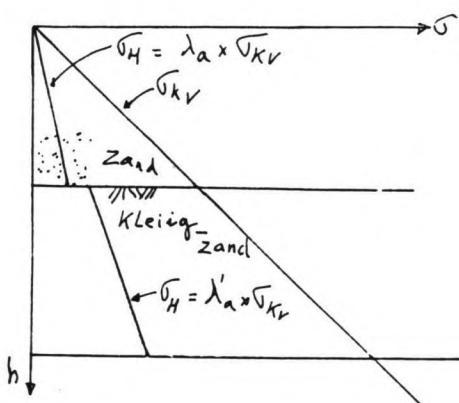
#### Toepassing v/d horizontale gronddruk

Tot nu toe is er dus een verband gelegd tussen de horizontale grondspanning en de verticale middels een coëfficiënt en constante term. Welke coëfficiënt van toepassing is (actief of passief) is uiteraard afhankelijk van de richting van de verplaatsing van de wand. De verplaatsingen zijn onbepaald omdat deze op hun beurt afhankelijk zijn van de belastingen en de stijfheid van de wand. Het is dan noodzakelijk om een aanname te doen voor de te verwachten verplaatsingen van de wand, om aan de hand hiervan de bijbehorende belastingscoëfficiënt toe te passen.



Het verband tussen de verticale en horizontale grondspanning is afgeleid met de veronderstelling dat de grond achter de wand homogeen is van samenstelling. In de praktijk is dit echter eerder uitzondering dan regel. Vaak is het echter mogelijk om het grondmassief voor te stellen als opgebouwd te zijn uit een aantal lagen met verschillende eigenschappen.

Om in zulke gevallen de horizontale gronddrukken te bepalen, is het een algemene praktijk geworden dat men het verband tussen de grondspanningen per afzonderlijke laag van toepassing acht. Een simpel voorbeeld hiervan staat in onderstaande figuur.

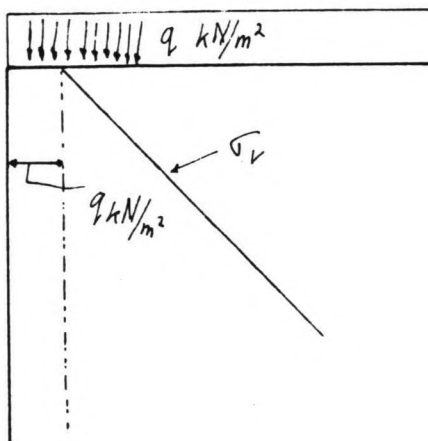


Omdat de verticale spanning op het grensvlak voor beide lagen gelijk is, zal er bij een verschil in de gronddrukcoëfficiënt en/of verschillende cohesie-constanten een sprong in de horizontale gronddruklijn voorkomen op het grensvlak.

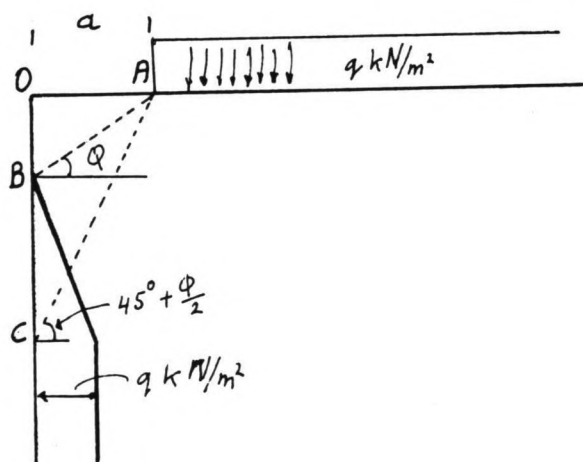
In het voorgaande is er verder steeds aangenomen dat de verticale grondspanning achter de wand lineair met de diepte verloopt. In het algemeen zijn er achter en ook vóór de wand belastingspatronen die van invloed zijn op de verdeling van de verticale spanning en direkt daaraan verbonden ook de horizontale grondspanning. Van de talloze patronen die hierbij

denkbaar zijn worden hier slechts enkele als voorbeeld weergegeven.

Het meest simpele geval is die waarbij de grond over het hele gebied wordt belast met een gelijkmatig verdeelde belasting ter grootte  $q \text{ kN/m}^2$ . Deze belasting geeft dan langs de hele wand een constante verhoging van de verticale spanning met een waarde van  $q \text{ kN/m}^2$ .

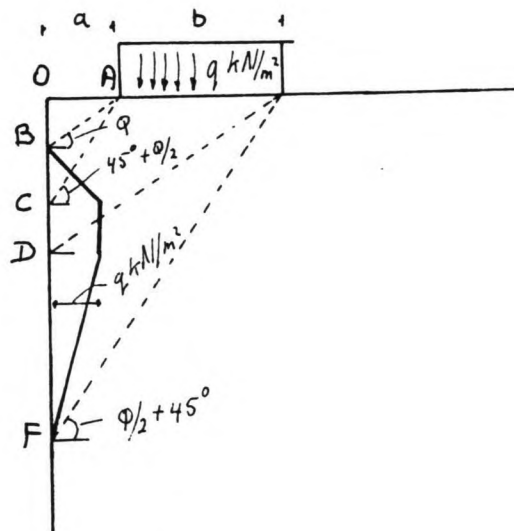


Voor een gelijkmatig verdeelde belasting  $q \text{ kN/m}^2$ , die op een afstand  $a$  van de wand optreedt, kan de verhoging van de verticale spanning als volgt worden voorgesteld;



Vanaf het snijpunt A van de lijn AB, onder een hoek  $\phi$  met de horizontaal en de wand wordt aangenomen dat de verticale spanningsverhoging lineair toe zal nemen met de diepte tot een waarde  $q \text{ kN/m}^2$  op een diepte C. C is het snijpunt van de wand met de lijn CB onder een hoek van  $(45^\circ + \phi/2)$  die gelijk is aan de hoek van het glijvlak van de betreffende grondsoort. Vanaf het punt C blijft de spanningsverhoging constant, namelijk  $q \text{ kN/m}^2$ .

Voor een gelijkmatig verdeelde belasting dat over slechts een beperkte breedte (b) werkt kan men de volgende figuur opstellen;



Aangenomen wordt dat vanaf het punt D de invloed van de belasting lineair begint af te nemen tot nul in het punt F.

De figuur is gemakkelijk te verklaren als men op het voorgaande geval een gelijkmatig verdeelde belasting  $-q \text{ kN/m}^2$  superponeert op een afstand  $a+b$ .

In de literatuur kan men voor andere belastingsgevallen, zoals lijnlasten, puntlasten, lineair verdeelde belastingen en dergelijke ook voorstellen vinden voor de invloed van die belastingen op de verticale spanningsverdeling. Voor deze minder vanzelfsprekende belastingen komt het echter voor dat voorstellen omtrent de distributie van de belasting onderling

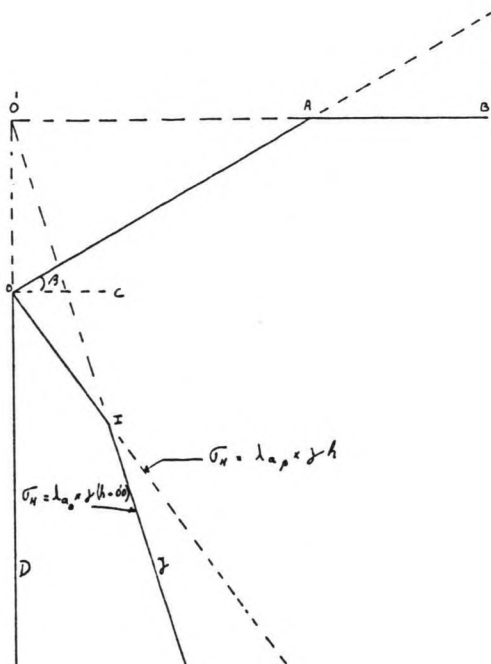
afwijken en soms tot inconsistenties kunnen leiden. De verklaring hiervoor is dat de distributie van de belastingen niet op een goede gefundeerde theorie berusten. De lijnen in de voorgaande verdelingen onder de hoeken  $\phi$  en  $\pi/4+\phi/2$  zijn immers bepaald op grond van praktijk-ervaring en analyse van uitgevoerde constructies.

Een andere elegante manier voor het bepalen van de horizontale gronddrukverdeling langs de wand voor niet conventionele configuraties, is die waarbij direkt gebruik wordt gemaakt van de horizontale grondspanningsverdeling van enkele "standaard" gevallen door deze zodanig op elkaar te superponeren dat de spanningsverdeling van de gegeven configuratie hieruit eenvoudig is af te leiden.

Men dient zich hierbij ervan bewust te zijn dat deze methode een tegengestelde benadering volgt voor de horizontale spanningen dan tot nu toe ter sprake is geweest. Gebruikelijk worden de horizontale spanningen verkregen door eerst de verticale spanning achter de wand te bepalen die het gevolg zijn van een gegeven belastingssituatie om deze vervolgens met de desbetreffende coëfficiënten te vermenigvuldigen.

Bij de superpositie methode wordt de gegeven belastingssituatie eerst in een aantal afzonderlijke belastingen opgesplitst, waarvan de horizontale grondspanningen op de "gebruikelijke" manier eenvoudig zijn te bepalen. Pas als de afzonderlijke horizontale spanningen bepaald zijn worden deze weer bij elkaar gevoegd. Vervolgens moet dan het gronddrukverloop naar de diepte gevolgd worden die overeenstemt met de werkelijk aanwezige belasting vanaf de wand af naar achteren toe.

Een voorbeeld hiervan is een kerende wand met een talud van beperkte lengte;



Hierin zijn twee belastingen te onderscheiden;

1<sup>e</sup> De belasting door een talud van oneindige lengte.

Deze heeft als horizontale spanningsverdeling de lijn door de punten O en I, met  $\lambda_{a\beta}$  de actieve spanningscoëfficiënt die behoort bij een talud onder een helling  $\beta$  vanuit het punt O en  $h$  de diepte ten opzichte van de lijn OC.

2<sup>e</sup> De belasting ten gevolge van een horizontale grondaanvulling op het niveau O'AB. De lijn door O'IJ is de daarbij behorende horizontale spanningsverdeling, met  $\lambda_{a0}$  de actieve gronddrukcoëfficiënt met  $\beta=0$  en  $h'$  gelijk aan  $h+OO'$ .

Vanaf het punt O tot I zal de wand de afwezigheid van het talud boven de lijn AB nog niet voelen de afwezigheid van de moot OO'A echter wel. Vanaf het punt I zal de spanningsverdeling de lijn IJ moeten volgen omdat dit de verdeling is die behoort bij de werkelijk aanwezige grondaanvulling op het niveau O'AB.

## HOOFDSTUK 3.

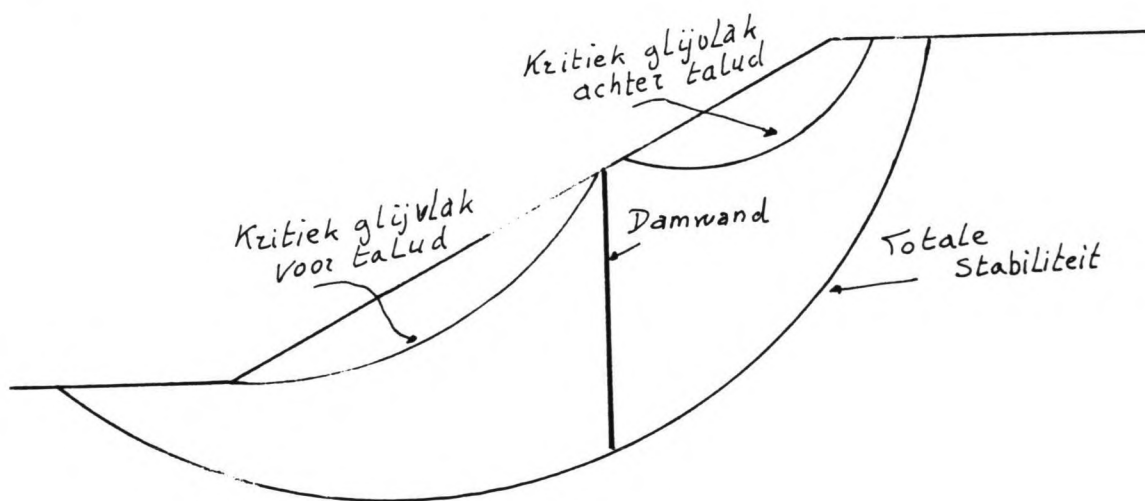
### RESULTATEN V/H ONDERZOEK

#### 3.1. Inleiding

Het onderzoek is gericht op het ontwerpen van een grondkerende constructie van damwandplanken als onderdeel van een verbeterde dijkprofiel, waarbij het buitentalud en de strang zo min mogelijk beschadigd mogen worden.

