



W-71.023

BIBLIOTHEEK
 Dienst Weg- en Waterbouwkunde
 Van der Burghweg
 Postbus 5044, 2600 GA Delft
 Tel. 015 - 699111

GEFORCEERDE AFSCHUIVING BIJ DOORGRAVING
OUDE DIJK AUVERGNEPOLDER.

Inhoud :

I	Inleiding
II	Probleemstelling
III	Conclusies + Advies
IV	Methoden van Onderzoek
V	Verwerking resultaten doorgravingsonderzoek
VI	Aanbevelingen voor toekomstig onderzoek
VII	Naschrift
	Literatuurlijst + Appendices
	Bijlagen

Bijbehorend : 6 mappen met gegevens.
(deze bevinden zich op het LGM te Delft
onder nummer (Co-20364)).

DELFT, sept. 1971.

H.L.H. SMINK.

N.W. ROELOFSEN.

BIBLIOTHEEK
Dienst Weg- en Waterbouwkunde
Van der Burghweg
Postbus 5044, 2600 GA Delft
Tel. 015 - 699111

18 MAART 1992

I. Inleiding. (zie bijlage 1 = overzichtskaart)

Op het moment is in aanbouw het Rijn-Schelde kanaal, een gezamenlijk project van Nederland en België. Dit kanaal zal in de toekomst gaan zorgen voor een betere verbinding van Antwerpen met de Rijn, met als direct gevolg een betere ontsluiting van de havens van Antwerpen.

Het Nederlandse kanaalgedeelte tussen de Oosterschelde en het Volkerak zal voor een groot gedeelte de bestaande Eendracht volgen.

Teneinde daar een redelijk kanaalpand te krijgen is het noodzakelijk enkele bochten in de Eendracht af te snijden. In enkele polders zullen dan ook gedeeltes van de oude hoogwaterkering moeten verdwijnen, en zullen langs het nieuwe kanaalgedeelte nieuwe hoogwaterkeringen dienen te worden gebouwd. Dit betreft dan:

Dijkgedeelten van navolgende polders.

- a Leguit polder.
- b Auvergne polder.
- c Slabbekoorn polder.
- d Becius polder.

Tijdens de bouw van een aantal van deze hoogwaterkeringen is gebleken dat de ondergrond vaak zeer slap is. Omdat de dijken na de afsluiting van de Oosterschelde (1978) als secundaire waterkeringen gaan fungeren, heeft men er naar gestreefd de dijken zonder extra grondverbeteringen op deze slappe funderingsbodem te construeren. De eerstvolgende zeven jaar zullen de dijke echter nog bleetstaan aan de gebruikelijke getijcondities, zodat de stabiliteit voor extreme waterstanden en waterstandsverschillen verzekerd dient te zijn.

Om deze reden, en omdat de funderingsbodem tijdens de bouw van de dijken door wateroverspanningen vaak extra slap is, bleek reeds snel dat de stabiliteit vaak krap aan verzekend was. Bedachtzame hantering van de bestaande methoden voor berekening van de stabiliteit was aan de orde van de dag.

Om een zo goed mogelijk inzicht te krijgen in de bruikbaarheid van de verschillende bestaande methoden heeft de Deltadienst het plan opgevat dit te doen door deze methoden te toetsen aan de hand van geforceerde afschuivingen in de door te graven oude dijkgedeeltes. Ten tijde van de geboorte van dit plan was de Auvergne polder de eerste kandidaat en bovendien de polder waarin de meeste problemen waren ondervonden.

Dit verslag beschrijft een voorstel volgens hetwelk een afschuiving zo goed mogelijk tot stand kan worden gebracht. Tevens wordt een kritische beschouwing gegeven van de berekeningsmethoden, de schuifweerstandsbepaling en enige andere facetten die hierbij ter sprake komen.

Tevens dient dit verslag als deelontwerp bij het afstuderen aan de T.H. Delft van beide schrijvers.