De grondkerende constructie vormt ééengeheel met de dijkconstructie en is als zodanig direct afhankelijk van het uiteindelijke dijkprofiel. Deze afhankelijkheid is als volgt aan te duiden;

- a) Voor de grondbelasting op de kering zijn de helling van het buitentalud en de kruinhoogte bepalend terwijl het verloop van de grondwaterspanning onder en in het dijklichaam uiteindelijk de korrelspanning vast legt.
- b) Voor de plaats van de kering in horizontale zin is maatgevend dat de taluds zowel achter als vóór de kering stabiel zijn.
- c) Als laatste is nog van belang dat de stabiliteit van de kering als geheel verzekerd moet zijn. (zie onderstaande figuur)



Met het oog op de hierboven genoemde punten is het dus noodzakelijk om een voorlopig ontwerpprofiel te maken alvorens de benodigde berekeningen voor de grondkering uitgevoerd kunnen worden.

Nadat het ontwerpprofiel is vastgelegd in paragraaf 3.2 zal in paragraaf 3.3 de stabiliteit van het buitentalud zowel met als zonder de grondkering bepaald kunnen worden. In paragraaf 3.4 kan vervolgens de dimensionering van de grondkering plaats vinden met een laatste controle van de stabiliteit van de hele constructie.

### 3.2. Ontwerpprofiel

Omdat de toepassing van de grondkerende constructie in eerste instantie bedoeld is voor het DIJKVAK 4 is het oude profiel ter hoogte van H.M.P. 317 als uitgangspunt aangenomen voor het nieuwe profiel.

De kruin van het oude profiel ligt op 13.20<sup>+</sup> N.A.P. terwijl hier de M.H.W. is vastgesteld op 13.35<sup>+</sup> N.A.P. De oude kruinhoogte is dan per definitie te laag. Gezien de benodigde waakhoogte vanwege o.a. golfoploop, moet de kruinhoogte bovendien hoger komen te liggen dan M.H.W.

#### **golfoploop**

Voor de berekening van de golfoploop zijn er in de praktijk enkele formules beschikbaar, die zijn afgeleid voor omstandigheden waar de stroomsnelheden van het water gering zijn. Hoe groot de invloed van de stroomsnelheid in de rivieren is op het golfpatroon is vooralsnog niet bekend. De verwachting is echter dat deze een reducerend effect zal hebben, waardoor het redelijk is om de formules ook bij rivieren toe te passen.

De leidraad voor het ontwerpen van rivierdijken geeft voor de berekening van de golfoploop een goede omschrijving van de methode en de kenmerkende parameters.

De golfoploop is primair afhankelijk van de golfhoogte, de hoek waaronder de golf langs de dijk invalt en de helling en ruwheid van het talud.

Voor taludhellingen van 1:3 of flauwer kan de golfoploop beschreven worden met de formule:

$$z_{2\%} = f \cdot 0.74 T \sqrt{g H_S \tan \alpha}$$

waarin

$z_{2\%}$  = de 2% golfoploop

$H_S$  = significante golfhoogte

$\tan \alpha$  = taludhelling

$T$  = gemiddelde golfperiode

$f$  = ruwheidsfactor

Voor jonge zeegang of beter gezegd als de golfstijlheid  $H_S/L_0 < 5.5\%$  met  $L_0 = gT^2/2$ , dan kan de formule geschreven worden als ;

$$z_{2\%} = f \cdot 8 H_S \tan \alpha$$

Voor scheef invallende golven onder een hoek  $\beta < 45^0$  wordt aangenomen dat de oploop van brekende golven varieert met  $\cos \beta$ , zodat de golfoploop uiteindelijk kan formuleren als;

$$z_{2\%} = f \cdot 8 H_S \tan \alpha * \cos \beta$$

Het zogenaamde 2% criterium in deze formule geeft aan dat deze waarde in 2% van de gevallen overschreden zal worden.

De significante golfhoogte  $H_S$  wordt bepaald door de windsnelheid, waterdiepte boven het voorland en de strijklengte van de wind over het wateroppervlak.

De ontwerp-windsnelheid kan in dit geval aan de hand van de grafiek in bijlage 3 worden afgeleid. De basis van deze grafiek wordt gevormd door hydraulische berekeningen voor het rivieren gebied bij verschillende waterstanden en



windsnelheden en windrichtingen. De kans dat bij de gegeven windrichting en bijbehorende windsnelheid 2% van de golven over de kruin van de dijk slaan bij een hoogwaterstand dat kleiner of gelijk is aan M.H.W. is bij gebruik van de grafiek gelijk aan 1/10 van de overschrijdingskans van M.H.W.

Bij een overheersende Zuid-Zuid-Westen wind ( $208^0$ ), dat loodrecht invalt op de as v/d dijk ter plaatse van het gekozen profiel, vindt men een ontwerpwaarde van 11.6 m/s voor de windsnelheid.

Omdat de wind echter niet constant uit een richting behoeft te waaien, wordt aanbevolen om voor de strijklengte een z.g. effectieve strijklengte aan te houden.

Deze effectieve strijklengte is een gewogen gemiddelde van de projecties van de strijklengten  $l(\alpha)$  die bij een afwijkende windrichting  $\alpha$  horen, op de heersende windrichting volgens de volgende formule:

$$F_e = \frac{\int_{-\alpha_m}^{\alpha_m} w(\alpha) l(\alpha) d\alpha}{\int_{-\alpha_m}^{\alpha_m} w(\alpha) d\alpha}$$

met  $w(\alpha) = \cos\alpha$  en  $\alpha_m = 45^0$  als aanbevolen waarden.

Een tabel met de berekening van de waarde van  $F_e$  is als bijlage 4 toegevoegd. Voor  $F_e$  werd een waarde gevonden van 2542.m Bij een waterdiepte van 6m en een windsnelheid van 11.6 m/s vindt men volgens de grafiek in bijlage 5 uiteindelijk een significante golfhoogte van  $H_s = 0.42$  m.

De golfoploop bij een taludhelling van 1 op 3 en loodrecht invallende golven met  $f=1$  voor gezette blokken- of grasbekleding wordt dan volgens de 2% formule:

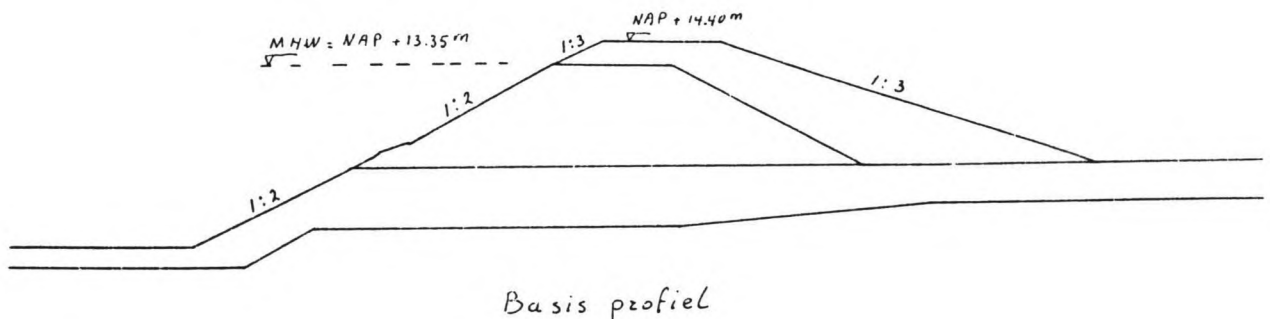
$$z_{2\%} = f \cdot 8H_S \tan \alpha \cos \beta$$

$$= 1 \cdot 8 \cdot 0.42 \cdot 0.33 \cdot 1 = 1.05 \text{ m}$$

De grafiek in bijlage 6 laat de relatie zien voor de waakhogte  $w$  en de golfhoogte  $H_S$  met de daarbij behorende overslaande waterdebieten.

Bij de hierboven gevonden waakhogte van 1.05 m zal er door de golfoverslag een gemiddelde debiet ontstaan van 0.1 l/s per m'. Om erosie van het binnentalud en de kruin te voorkomen is het bij dit debiet niet nodig om strenge eisen te stellen aan de bekleding van het binnentalud en de kruin. Wil men echter een kleinere waakhogte aanhouden dan zal dat hogere overslagdebieten tot gevolg hebben, hetgeen evenwel hogere eisen stelt aan de kwaliteit van de bekleding van het binnenbeloop. Ter wille van de kosten en de meest ongunstige belasting op de grondkering, wordt vooralsnog gekozen voor de berekende waakhogte van 1.05 m. Mocht er in een later stadium aanleiding ertoe bestaan dan kan een kleinere waakhogte alsnog overwogen worden. De vereiste kruinhoogte of beter gezegd dijktafelhoogte wordt hiermee  $13.35 + 1.05 = 14.40 \text{ m} + \text{N.A.P.}$

Nu de dijktafelhoogte vastligt kan de "romp" van het profiel er als volgt uit zien;



Buitentalud onder de bestaande helling van 1:2 tot N.A.P. + 13.20 en verder 1:3 tot N.A.P. + 14.40 kruinbreedte 7m en binnentalud 1:3

## interne erosie

De volgende stap in het ontwerp is het controleren van het profiel op en eventueel treffen van voorzieningen om interne erosie te voorkomen.

Indien er sprake is van een dijklichaam dat is opgebouwd van slecht waterdoorlatende grond op een goed (water)doorlatende ondergrond, dan zal er een kwelstroom onder dijk ontstaan, die bij een voldoende groot verhang gronddeeltjes (meestal zand) mee kan voeren naar het maaiveld achter de dijk. Er is dan sprake van een zand meevoerende wel. Deze afvoer van gronddeeltjes uit de ondergrond (erosie) kan zodanige vormen aannemen dat de dijk uiteindelijk ondermijnd wordt.

Het kan ook voorkomen dat zich op de ondergrond achter de dijk een afsluitende laag bevindt. Afhankelijk van de doorlatendheid en de lengte van deze laag zal de waterspanning in de ondergrond een bepaalde theoretische waarde  $\phi_t$  willen aannemen. Zie verderop voor de berekening van de verschillende potentialen in de ondergrond. Is de dikte echter onvoldoende, zoals dat bij dit profiel het geval is, dan zal de waterspanning zo hoog oplopen dat de laag opgedrukt wordt en gaat scheuren. De waterspanning zal dan niet verder kunnen oplopen doordat er nu een verhoogde waterafvoer plaats kan vinden. In deze situatie heeft het grondwater zijn grenspotentiaal  $\phi_{gr}$  bereikt. Door de ruimte die er ontstaat op het grensvlak van de lagen en de scheuren in de afsluitende laag zal er dan een afvoer van gronddeeltjes uit de ondergrond plaats kunnen vinden met de reeds genoemde gevolgen. Om de gevolgen en de kans op optreden van zand meevoerende wellen te beperken, wordt aanbevolen de hierna te noemen criteria te hanteren. De criteria waaraan het profiel getoetst moet worden zijn de volgende;

- 1 de afsluitende laag mag binnen een afstand van 5 maal de

kerende hoogte H, gemeten vanaf de snijlijn van MHW met het binnentalud, niet opgedrukt worden;

2 het gemiddelde verticale verhang mag ter plaatse van het snijpunt van het binnentalud met de gemiddelde maaiveldhoogte niet groter zijn dan 0.5;

3 het gemiddelde verticale verhang mag op een afstand van 5H uit de snijlijn van MHW met het binnentalud niet groter zijn 0.7.

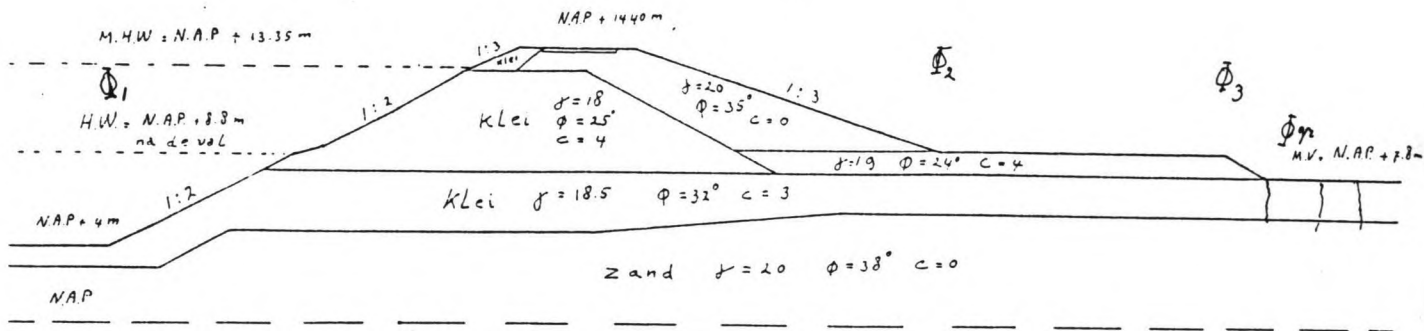
De gedachtengang achter deze criteria is als volgt;

Mocht het grondwaterspanningsverloop in de ondergrond zodanig zijn dat er gevaar bestaat voor het ontstaan van zandmeevoerende wellen, doordat het kritieke verhang overschreden wordt, dan wordt het veilig geacht om het profiel zodanig te dimensioneren, dat dit niet te dicht bij het binnentalud gebeurt.

In de praktijk komt het voor dat als gevolg van inhomogeniteiten in de ondergrond er zandmeevoerende wellen kunnen ontstaan nog voordat het kritieke verhang is bereikt. Om rekening hiermee te kunnen houden worden er daarom beperkingen opgelegd aan het verhang in de zone waarin men het ongewenst acht dat er zandmeevoerende wellen ontstaan.

Complementair aan deze criteria en van oudere data zijn de ontwerpregels die betrekking hebben op onderloopsheid en wellvorming bij stenen dammen, opgesteld door Bligh en Lane op basis van statistische analyse van al dan niet bezweken constructies. In deze regels wordt de kwallengte  $L_b$  aan een minimum gebonden volgens  $L_b = c_w H$ , waarbij  $c_w$  een coëfficiënt is die afhankelijk is van de grondsoort en H de kerende hoogte.

Een herleiding van deze formule voor Nederlandse omstandigheden, waar doorgaans sprake is van matig-grof zand levert globaal een minimum kwallengte op van 15H. Voor grof zand geldt een waarde van  $L_b = 12H$  en bij fijn zand  $L_b = 18H$ .



### potentiaalverloop in de ondergrond

Voor het hier gekozen profiel is er met enige vereenvoudigingen een analytische oplossing beschikbaar voor het debiet en het verloop van het grondwaterpotentiaal in de ondergrond van de dijk. In alle eenvoud wordt gevonden dat het debiet onder de dijk gelijk is aan het potentiaalverschil ( $\Phi_0 - \Phi_{gr}$ ) gedeeld door de totale stromingsweerstand van het watervoerende pakket

$$Q = \frac{(\Phi_0 - \Phi_{gr})}{W_t}$$

$Q$  = debiet  $\Phi_0$  = potentiaal bij 't intreepunt  $\Phi_{gr}$  = potentiaal bij 't uittreepunt  $W_t$  = totale stromingsweerstand

Als gevolg van de continuïteit, er wordt alleen horizontale stroming verondersteld, kan dan voor twee opeenvolgende doorsneden het potentiaal verschil berekend worden indien de stromingsweerstand van de daartussen gelegen grond bekend is.

Verwaarlozen wij hier de intree-weerstand dan kan het verloop van het potentiaal lineair worden verondersteld tot het uittreepunt. Bij het uittreepunt treedt er in werkelijkheid een scherpe doch continue daling op van het potentiaal als gevolg van de uittreeweerstand, maar deze daling wordt hier als een discontinuïteit ingevoerd. Door de iets hoger aangenomen waterspanningen blijft de berekening aan de veilige kant.

Met de geometrische en materiaal gegevens zoals hieronder worden gegeven voor het profiel, kan vervolgens het benodigde potentiaalverloop worden berekend.

Het doorlaatvermogen van de ondergrond wordt voorgesteld als  $kD$ ,  $k$  = doorlatendheidscoëfficiënt  $D$  = dikte van het watervoerende pakket.

Voor de afdekkende kleilaag gebruikt men de stromingsweerstand  $c = d/k$  met  $d$  de dikte van de laag.

Voor de totale stromingsweerstand van het watervoerend pakket wordt gevonden

$$W_t = W_1 + W_2 + W_3 + W_u = \frac{L_1 + L_2 + L_3 + 0.44D}{kD}$$

$W_1, W_2, W_3$  zijn weerstanden over de lengten  $L_1, L_2, L_3$  en  $W_u$  de uittreeweerstand deze formule is geldig mits de verhouding van de lengte van de afsluitende laag en de lekfactor  $l = \sqrt{kDc}$  voldoende klein is  $L/l < 0.5$ .

Gegevens:

$H = \text{M.H.W.} - \text{m.v.} = 13.35 - 7.8 = 5.55 \text{ m}$	
$k = 50 \text{ m/d}$	$D = 40 \text{ m}$
$c = 500 \text{ d}$	$W_u = 0.009 \text{ d/m}$
$L_1 = 50 \text{ m}$	$L_2 = 40 \text{ m}$
$W_1 = 0.025 \text{ d/m}$	$W_2 = 0.020 \text{ d/m}$
$L_3 = 50 \text{ m}$ zonder opbarsten en $3 \cdot H = 15 \text{ m}$ bij opbarsten	
$W_3 = 0.025$ " " en $0.007 \text{ d/m}$ " "	
$W_t = 0.079$ " " en $0.061 \text{ d/m}$ " "	

Bij een MHW van 13.35 m +N.A.P. blijkt de dikte van de afdekkende kleilaag van 2m binnendijks onvoldoende om opbarsten hiervan te voorkomen. De waarde van  $\phi_2$  aan de hiel van de dijk zou theoretisch zonder opbarsten gelijk worden aan:

$$\phi_2 = 7.8 + (13.35 - 7.8) \cdot (0.009 + 0.025) / 0.079 = 10.16 \text{ m}$$

Het maaiveld niveau ligt binnendijks op 7.8 m +N.A.P. aan de onderkant van deze kleilaag (5.8m+N.A.P.)

zal de stijghoogte maximaal een waarde kunnen bereiken van  $\phi_{gr} = 9.5 \text{ m} + \text{N.A.P.}$ . Het gewicht van de kleilaag 37kN is dan immers gelijk aan de waterspanning op dat niveau. Het verhang

over de kleilaag bij deze waarde is 0.85. Om het profiel in overeenstemming te brengen met de ontwerpcriteria wordt er een berm aangebracht met een dikte van 1.2m aan de hiel van de dijk en aflopend tot 0.6m bij het uittreepunt. Voor het ontwerpprofiel zie men bijlage 7.

Zo vindt men voor het potentiaal  $\Phi_3$  aan het einde van de berm: met  $\Phi_0$  gelijk aan de rivierwaterstand

$$\Phi_3 = \Phi_{gr} + (\Phi_0 - \Phi_{gr}) * W_u / W_t = 10.07m$$

en het verhang  $i_3 = (10 - 8.4) / 2.6 = 0.62$

Voor  $\Phi_2$  aan de hiel van de dijk:

$$\Phi_2 = \Phi_{gr} + (\Phi_0 - \Phi_{gr}) * (W_u + W_3) / W_t = 10.52m$$

en het verhang  $i_2 = (10.5 - 9) / 3.2 = 0.47$

Voor  $\Phi_1$  aan de teen van de dijk:

$$\Phi_1 = \Phi_{gr} + (\Phi_0 - \Phi_{gr}) * (W_u + W_3 + W_2) / W_t = 11.78m$$

Met deze waarden voor het verhang bij het uittreepunt resp. hiel van de dijk voldoet het profiel aan de criteria om interne erosie te voorkomen. Tevens is de aanwezige kwallengte (105m) ruim voldoende om aan de minimale kwallengte  $L_p = 15 * 5.55 = 83.5m$  te voldoen.

### freatische lijn

Om de ligging van de freatische lijn in het dijklichaam te bepalen, kunnen er verschillende wegen bewandeld worden. Men kan gebruik maken van het analogon-model met elektrisch geleidend papier of men kan een beroep doen op computerprogramma's die een tweedimensionale grondwaterstroming beschrijven. Omdat echter geen van deze beide methoden direkt ter beschikking waren, is er hier voor gekozen om de ligging van de freatische lijn te benaderen door voor het betreffende profiel handmatig een vierkanten-net te tekenen. Deze methode is nogal omslachtig en in het bijzonder als het profiel, zoals hier het geval is, samengesteld is uit verschillende grondsoorten met verschillende doorlatendheden, terwijl de nauwkeurigheid

hiervan in grote mate wordt bepaald door de ervaring van de maker. Ondanks deze bezwaren is het gebruik van deze methode hier wel verantwoord. Het betreft immers een ontwerp in eerste aanleg en naar later zal blijken is de nauwkeurigheid van de freatische lijn niet van doorslaggevend belang in de stabiliteitsberekening van het buitentalud en grond(water)belastingen op de grondkering. Het resultaat dat met deze methode is bereikt, is in bijlage 8 weergegeven.

### 3.3. Stabiliteit v/h buitentalud

Het onderzoek is gericht op het toepassen van een grondkering in het buitentalud. Omdat de stabiliteit van het binnentalud niet van invloed is op de stabiliteit van het buitentalud, wordt de controle op stabiliteit van het binnentalud hier achterwege gelaten.

Voor de benodigde stabiliteitsberekeningen is er gebruik gemaakt van het computerprogramma STABIL van prof. A. Verruijt, dat geschreven is voor het gebruik op een "Personal Computer" onder MS-Dos besturing.

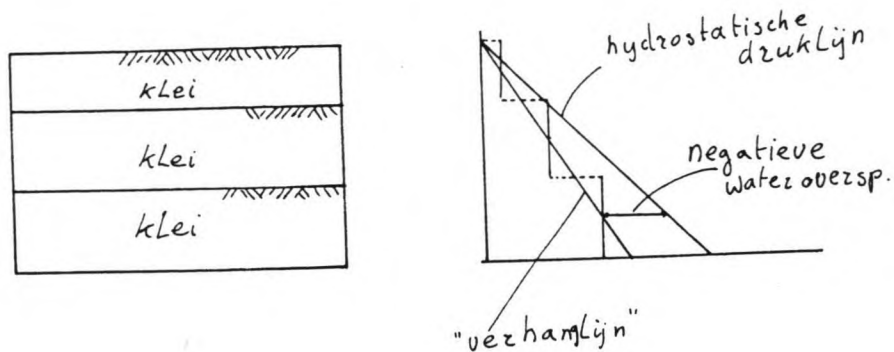
Dit programma gebruikt de eerder besproken methoden voor glijvlakberekeningen met cirkelvormige glijvlakken. Voor de uitgevoerde berekeningen is gebruik gemaakt van de Methode-Bishop met afsnuiting van de schuifsterkte.

#### **werkwijze**

Allereerst moeten de contouren van het ontworpen profiel en de verdeling hiervan in een of meerdere grondlagen definiëren door het invoeren van de coördinaten van max. 100 punten en deze vervolgens door lijnstukken met elkaar te verbinden. Op gelijke wijze kan het verloop van de freatische lijn ingevoerd worden. Met het opgeven van de materiaal eigenschappen van de gedefinieerde grondlagen, kan vervolgens ook aangegeven worden of de waterspanning in de betreffende laag al of niet hydrostatisch verloopt en zo nee wat de stijghoogte voor die laag



moet zijn. Vertoont het waterspanningsverloop in een bepaalde laag echter een verhang dan biedt het programma geen eenvoudige manier om dit aan te geven. Om een verhang in rekening te brengen, zal de betreffende laag in een aantal sublagen onderverdeeld moeten worden met een klein stukje wateroverspanning t.o.v. de hydrostatische drukverdeling. Op deze wijze kan het verhang door een getrapte lijn worden benaderd.



Deze methode van invoer schiet echter te kort als men een beetje gecompliceerd profiel moet invoeren, omdat het totaal aantal lagen incl. sublagen beperkt is tot 20.

Bij de berekening van de stabiliteit van het buitentalud moet men uitgaan van de meest ongunstige belasting van het talud.

Deze kritieke belasting treedt direct bij de val van het hoogwater op nog voordat de waterspanningen in het dijklichaam de tijd hebben gekregen om zich op de nieuwe stationaire toestand in te stellen. Hoe sneller de val zich voltrekt hoe kritieker de situatie zal zijn, daarom wordt er in de berekeningen er vanuit gegaan dat de val van de waterstand van M.H.W. naar het gemiddeld hoogwater (G.H.W) momentaan plaatsvindt. In deze niet-stationaire toestand vertoont het waterspanningsverloop in verticale zin nog een positief verhang die langzaam zal afnemen totdat een hydrostatische drukverdeling is bereikt in de stationaire toestand.

Om rekening met dit verhang te kunnen houden in de berekening is het dan wenselijk dat het programma de mogelijkheid biedt om het verhang in te kunnen voeren. De mogelijkheid die

dit programma hiertoe biedt is voor dit profiel niet toereikend of op zijn minst niet optimaal, daarom is de freatische lijn in het dijklichaam 0.15m lager dan M.H.W. ingezet.

De maatgevende waterspanningsverloop (freatische lijn) is zodoende als volgt ingevoerd; in de strang wordt het niveau van G.H.W. aangehouden, vanaf het snijpunt van G.H.W. met talud wordt de taludlijn gevolgd tot 13.20m + N.A.P. om vervolgens de eerder getekende freatische lijn van bijlage 8 in het dijklichaam te volgen.

#### **mogelijke glijvlakken**

Het zoeken naar de kritieke glijcirkel gebeurt door de berekening van 25 cirkels of een veelvoud hiervan, waarvan de middelpunten zich bevinden op een 5 X 5 matrix rond een vooraf opgegeven punt. De straal van de cirkels wordt door het programma berekend door de coördinaten van éénpunt op te geven waardoor de 25 cirkels moeten gaan. Een ander stel van 25 cirkels voor dezelfde matrix kunnen berekend worden door nog een ander snijpunt op te geven.

#### **stabiliteitscoefficient**

De in 1985 verschenen leidraad voor het ontwerpen van rivierdijken beveelt aan om gebruik te maken van een semi-probabilistische benadering van de stabiliteitsberekening en geeft hiervoor enkele partiële veiligheidsfactoren. Deze factoren zijn herleid uit de tot nu toe opgedane praktijkervaring met dijkconstructies en wel zodanig dat bij toepassing hiervan de kans op bezwijken bij waterstanden tot M.H.W. verwaarloosbaar klein is ten opzichte van de kans van optreden of overschrijden van de M.H.W.

Het voordeel van het toepassen van partiële veiligheidsfactoren is, dat een grotere inspanning om de karakteristieke waarde van de verschillende parameters nauwkeuriger vast te stellen, direkt verdisconteerd wordt in de berekening.

De verschillende factoren die in rekening gebracht kunnen worden zijn; de materiaalfactoren  $j_m$ , de gevoeligheidsfactor  $j_d$  en de schadefactor  $j_n$ . De waarden van de verschillende parameters die daadwerkelijk in de berekening worden ingevoerd, de ontwerp waarden, worden verkregen door de karakteristieke of representatieve waarden te transformeren met de partiële veiligheidsfactor(en).

De ontwerpwaarde  $F_d$  van de materiaaleigenschappen wordt verkregen door de karakteristieke waarde  $f_r$  te delen door de materiaalfactor  $j_m$ ,  $F_d = f_r/j_m$ . De waarden voor de materiaalfactoren die aangehouden kunnen worden, zijn in onderstaand staatje opgenomen. Voor een juiste interpretatie van de uitkomsten van de uitgevoerde berekeningen wordt hier wellicht ten overvloede benadrukt dat de ingevoerde waarden de ontwerp waarden zijn. (zie volgende bladzijde)

	$\gamma_{m1}$	$\gamma_{m2}$	$\gamma_m = \gamma_{m1} \cdot \gamma_{m2}$
volumieke massa - nat/droog ( $\rho$ )	1,0	1,0	1,0
inwendige wrijving ( $\tan \varphi$ )			
- zand (CP)*	1,0	1,15	1,15
(TP-CD)	1,0	1,15	1,15
- klei (CP)	1,0	1,15	1,15
(TP-CU-5%)	1,05	1,15	1,2
(TP-CU)	1,1	1,15	1,25
- veen (CP)	1,0	1,2	1,2
(TP-CU-5%)	1,05	1,2	1,25
(TP-CU)	1,1	1,2	1,3
cohesie ( $c$ )	1,0	1,3	1,3
samendrukkingsconstanten			
- Terzaghi ( $C, A$ )	1,0	1,1	1,1
- Buisman-Koppejan ( $C_p, C_s$ )	1,0	1,1	1,1

\* CP = celproef

TP-CD = triaxiaalproef, geconsolideerd en gedraineerd

TP-CU = triaxiaalproef, geconsolideerd en ongedraineerd

TP-CU-5% = triaxiaalproef als boven, met maximaal 5% vervorming

Met de gevoeligheidsfactor  $j_d$  worden onzekerheden in de berekeningsmethode verdisconteerd via de belastingen.

Daartoe worden de karakteristieke belastingen vermenigvuldigd met  $j_d$ . Voor de berekeningsmethode volgens Bishop wordt aanbevolen een gevoeligheidsfactor  $j_d = 1$  te hanteren.

Ten slotte wordt nog aanbevolen om de karakteristieke belastingen met een schadefactor te vermenigvuldigen voor het binnentalud van  $j_n = 1,1$  en voor het buitentalud een factor  $j_n = 1$ . De schadefactor houdt rekening met de mogelijke gevolgen en de aard van het bezwijken. Vandaar dat er onderscheid wordt gemaakt in de waarde van  $j_n$  voor het binnen- en buitentalud. Immers het kritieke tijdstip voor het bezwijken van het binnentalud valt samen met het optreden van de M.H.W. Door de dan bestaande (grote) kerende-hoogte zal de schade door een mogelijke doorbraak zeer aanzienlijk kunnen zijn, terwijl het herstel van deze schade de nodige tijd zal vergen.

Voor het buitentalud daarentegen is het kritieke tijdstip pas na de val van het hoogwater. Door de nu kleiner geworden kerende hoogte is het minder waarschijnlijk, afhankelijk van de resterende sterkte van de dijk na het afglijden van een deel van het talud, dat er een doorbraak zal plaatsvinden. Maar wat nog belangrijker is, is dat mocht deze zich toch nog voordoen dan zal de (inundatie)schade geringer zijn dan die tijdens hoogwater.

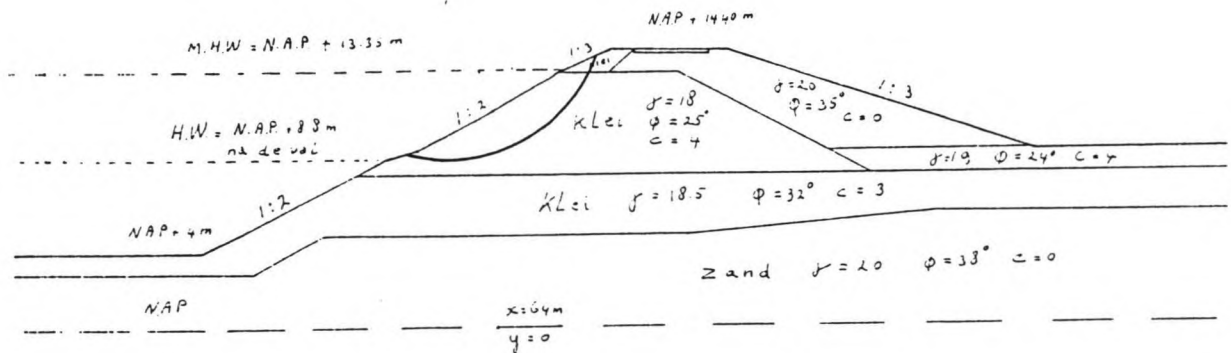
Rekening houdend met de hierboven genoemde partiële veiligheidsfactoren betekent dat voor de waarde van de stabiliteitscoëfficiënt  $F$  zoals dat gevonden wordt met het gebruikte programma voor het binnentalud  $F \geq 1,1$  moet gelden en voor het buitentalud  $F \geq 1$ . De reden hiervan is dat met het programma Stabil geen rekening gehouden kan worden met een partiële veiligheidscoëfficiënt voor de belastingen, zoals de leidraad dat aanbeveelt.

### berekeningen

Met de gegevens van het ontwerpprofiel zoals weergegeven in bijlage 9, zijn er een aantal kritieke glijvlakken geanalyseerd om te kunnen bepalen of het buitentalud zonder en met de voorgestelde grondkering voldoende stabiel zal zijn. Voor een weergave van de uitkomsten van de verschillende profielen wordt hier verwezen naar de betreffende bijlagen 10 t/m 13,

zodat de resultaten hier slechts in het kort worden toegelicht.

Voor het ontwerpprofiel zonder grondkering is met het profiel DIJK 1 aangetoond dat het buitentalud met een stabiliteitscoëfficiënt van 0.70 niet stabil is.

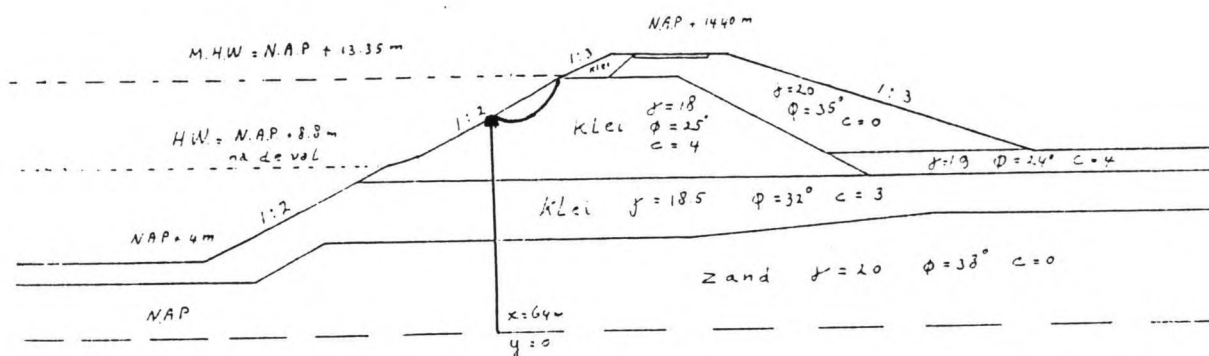


DIJK 1

Om de meest ideale plaats van de grondkering te bepalen is de verticale lijn door de punten 15 en 16 in horizontale zin zo ver naar rechts verplaatst totdat de grond links hiervan, vóór de kering, nog juist stabiel is. De x-ordinaat die hierbij hoort wordt voorgesteld als  $X_1$ . Vervolgens is die lijn weer zo ver naar links verplaatst dat de grond rechts ervan, achter de kering, op haar beurt nog juist stabiel blijkt te zijn. Hier wordt de x-ordinaat  $X_2$  genoemd. Op deze wijze is er, mits  $X_1 \geq X_2$ , een begrensd gebied aan te geven waarbinnen de plaatsing van een grondkering nog zinvol kan zijn. De breedte van de begrenzing van het gebied wordt bepaald door de mate van instabiliteit van het talud zonder grondkering. In dit geval bedroeg het verschil tussen  $X_1$  en  $X_2$  slechts 1m op een afstand van 64m t.o.v. de gekozen oorsprong.

Om de stabiliteit achter de wand te berekenen, DIJK 2, is gebruik gemaakt van dezelfde gegevens als die van DIJK 1 met

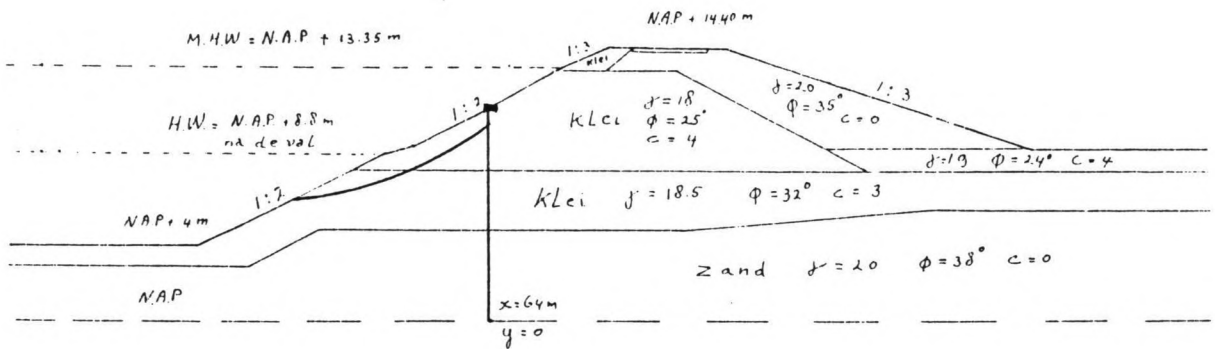
de beperking dat de glijvlakken zich nu allemaal geheel achter de lijn door de punten 15 en 16 moeten bevinden. Met een stabiliteitscoëfficiënt van iets meer dan 1 zal de stabiliteit van het boventalud verzekerd zijn.



DIJK 2

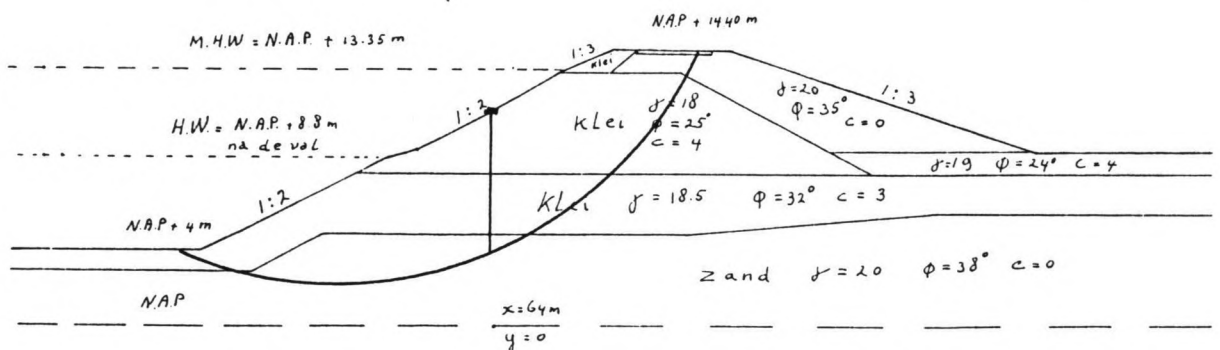
Bekijkt men de ligging van het bovenbedoelde glijvlak kritisch dan blijkt dat deze in zijn geheel links ligt van de doorsnede waar het water de grootste stijghoogte heeft. Men kan dus aannemen dat een kleine variatie in de ligging van de freatische lijn voorbij die doorsnede geen noemenswaardige invloed zal hebben op de stabiliteit van dit glijvlak. Hiermee kan achteraf mee ingestemd worden dat de nauwkeurige ligging van de freatische lijn in het dijklichaam niet de hoogste prioriteit geniet in dit bijzonder geval.

Voor de stabiliteit van de grond vóór de grondkering is er vanuit gegaan dat de grond achter de kering geen invloed heeft op het ontstaan van een glijvlak vóór de kering. Door deze aanname kan men weer volstaan met de gegevens van DIJK1 met dienverstande dat nu alle grondparameters en de waterspanning achter de lijn door de punten 15 en 16 gelijk aan nul worden gesteld. De stabiliteit van het voortalud wordt met een coëfficiënt van 1,13 ruim gewaarborgd.



### DIJK 3

Nadat de diepte van de onderrand van de kering is bepaald, zie hiervoor paragraaf 3.2, is de totale stabiliteit van de constructie bepaald met DIJK 4, met als uitkomst een coëfficiënt van 1,34 hetgeen ruim voldoende geacht kan worden.



### DIJK 4

### 3.4. Dimensionering v/d damwand

De essentie van de damwand berekeningen ligt in de schematisatie van de damwand tot een ligger met de daarop aangrijpende belastingen.

De meest eenvoudige schematisatie is die waarbij de ligger als onvervormbaar wordt verondersteld en dat de belastingen (horizontale gronddrukken) onafhankelijk zijn van de grootte van de verplaatsingen (rotatie) die de ligger ondergaat ten gevolge van de aangrijpende belasting.

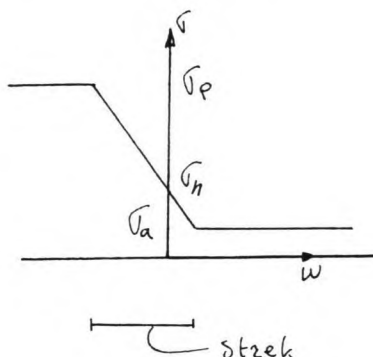
Een methode die op deze veronderstellingen is gebaseerd is de methode Blum die sinds de jaren 30 alom wordt gebruikt en die voor eenvoudige problemen tot uitstekend bruikbare resultaten leidt. Hoewel deze methode ook voor de hier beoogde grond-kering een bruikbare oplossing kan bieden is er hier desondanks voor een andere schematisatie gekozen.

De recente opkomst van steeds meer numerieke oplossingsmethoden in de (grond)mechanica biedt ook voor de berekening van damwanden een uitkomst. In het kader van een afstudeer opdracht heeft ing. M. v/d Meer een basis-programma voor het berekenen van damwanden van Prof. A. Verruijt aangepast en uitgebreid met verschillende belastingsmogelijkheden achter de wand. Mede omdat dit programma op een snelle en doeltreffende manier de mogelijkheid biedt om alle mogelijke gegevens en parameters te veranderen naar de inzichten van de ontwerper doet zich hier een goede gelegenheid voor om dit programma toe te passen en hiermee ervaringen op te doen.

Het programma beschouwt de damwand als een elastisch ondersteunde ligger. Het programma verdeelt de ligger in een aantal elementen met ieder een eigen veer karakteristiek en aangrijpende belasting. Om de veer karakteristiek te krijgen wordt de spanning - verplaatsings-diagram van de grond verondersteld zoals in onderstaande figuur. De veerstijfheid c.q. beddingsconstante is dan de verhouding van het verschil tussen de passieve- en actieve spanning en verplaatsing (de strek) die



nodig is om grondspanning van een actieve belasting over te laten gaan in een passieve belasting.



Het aangeboden programma kan de grond voor en achter de wand onderverdelen in een aantal lagen (max. 10) waarvan men verschillende parameters die nodig zijn voor de berekening interactief kan invoeren of wijzigen. Per laag en alleen voor die betreffende laag kan men o.a. een extra verticale-grondspanning invoeren die lineair wordt aangebracht tussen de op te geven waarden op de laagscheidingen (bovenin en onderin). Voor de waterspanningen is het eveneens mogelijk een wateroverspanning aan te brengen die over de hele laagdikte een constante waarde heeft.

Om ook rekening te kunnen houden met een mogelijk verhang in het waterspanningsverloop is het programma door mij zodanig aangepast dat dit nu ook tot de mogelijkheden behoort.

Het programma vraagt nu tijdens het invoeren van de parameters om een waarde op te geven voor het soortelijkgewicht van water. Wenst men in een bepaald geval een verhang in rekening te brengen dan moet men als antwoord op deze vraag een fictieve waarde op geven. Indien men voor de versnelling van de zwaarte-kracht  $10 \text{ m/s}^2$  aanhoudt, dan is het fictieve soortelijkgewicht gelijk aan het reële soortelijkgewicht ( $10 \text{ kN/m}^3$ ) maal  $(1+i)$  als  $i$  het verhang voorstelt  $j' = j \cdot (1+i)$ .

Een andere, nuttige, eigenschap van het programma is dat het zelf de actieve-, neutrale-, passievegronddrukcoëfficiënten, hiervoor zijn respectievelijk de variabelen  $K_a$ ,  $K_n$ , en  $K_p$  in

het programma gebruikt en de bijdragen  $C_a$  en  $C_p$  van de cohesie in de gronddrukken uitrekent om vervolgens de gebruiker gelegenheid te geven om de uitgerekende waarden naar eigen inzicht aan te passen.

Deze optie is bijzonder welkom bij een berekening waar de grond voor en/of achter de damwand onder een helling is aangebracht, of als men de invloed van gebogen glijvlakken op de coëfficiënten wil verdisconteren. In dit verband wordt naar de opmerkingen aangaande de aanpassing van de gronddrukken in hoofdstuk 2 verwezen.

De wijze waarop en de noodzaak van alle ingrepen in de parameters en variabelen komt het beste tot uiting in de bespreking van de uitgevoerde berekeningen voor verschillende varianten met telkens een andere benadering voor de mogelijke belasting op de damwand.

Er is echter een aanpassing van de grondparameters die onafhankelijk van de belastingsvariant in acht moet worden genomen. Deze aanpassing betreft de waarde van de wandwrijvingshoek  $\delta$ .

Hoewel  $\delta$  theoretisch max. gelijk aan  $\phi$  kan zijn wordt deze in de praktijk beperkt tot  $2/3 \phi$ , omdat berekeningen met cirkelvormige glijvlakken aantonen dat de wandwrijving bij gebruik van rechte glijvlakken een overschatting van de grondsterkte veroorzaakt en dan met name in het passieve gebied. Bovendien is de overschatting bij  $\phi > 35^\circ$  onevenredig groot, zodat in dergelijke gevallen  $\delta$  beter beperkt kan blijven tot  $24^\circ$ . Dit is hier in de zandlaag aan de orde, de  $\phi$  van het zand bedraagt  $38^\circ$ .

In het hier volgende gedeelte van deze paragraaf zullen een aantal uitgangspunten voor de belasting van de damwand worden geanalyseerd met het doel om tot een reële dimensionering van de damwandconstructie te komen en tevens de bruikbaarheid van dit programma te toetsen. Deze aanpak is nodig omdat na intensief literatuuronderzoek geen praktijk voorbeelden zijn gevonden die een leidraad kunnen zijn voor het uitvoeren van

een damwandconstructie met grondaanvullingen onder een helling.

Alvorens in te gaan op de verschillende belastingsvarianten is het noodzakelijk om hier terug te komen op de superpositiemethode voor de horizontale gronddrukken die in hoofdstuk 2 aan de orde is gesteld.

Deze methode is wellicht beter te doorgronden aan de hand van een concreet voorbeeld en komt het meest tot zijn recht bij droge en bij voorkeur homogene grond. Bij aanwezigheid van water komt een belangrijk deel van de horizontale grondspanningen veelal voor rekening van de waterspanningen. Bij een gelaagde grond opbouw, met verschil in de gronddrukcoëfficiënten, wordt de methode al gauw onoverzichtelijk.

In de bijlagen 14 t/m 17 zijn enkele transparanten opgenomen die de superpositie van enkele voorbeelden doeltreffend kunnen visualiseren. Op elke transparant is de horizontale gronddruk tegen de wand uitgezet voor zowel een horizontale grondaanvulling als die voor een aanvulling die onder een helling is aangebracht. Hierbij is één van de grafieken in spiegelbeeld t.o.v. de wand aangebracht. Door vervolgens het blad langs de spiegellijn dubbel te vouwen komt de superpositie tot stand.

De gronddruklijn die in rekening gebracht moet worden is in de hier getoonde voorbeelden van actieve gronddruk steeds die lijn die de laagste horizontale gronddruk teweeg brengt. Dit is niet ter wille van een gunstige belasting van de wand, maar om de eenvoudige reden dat de grond die de hogere gronddruk zou moeten veroorzaken in werkelijkheid niet aanwezig is. Evenzo geldt bij het voorbeeld met passieve gronddruk dat de lijnen met de hoogste spanning aangehouden moeten worden. Ook hier is dit niet ter wille van een grotere tegendruk van de grond, maar er is in werkelijkheid immers meer grond aanwezig dan alleen die welke de lagere spanningen zouden moeten veroorzaken.

Voor het specifieke profiel dat bij dit onderzoek is betrokken blijkt, dat het pas op grote diepte de moeite waard is om voor de actieve gronddruk achter de wand niet meer te rekenen met

een grondaanvulling onder een helling, maar de horizontale gronddruk te betrekken op een horizontale grondaanvulling achter de wand tot op het niveau van de kruin (zie bijlage 16)

Voor de passieve gronddruk vóór de wand is de zin van het toepassen de superpositie-methode overduidelijk.

Vanaf een kleine diepte onder het niveau van de strangbodem overheerst de horizontale gronddruk zou bestaan bij afwezigheid van de driehoekige grondmoot tussen het talud en de wand. Vanaf dat punt zal de aanwezigheid van die extra grondmoot niet meer merkbaar zijn in de diepte.

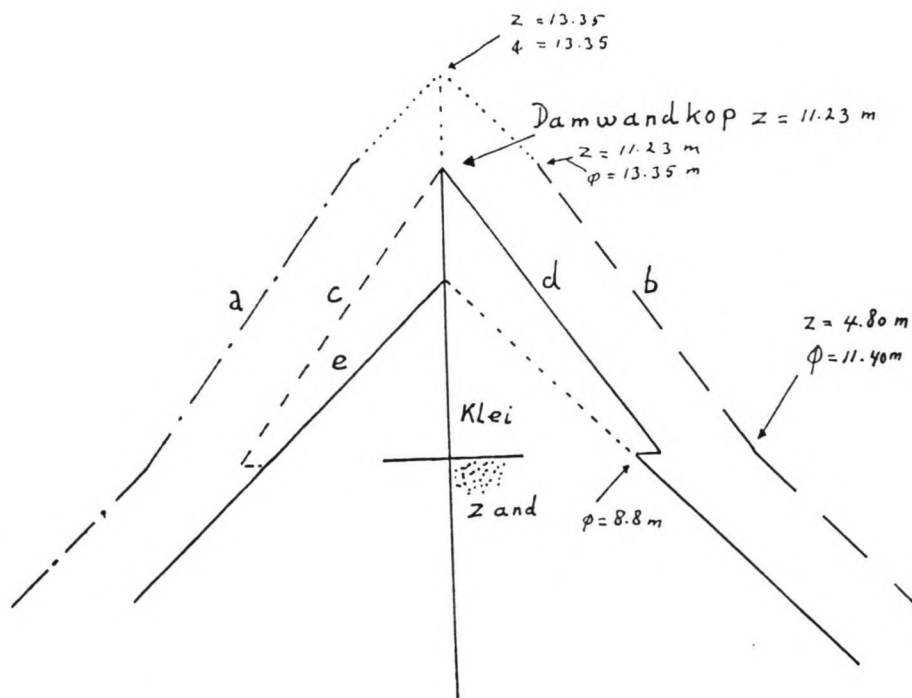
Het is niet strikt noodzakelijk om het hierboven bedoelde punt exact te bepalen. Voor een veilige berekening is het voldoende om de verticale grondspanning al op het niveau van de strangbodem terug te stellen op nul, de invloed van de driehoekige grondmoot wordt vanaf dit punt aldus verwaarloosd en vervolgens voor de daaronder gelegen laag (lagen) de passieve gronddrukcoëfficiënt te hanteren die betrekking heeft op een horizontale grondaanvulling.

#### waterspanningen

Evenals bij de stabiliteitsberekeningen van het talud hebben de waterspanningen een belangrijke rol in de berekeningen.

De waterspanningen in de verschillende belastingsconfiguraties zoals die hier aan bod zullen komen behouden steeds hetzelfde verloop.

De aan te houden waterspanningsverdeling vóór en achter de wand zijn in de onderstaande figuur weergegeven.



De aan te houden druklijnen zijn de lijnen d en e.

Gezien de doorlatendheid van de zand-ondergrond kan aangenomen worden dat de waterspanningen vóór en achter de wand in deze laag op elk tijdstip aan elkaar gelijk zijn. Voor de kleilagen wordt ervan uitgegaan dat er een zeker tijdsverschil zal bestaan tussen de tijdstippen waarop de waterspanningen zich aangepast zullen hebben aan de toestand na de val de M.H.W. naar de G.H.W. Het verschil wordt veroorzaakt door de relatief grotere uittreeoppervlak van de grond vóór de wand in vergelijking met de grond achter de wand. De grond vóór de wand zal dan eerder de nieuwe stationaire toestand bereiken.

Tijdens hoogwater verloopt de waterspanning volgens de lijnen a en b, er is geen verschil in waterdruk voor en achter de wand verondersteld.

Direkt na de val van het hoogwater is er even nog geen verschil in de waterdrukken en zijn de druklijnen, met behoud van het aanwezige verhang, verlopen naar de lijnen c en d.

Enige tijd later bereiken de waterspanningen vóór de wand de stationaire toestand volgens de lijn e terwijl de waterspanningen achter de wand mogelijk nog steeds weinig afwijken van de lijn d. Deze situatie levert het grootste waterdrukverschil op, zodat deze als maatgevend aangehouden moet worden. Uiteindelijk zullen de waterspanningen volgens de lijn f gaan lopen, zodat er dan geen drukverschil meer bestaat.

De geconstrueerde waterspanningslijn vertoont een verhang van  $-0.295$  in de kleilaag, zodat hiervoor het fictieve watergewicht van  $7.05\text{kN/m}^3$  ingevoerd moet worden in de berekening.

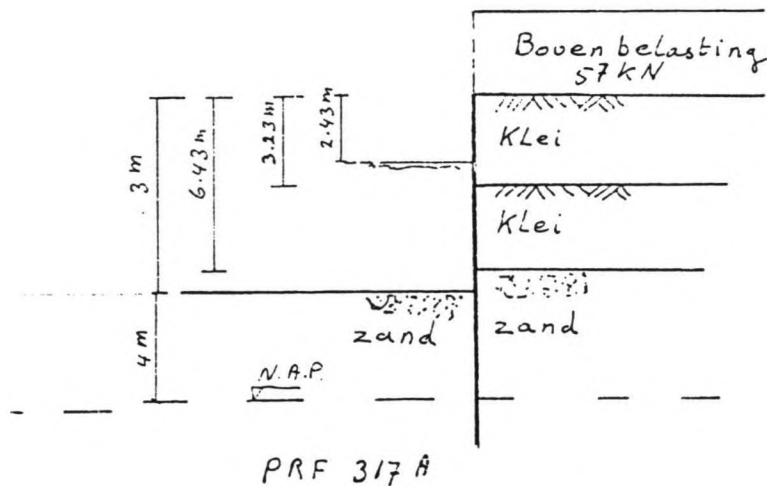
Naast het feit dat de waterspanningen in de zandlaag hydrostatisch verlopen, blijkt uit de figuur een "gaping" te zijn in de waterspanning op de grens tussen de klei- en de zandlaag achter de damwand, omdat de waterspanningsverlaging naar het nieuwe evenwicht in de kleilaag hier nog achter loopt op die in de zandlaag. Deze wordt in de berekening verdisconteerd met een wateroverspanning van  $-5.33\text{kN/m}^2$  in laag 3 (zie bijlage 18 )

#### belastingsvarianten

Er zullen hier, zoals eerder vermeld, een zestal belastingsvarianten aan de orde worden gesteld. Deze belastingsvarianten zijn mogelijke vereenvoudigde belastingsmodellen van de werkelijk bestaande situatie, om zodoende tot een reële oplossing te komen voor de constructieve eisen van de wand. Voor de in- en uitvoergegevens, momenten- , dwarskrachten- , en verplaatsingslijnen wordt naar de betreffende bijlagen 18 t/m 23 verwezen.

De eerste vijf varianten betreffen een aan de voet ingeklemde onverankerde damwand terwijl de laatste als een aan twee zijden vrijopgelegde ligger kan worden beschouwd. In deze laatste variant wordt de bovenste oplegging verkregen door een grout-anker dat onder een hoek van  $30^0$  is aangebracht tot in de zandlaag onder de kruin van de dijk.

## BELASTING I



Voor prf 317A, is de meest extreme belasting op de wand aangebracht. Achter de wand is er een gelijkmatig verdeelde belasting aangebracht van  $57 \text{ kN/m}^2$ . Deze verdeelde belasting stemt overeen met een grondaanvulling achter de wand tot op het niveau van de kruin vanaf de wand tot ver achter de wand. Voor de wand is de aanwezigheid van het talud geheel verwaarloosd en het niveau van de grond gelijk genomen aan het niveau van de bodem van de strang.

Deze belasting levert een buigend moment op van ruim  $1200 \text{ kNm/m}$  en een verplaatsing van de kop van de damwand van  $512 \text{ mm}$  bij een buigstijfheid van de ligger van  $200000 \text{ kNm}^2$ . De minimaal benodigde planklengte is dan  $12.5 \text{ m}$

Het vereist maar weinig (ontwerp)praktijk ervaring om te beseffen dat zulke grote buigende momenten een onredelijk zo niet onmogelijk zwaar damwandprofiel noodzakelijk maakt. Bovendien is de verplaatsing van  $512 \text{ mm}$  onaanvaardbaar groot. Voor dit soort constructies kan als richtlijn aangenomen

worden dat een verplaatsing aan de kop van de wand van max. 100mm nog toelaatbaar is.

In deze variant gaat nog een overschatting van de grondweerstand achter de wand verscholen.

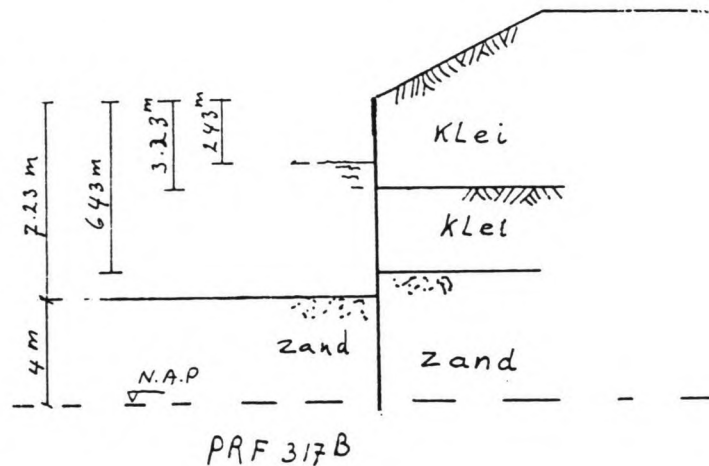
Doordat de gelijkmatig verdeelde belasting is aangebracht boven het niveau van de damwandkop en wel tot ver achter de damwand, wordt de verticale spanning groter verondersteld dan die in werkelijkheid is. Boven het niveau van de damwandkop bevindt zich immers slechts een trapeziumvormige "ophoging". Hoeveel de overschatting bedraagt is niet eenvoudig te bepalen. Om een veilige berekening uit te voeren is het aan te bevelen om hiermee rekening te houden en slechts die weerstand in rekening te brengen die minimaal beschikbaar verondersteld kan worden.

In het programma is het via een kunstgreep mogelijk om hier wat aan te doen. Om de invloed van de gelijkmatig verdeelde belasting  $q$  slechts voor de passieve gronddrukken achter de wand teniet te doen, kan men de waarde van  $C_p$  verminderen met  $q \cdot K_p$ . Omdat deze complicatie zich pas in de buurt van de wandvoet voordoet, is het voldoende deze aanpassing alleen bij de zandlaag aan te brengen. Deze aanpassing is doorgevoerd in prf317Abis.

De uitkomst voldoet volledig aan de verwachting dat de overschatting weinig invloed heeft op de grootte van het max. moment maar wel op de minimale planklengte. De minimale planklengte is met 1m toegenomen tot 13.5m en de verplaatsingen zijn ook iets toegenomen. De totale actieve gronddruk is immers onveranderd gebleven, zodat de plank over een grotere lengte verankerd moet worden om het zelfde inklemmingsmoment te kunnen mobiliseren.



## BELASTING II



Bij deze belastingsvariant, prf 317B, wordt verondersteld dat de belasting achter de wand het gevolg is van een talud van onbeperkte lengte en onder een helling  $\beta$  van  $30^0$ . De tegendruk van de grond voor de wand is andermaal beperkt tot het niveau van de strangbodem.

De belastingsvorm achter de wand komt tot uiting in de grotere waarde van de gronddruk-coëfficiënten in vergelijking tot die van een horizontale grondaanvulling.

Hierbij moeten enige kanttekeningen worden gemaakt die betrekking hebben op de waarde van  $K_n$  (neutrale gronddruk-coëfficiënt) en  $C_a$ ,  $C_p$  (aktieve- en passieve gronddruk-coëfficiënt). De waarde van  $K_n$  is per definitie groter dan  $K_a$  (aktieve gronddruk-coëfficiënt).

Bij een grondaanvulling onder een helling moet  $K_n$  in deze zin aangepast worden. Het programma berekent de waarde van  $K_n$  immers voor een horizontale aanvulling.

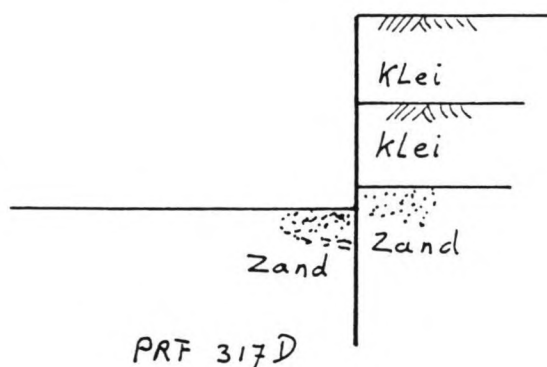
In hoofdstuk 2 is al opgemerkt dat de waarde van  $C_a$ , bij een positieve hoek  $\beta = \phi$ , oneindig groot wordt, omdat bij deze waarde het glijvlak evenwijdig loopt aan de taludhelling. Toch

krijgt men al bij andere relatief grote positieve waarden van  $\beta$  nog onrealistische waarden voor zowel  $C_a$  als  $C_p$ .

Omdat het voor de ontwerper niet eenvoudig is, om per geval een realistische waarde aan te houden, is er als uitgangspunt genomen dat de bijdrage van de cohesie bij een positieve hoek  $\beta$ , zowel actief als passief, minimaal gelijk zal zijn aan de bijdrage van een horizontale grondaanvulling. De lengte van het glijvlak zal bij het toenemen van de helling immers steeds groter worden en is minimaal als de helling nihil is.

Het resultaat van de berekening laat een vermindering zien van het buigende moment met ruim 30% t.o.v. prf 317A tot 810kNm/m', en een verplaatsing van de wandkop van 185mm.

### BELASTING III



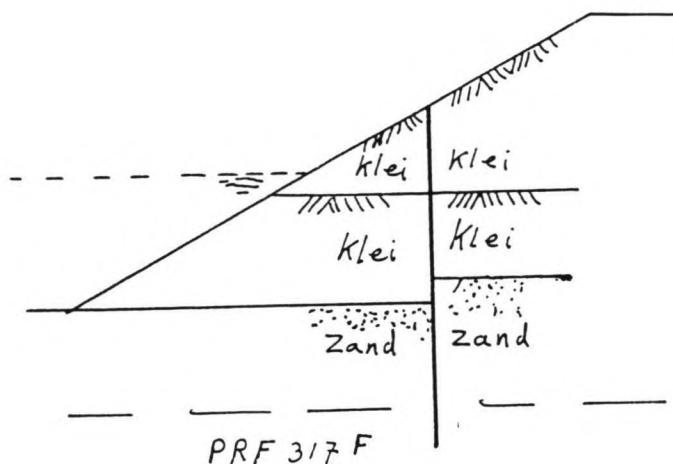
Deze belastingsvariant prf317D behoeft weinig toelichting. Achter de wand is nu geen gelijkmatig verdeelde belasting aangebracht en voor de wand is de situatie nog onveranderd.

Het moment die deze belasting veroorzaakt is 512kNm/m' en geeft een verplaatsing van de wandkop van 112mm.

De waarde van de voorgaande drie berekeningen is dat deze aantonen dat de benadering van de belasting achter de wand in

prf317B in zoverre voldoet dat deze ingeklemd ligt tussen de maximale (prf317A) en de minimale (prf317D) belasting.

#### BELASTING IV



Voor een zo goed mogelijke benadering van de reële belasting achter en voor de wand, voegen we aan prf317B de driehoekige grondmoot voor de wand met het talud onder een hoek van  $-30^{\circ}$  toe.

De horizontale gronddrukken bestaan door het gebruik van cohesie constanten voor een deel dat onafhankelijk is van de diepte. Bij een horizontale grondaanvulling met grote waarden voor  $K_p$  is de bijdrage van de  $C_p$  in de totale gronddruk over de hele wand meestal relatief klein. Bij negatieve hoeken van de aanvulling met zeer kleine waarden voor  $K_p$  zou deze bijdrage tot een overschatting van de grondsterkte kunnen leiden.

Om een eventuele overschatting van de invloed van de cohesie te voorkomen, wordt de bijdrage hiervan aan de passieve grond-

druk bij negatieve hoeken van de aanvulling in zijn geheel verwaarloosd door  $C_p$  op nul te stellen.

Uit berekeningen van de gronddrukcoëfficiënt met cirkelvormige glijvlakken blijkt ook nog dat rechte glijvlakken een overschatting geven van de passieve coëfficiënt  $K_p$ , die sterk toe neemt naarmate de helling van talud negatiever wordt. Zie onderstaand staatje uit de literatuur.

Lateral-earth-pressure Coefficients†

$\beta$		$\alpha$				
		-30°	-12°	± 0°	+12°	+30°
+20°		0.34	0.43	0.50	0.59	1.17
+10°		0.30	0.36	0.41	0.48	0.92
± 0°		0.26 (0.26)	0.30 (0.30)	0.33 (0.33)	0.38 (0.38)	0.75 (0.85)
-10°		0.22 (0.22)	0.25 (0.24)	0.27 (0.26)	0.31 (0.30)	0.61 (0.67)
-20°		0.18 (0.18)	0.20 (0.18)	0.21 (0.20)	0.24 (0.22)	0.50 (0.45)
+20°		0.50	1.5 (1.0)	2.3 (1.8)	3.1 (2.8)	4.9 (4.6)
+10°		0.62	1.8 (1.4)	2.5 (2.3)	3.6 (3.4)	6.2 (5.9)
± 0°		0.75 (0.40)	2.1 (1.8)	3.3 (3.1)	4.4 (4.2)	8.8 (7.4)
-10°		0.92 (0.52)	2.6 (2.4)	3.8 (3.6)	5.9 (5.7)	16.7 (9.3)
-20°		1.17 (0.67)	3.4 (3.0)	5.3 (4.8)	9.6 (7.2)	45.7 (11.6)
		$c=0$ ;	$\phi=30^\circ$ ;	$\delta=0^\circ$		

†  $K$  values in parentheses refer to curved surfaces of failure.

Voor een helling van  $-30^\circ$  bedraagt de overschatting vrijwel 110%. De waarden voor  $K_p$  die in dit geval zijn gebruikt zijn de gehalveerde waarden van die welke het programma in eerste instantie berekend heeft.

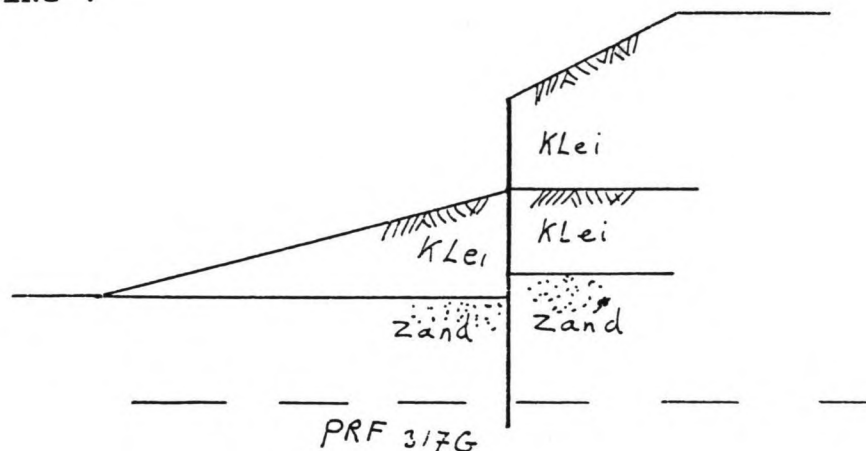
De uitkomst van de berekeningen wordt weergegeven in prf317F.

De resultaten van deze schematisatie zijn op het eerste gezicht opmerkelijk te noemen. Het buigende moment bedraagt nu slechts 52kNm/m' en de verplaatsing van de wandkop bij een stijfheid van 20000kNm<sup>2</sup> is 64mm, terwijl de minimale planklengte terug gebracht kan worden tot 7.5m. Gaan wij echter ervan uit, dat een damwand in een op zich zelf stabiel talud helemaal geen buigende momenten zal ondergaan, dan zijn bovengestane waarden wel aannemelijk. Voor een deel wordt het moment veroorzaakt door het waterspanningsverschil. Het resterende deel moet de bijdrage vormen die het onstabiele kritieke glijvlak nog net te kort kwam om alsnog in evenwicht gebracht te worden.

Uit de voorgaande berekeningen blijkt dat de bijdrage van het talud vóór de wand voor het interne evenwicht van de wand zeker niet verwaarloosd moet worden.

Het belang hiervan kan middels de volgende twee berekeningen nogmaals sterk worden benadrukt.

#### BELASTING V



Bij deze berekening wordt aangenomen dat zich een afschuiving voordoet vóór de wand en dat de grond uiteindelijk onder een hoek van 15<sup>0</sup> zal blijven liggen.

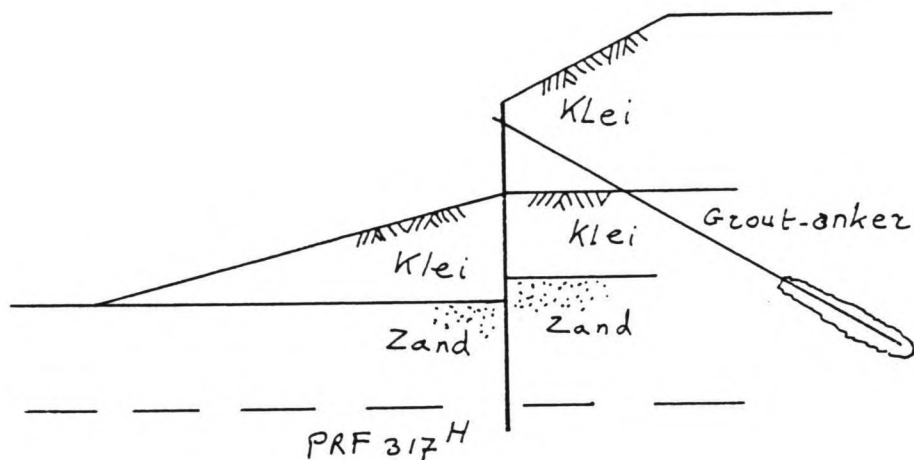
De aanpak van deze variant is vergelijkbaar met die van prf317F. Op grond van de daar getoonde staatje wordt de bere-



kende waarde van  $K_p$  vóór de wand voor slechts 80% in rekening gebracht.

Het buigende moment dat nu opgenomen moet worden door de wand is nu vele malen groter en bedraagt  $395 \text{ kNm/m'}$ , terwijl de planklengte ook groter zal moeten zijn.

#### BELASTING VI



Wil men voorkomen dat de wand, gedimensioneerd op basis van de gegevens uit prf317F bezwijkt bij een eventuele afschuiving, dan zal de wand verankerd moeten worden.

In profiel prf 317H is uitgegaan van een groutanker onder een hoek van  $30^\circ$  aangebracht met het anker element in de zandlaag tot onder de kruin van de dijk.

Het gevolg hiervan is dat het buigend moment terug gebracht wordt tot dezelfde orde van grootte als de wand zonder anker en zonder afschuiving. Het maximale moment bedraagt nu  $84 \text{ kNm/m'}$  met een ankerkracht van  $63 \text{ kN/m}$  bij dezelfde planklengte van  $7.5 \text{ m}$

Het aanbrengen van groutankers is een kostbare aangelegenheid die de ontwerper bij voorkeur wil vermijden. Volstaat de ontwerper nu met een wand op basis van de belasting IV, dan is het noodzakelijk dat het risico van het afschuiven van de

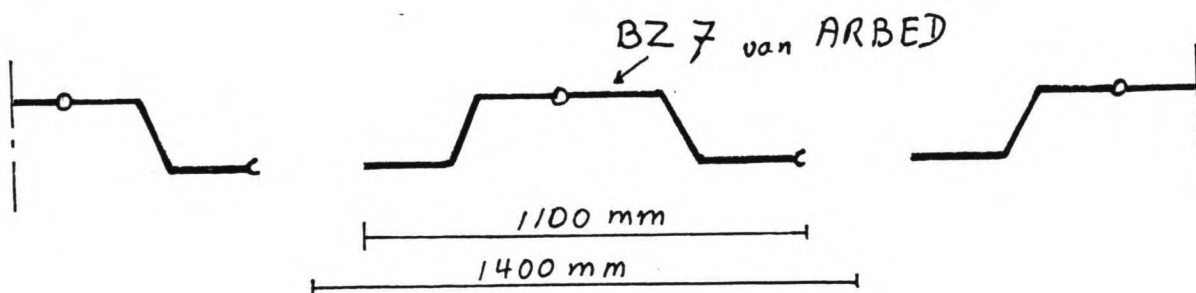
grond voor de wand tot een minimum wordt beperkt. Om dit risico te verkleinen is het aan te bevelen om voor de stabiliteit van het talud voor de wand een schadefactor  $j_n = 1.1$  in rekening te brengen in plaats van  $j_n = 1$  zoals eerder is aangenomen.

Het ontwerpprofiel van de dijk zoals hier is voorgesteld voldoet aan deze zwaardere eis voor de stabiliteit. De stabiliteitsfactor voor het glijvlak vóór de wand bedraagt immers 1.12 (zie dijk 3 op bladzijde 48), zodat volstaan kan worden met de berekening volgens de belasting IV.

### Keuze damwandprofiel

Bij het dimensioneren van het damwand profiel wordt het veiligheidsaspect middels de deterministische methode in rekening gebracht. De veiligheidsfactor van 1.7 die normaal voor staalconstructies wordt gehanteerd wordt hier verhoogd tot 2 om de onzekerheden van de berekeningsmethode van de momenten te verdisconteren. Het buigende moment zoals dat is berekend moet als een karakteristiek moment worden beschouwd omdat voor de belastingen karakteristieke waarden zijn gebruikt. Het rekenmoment wordt dus gevonden door de berekende waarde te vermenigvuldigen met 2 aldus geldt:  $M_{rek} = 2 * 53 = 106 \text{ kNm/m}'$ .

Om een kostenbesparing te kunnen bereiken wordt hier voorgesteld om een open wand te construeren. In de wand wordt dan om de 1.10m een tussenruimte open gelaten van 0.3m.





Om de belasting van de 0.3m brede grondmoot tussen de damplanken op te kunnen vangen wordt er vanuit gegaan dat de actieve gronddruk zich zijdelings zal spreiden naar de aangrenzende damplanken. Evenzo wordt verondersteld dat de plank zelf, ook door een zijdelingse spreiding, de volle breedte van de grond zal kunnen aanwenden om de benodigde passieve gronddruk op te wekken. De waarde van 0.3m is arbitrair maar niet buitensporig te noemen. De bovenbegrenzing van deze waarde, die mede afhangt van de grondsoort, planklengte en -breedte, is zonder nadere studie moeilijk vast te stellen.

In het meest ongunstige geval dat de tegendruk alleen tot stand komt over de breedte van de plank, kan de consequentie voor de verplaatsing en planklengte als volgt worden benaderd. Door de "open ruimte" in de wand wordt de berekende momenten per plankstel vergroot met  $0.3/1.1 \cdot 100\% = 27\%$ , de vervorming van de wand zal naar evenredigheid ook toenemen met 27%. Om het grotere inklemmingsmoment op te kunnen wekken, zal de "verankeringslengte" in de grond moeten toenemen. Aangezien het gedeelte waar de actieve gronddruk aangrijpt nagenoeg niet verandert, zal de minimum planklengte iets vergroot moeten worden en de plank iets meer naar voren moeten wijken en roteren om het evenwicht te verzekeren.

Vooralsnog wordt aangenomen dat de grootte van de verplaatsing van de damwandkop de toelaatbaar geachte waarde van 100mm niet zal overschrijden.

Er wordt uit de beschikbare profielen gekozen voor het Bz 7 profiel van ARBED om deze paarsgewijs in een dubbele Z vorm met een breedte van 1.10m aan te brengen met een onderlinge afstand van 0.30m. Tien van deze paren op die onderlinge afstand bestrijken een lengte van 14m, dus elk plankstel krijgt 1,4m dijk lengte te keren. Het rekenmoment wordt dan  $1,4 \cdot 106 \text{ kN} = 148,4 \text{ kNm}$  per plankstel.

Het maximale weerstandsmoment van het profiel Bz 7 bedraagt per strekkende meter  $750 \cdot 10^{-6} \text{ m}^3$  per plankstel van 1.1m is het weerstandsmoment dan  $825 \cdot 10^{-6} \text{ m}^3$ . Bij een staal sterkte van  $240 \text{ N/mm}^2$  wordt het maximaal opneembare moment  $M_{\text{max}} =$

$24 \cdot 825 = 198 \text{ kNm}$ . Deze waarde is ruim voldoende om het rekenmoment op te kunnen nemen. Wordt de wand echter onbeschermd in de grond aangebracht dan moet men met een corrosie van het staal met een waarde van 0.05mm per jaar per plankzijde, waardoor de sterkte van de wand in de loop der jaren zal afnemen. De reserve van 50kNm die de plank nu nog heeft kan de plank nog enige jaren mee, waarna deze vervangen zal moeten worden. De termijn waarbinnen dit zal moeten gebeuren bij dit profiel wordt te kort geacht. Na verloop van 25 jaar is er immers al een extra dikte van de plank vereist van  $2 \cdot 0.05 \cdot 25 = 2.5 \text{ mm}$ . Het zwaardere profiel Bz 17, 10mm flensdikte in plaats 8mm bij Bz7, zal dan noodzakelijk zijn. De dijkverbetering wordt ontworpen op een levensduur van 50jaar zodat de constructie één maal vervangen zal moeten worden. De kosten die hiermee gemoeid zijn moeten als een gekapitaliseerde waarde in de kosten-berekening worden opgenomen.

In bijlage 24 is de constructietekening opgenomen met Hoesch-profiel die geacht kan worden 50 jaar mee te kunnen gaan.

-----

## HOOFDSTUK 4.

### UITVOERING EN KOSTENRAMING

#### uitvoering

Voor de uitvoering van de constructie wordt als randvoorwaarde gesteld dat deze geen noemenswaardige schade mag brengen aan juist die elementen welke mede de aanleiding vormen voor het toepassen van een constructie als deze.

Deze randvoorwaarde stelt eisen aan het materieel en het werkterrein hiervan en mogelijk aan de ruimte voor opslag van het materiaal.

De afstand van de plaats waar de wand ingebracht moet worden tot de oude kruinas (-berm) is zodanig dat de planken zonder al te veel moeite met een kraan vanaf de kruin "ingeheid" moeten kunnen worden. Het "heien" van de planken met een slagapparaat zal hoogst waarschijnlijk problemen en schade veroorzaken aan de verschillende elementen. Om dit te voorkomen moeten de planken dus met een trilblok in het talud worden ingebracht. De zwaarte van het trilblok is afhankelijk van de te verwachten "heiweerstand", die bepaald wordt door de grondsoort, planklengte en -breedte.

In tegenstelling tot een gesloten wand waar alleen de eerste plank nauwkeurig en met de nodig zorg moet worden ingebracht middels een geleidingsconstructie, moet hier elke plankstel afzonderlijk worden geleid bij het inbrengen. Het meerwerk dat dit met zich meebrengt wordt anderszins gecompenseerd door het feit dat de marges voor eventuele afwijkingen nu veel ruimer genomen kunnen worden, omdat deze geen cumulatief effect hebben voor de naast gelegen planken. Bovendien ondervindt het "heiwerk" geen extra slotweerstand, omdat de planken niet in elkaar aangrijpen.

Verder zal er ter plaatse van de wand het talud 1 m horizontaal ingekast moeten worden om nodige werk- en constructie-

ruimte vrij te maken. Deze inkassing gaat ten koste van 1,2m van de bestaande taludbekleding, welke slechts gedeeltelijk hersteld kan worden. In deze inkassing worden de planken ten slotte aan elkaar verbonden door middel van een betonsloof met een minimale wapeningspercentage van 1%. De functie van deze sloof is dat deze zorg moet dragen voor een goede herverdeling van de belastingen en vervormingen op en van de afzonderlijke planken. Door deze sloof tevens zo goed mogelijk in het zicht te houden biedt deze een goed aanknopingspunt voor inspectie en tijdige signalering van ongewenste afwijkingen in het gedrag van de constructie.

### kostenraming

De kostenraming zal betrekking hebben op een vergelijking van de kosten van de hier voorgestelde damwand constructie en de kosten van het maken van een steunberm in de strang.

De vergelijking van de kosten is in twee delen gesplitst.

De eerste vergelijking van de damwand is met de korte steunberm in de strang over de eerste 600m van het dijktraject waar gebruik moet worden gemaakt van relatief veel mijnsteen en een asfaltbekleding en de strang door ruimte-gebrek niet wordt omgegraven.

De tweede vergelijking wordt gemaakt met een brede steunberm over de daarop volgende 600m waar de strang wel omgegraven wordt. Deze 600m worden nog eens in twee stukken verdeeld omdat de grondsamenstelling langs het traject een variërende planklengte nodig maakt.

Uit de vergelijking van de kosten van de damwand en de kosten voor het maken van de korte berm, zoals die hierna zijn opgenomen, blijkt dat voor het eerste deel van het traject het verschil in kosten ruim fl 45000.-- bedraagt in het voordeel van de damwand. Dit feit weerlegt de veel gehoorde bewering dat damwanden duur zijn. Damwanden kosten inderdaad veel geld, maar deze kosten moeten altijd per geval afgewogen wor-

den tegen andere mogelijke alternatieven. Daarentegen blijkt ook dat in vergelijking tot de kosten van het maken van de brede berm in de strang de kosten van de damwand verre in het nadeel zijn. Hier dient wel de aantekening bij gemaakt te worden dat de besparing die bereikt wordt door het hergraven van de strang ten koste gaat van de waarde van de strang als natuur- en landschappelijk element en ten koste van de waardevolle vegetatie die op dit moment aan de strang verbonden is. De waardering van deze belangen is niet in de raming meegenomen.

-----

Damwand onverankerd

Kosten van de planken per meter dijk:

Traject H.M.P. 305-311	311-315	315-317
Planklengte 8.75 m	9.5 m	7.5 m
Aantal/m 0.7 m *	0.7 m *	0.7 m *
6.125 m <sup>2</sup>	6.65 m <sup>2</sup>	5.25 m <sup>2</sup>
Prijs /m <sup>2</sup> fl. 150 *	150 *	150 *
Sub. tot. fl. 918.75	997.50	787.50
Maken van de inkassing:		
Zagen beton		
2x fl.15/m 30.00		
Opruimen van		
puin en tegels		
a fl. 6/m 9.00 +	9.00 +	9.00 +
fl. 957.75	1006.50	796.50
Deksloof fl. 175.00 +	175.00 +	175.00 +
fl.1132.75	1181.50	871.50
Lengte in m 600 *	400 *	200 *
fl. 679650.--	472400.--	174300.--
10% alg.k.		
winst +		
risico fl. 67965 +	47240 +	17430 +
fl. 747615	519640	191730
20% BTW 1.2 *	1.2 *	1.2 *
fl 897138.--	623568.--	230076.--
contante fl 900000.--		86 000.--
waarde 4%		
over 50j. fl 337600.-- +		301000.-- +
Totaal fl 1237600.--		1161000.--

### Korte "Mijnsteen-berm"

Uitbaggeren v/d strang			
10x0.3x700=2100m <sup>3</sup>	à fl 8.--	fl	16800.--
Aanbrengen mijnsteen 8000m <sup>3</sup>	à fl 34.--	fl	272000.--
Inzagen betonbekleding 600m	à fl 15.--	fl	9000.--
Opruimen bekleding + ontgraven			
2400m <sup>2</sup>	à fl 5.--	fl	12000.--
Aanbrengen klei uit 't depot			
8000m <sup>3</sup>	à fl 4.--	fl	32000.--
Aanbrengen steenasfalt bekleding		fl	630000.--
		fl	971800.--
Algemene kosten, winst en risico 10%		fl	97180.--
		fl	1068980.--
	BTW 20%		1.2x
		fl	1282776.--

### Brede klei-berm

Grond aankoop 30x600=18000m <sup>2</sup>	à fl 2.--	fl	36000.--
Uitbaggeren v/d strang			
30x0.3x600=5400m <sup>3</sup>	à fl 8.--	fl	43200.--
Zandaanvulling 12000m <sup>3</sup>	à fl 12.50	fl	150000.--
Ontgraven + verwerken klei			
48600m <sup>3</sup>	à fl 3.50	fl	170100.--
		fl	399300.--
Algemene kosten, winst en risico 10%		fl	39930.--
		fl	439230.--
	BTW 20%		1.2x
Totale kosten		fl	527076.--
Besparing door klei winning			
75000m <sup>3</sup>	à fl 10.--	- fl	750000.--
Netto besparing		fl	222924.--

## HOOFDSTUK 5.

### CONCLUSIE

Bij de aanpak van rivierdijk-verbeteringen zijn er verschillende belangen die een rol spelen bij de beoordeling van de verschillende alternatieven. Naast het primaire belang van de veiligheid zijn er nog de financiële, sociaal-maatschappelijke, landschappelijke, cultuurhistorische en natuurwetenschappelijke belangen die afgewogen moeten worden. De randvoorwaarden die voortvloeien uit deze afweging laten dan letterlijk en figuurlijk weinig ruimte voor een of meerdere alternatieven die aan al de belangen die in het geding zijn tegemoet kunnen komen.

Het verbeteringsplan voor het dijktraject van de Waalbandijk nabij Dodewaard zoals dat door het Polderdistrict Betuwe inmiddels in uitvoering is genomen gaf aanleiding om een "uitgekiend-ontwerp" op de technische en financiële haalbaarheid nader te onderzoeken.

Met de beschikbare middelen en bestaande theoretische kennis omtrent de stabiliteit van taluds en berekeningsmethoden voor damwanden, is in dit deel van het afstudeerproject getracht een grondkerende constructie te ontwerpen dat het opwerpen van een steunberm in de strang langs de dijk overbodig maakt.

Het resultaat van dit onderzoek laat zien dat er met een relatief licht damwandprofiel een technisch verantwoorde constructie gemaakt kan worden.

In financieel opzicht kan er echter geen eenduidig oordeel gegeven worden omtrent de haalbaarheid van deze oplossing.

In vergelijking met de bermconstructie die langs de eerste 600m van het traject uitgevoerd moet worden is de open damwand constructie op grond van een globale kostenraming kosten neutraal. De kosten voor beide constructies worden immers om en nabij de 1,2 miljoen guldens geraamd. Ook indien men bij een afweging van de levensduur van de wand van 25 jaar tegenover



een damwand dat wel 50 jaar meegaat maakt, zullen de kosten van de damwand niet veel afwijken van de 1,2 miljoen guldens. De gekapitaliseerde kosten kunnen immers direkt aangewend worden om de hogere materiaalkosten van de wand die 50 jaar mee kan te financieren.

Worden de kosten van de damwand echter met die van de brede bermconstructie langs de daarop volgende 600m vergeleken dan blijkt dat de damwand in dat geval ver in het nadeel ligt.

De verklaring voor dit contrasterend resultaat ligt in het feit dat voor de korte berm gebruik moet worden gemaakt van relatief veel mijnsteen en een kostbare asfaltbekleding. Bij de brede berm wordt daar tegenover een grote besparing bereikt in de vorm van kleiwinning door de dan noodzakelijke afgraving van de strang. Door deze afgraving wordt echter voorbij gegaan aan waarde van de strang in landschappelijk en natuurwetenschappelijk opzicht.

Hoewel het niet uitgesloten geacht moet worden dat een gedetailleerde kostprijs berekening in combinatie met een daadwerkelijke uitvoering een andere verhouding zal laten zien, kan op grond van het hier gedane onderzoek het volgende geconcludeerd worden:

De waarde van het toepassen van de damwandconstructie het in dijktraject bij Dodewaard zou beperkt zijn. De waarde van de toepassing elders zal afzonderlijk gewogen moeten worden, omdat niet bij voorbaat gesteld kan worden dat deze constructie uitzonderlijke kosten met zich meebrengt.

Om de terughoudendheid van de dijkbeheerders aangaande het toepassen van "uitgekiende-ontwerpen" zoals deze enigzins weg te nemen, is het aan te bevelen om de extra kosten van onderzoek, onderhoud en herstel en een eventuele herinvestering vanwege de verwachte levensduur in enigerlei vorm te betrekken in subsidie bedragen die aan de beheerders worden verleend. Door deze constructies daadwerkelijk uit te voeren zal de nodige ervaring opgedaan kunnen worden om de theorie aan de praktijk te toetsen.

-----

## Literatuurlijst

- 1 Numerieke mechanica, college dictaat b25  
Prof. dr. ir. A. Verruijt, 1983
- 2 Waterbouwkundige constructies, college dictaat f9  
onder redactie van prof. ir. A. Glerum, 1981
- 3 Leidraad voor het ontwerpen van rivierdijken D1.1  
Technische Adviescommissie voor de Waterkeringen  
1985
- 4 Handleiding bij het programma Damwand +  
ing. M. van der Meer, 1984
- 5 Soil Mechanics  
C. F. Craig, 1974
- 6 Foundations, Retaining and Earth Structures  
Techebotariof
- 7 Tables de butee, de pousse et de force portante  
des fondations  
Caquot et Kerisel, 1948
- 8 Sickerstromungen und spannungen in boden  
W. H. Bölling, 1972
- 9 Fondations et ouvrages en terre  
G. Philipponat, 1979
- 10 Het heien van stalen damwanden  
Stichting bouw research

## Lijst van opgenomen bijlagen

- 1 Schets met keuze van het polderdistrict
- 2 Principeschets van de variant oplossing
- 3 Ontwerpwaarde voor de windsnelheid
- 4 Berekening voor de effectieve strijk lengte
- 5 Grafiek voor de significante golfhoogte Hs
- 6 Relatie tussen de waakhoogte en de golfhoogte Hs
- 7 Ontwerpprofiel
- 8 Vierkantennet ter bepaling v/d freatische lijn
- 9 Invoer gegevens v/h dijkprofiel in STABIL
- 10 Profiel Dijk 1
- 11 Profiel Dijk 2
- 12 Profiel Dijk 3
- 13 Profiel Dijk 4
- 14 Gronddruk-supperpositie (actief)  
Homogene grond zonder water
- 15 Gronddruk-supperpositie (actief)  
Gelaagde grond zonder water
- 16 Gronddruk-supperpositie (actief)  
Gelaagde grond met water
- 17 Gronddruk-supperpositie (passief)  
Gelaagde grond met water
- 18 Damwand gegevens in profiel 317A
- 19 Damwand gegevens in profiel 317B
- 20 Damwand gegevens in profiel 317D
- 21 Damwand gegevens in profiel 317F
- 22 Damwand gegevens in profiel 317G
- 23 Damwand gegevens in profiel 317H
- 24 Constructie tekening