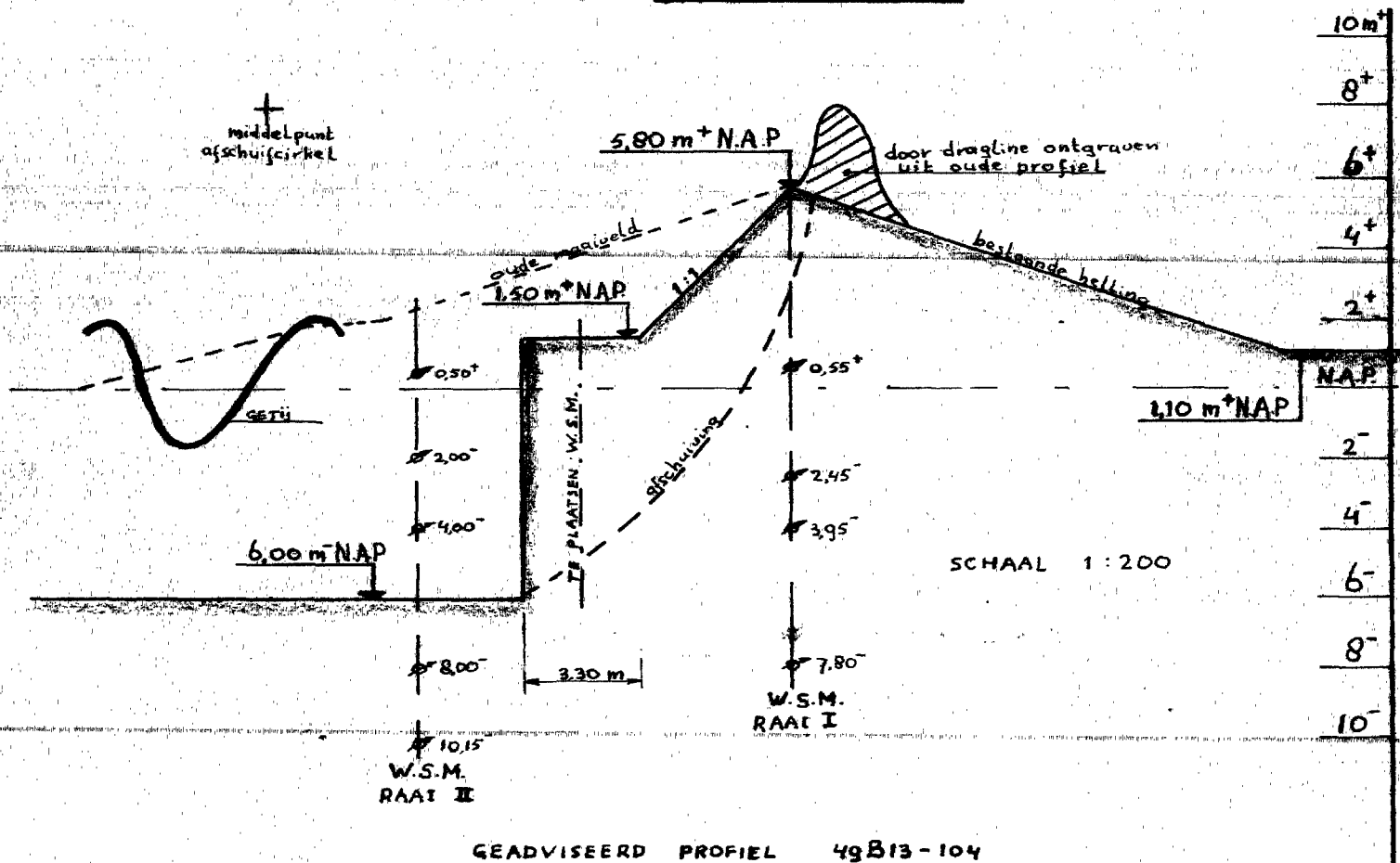
II. Probleemstelling.

1. Voorspelling van een afschuiving tijdens de doorgraving van een gedeelte van de oude hoogwaterkering in de Auvergne polder, m.b.v. bestaande stabiliteitsberekeningen en daaraan verbonden proefmethodieken.
2. Het ontwerp van een ontgravingsprocedure welke een zo ongunstige- en zo goed mogelijk interpreteerbare afschuiving oplevert.
3. Ontwerp van instrumentatie en daaraan verbonden organisatie ten-
einde de afschuiving zo goed mogelijk te kunnen opmeten.
4. Vergelijking van de op celproeven gebaseerde voorspelling met voor-
spellingen waarbij gebruik wordt gemaakt van kleefmantel/ en
"vane"-tests. / Sonderingen
5. Het zo goed mogelijk in rekening brengen van waterspanningen tijdens de ontgraving en de afschuiving.

De onderdelen 3 en 5 zullen meer diepgaand besproken worden in een
vervolg op dit verslag.

III. Conclusies en Advies.

1. Een ontgravingsprocedure volgens onderstaande figuur kan de gewenste afschuiving creëren. Dit betreft profiel 4-der stabiliteitsberekeningen (zie ook bijlage 11).



2. Omdat uit het onderzoek is gebleken dat we te maken hebben met een oud-hollandse kleidijk, waarvan de stabiliteit verzekerd is, moet om een afschuiving te veroorzaken een groot deel ontgraven worden.
Geadviseerd wordt als volgt te werk te gaan:
Het door een dragline boven H.W. uitgegraven zand dient gedeponeerd te worden op de kruin van de dijk. Daarna volgt het cutter-proces waarover in het vervolg op dit verslag dieper zal worden ingegaan.
3. Het nauwkeurig inmeten van het profiel is voor de goede gang van zaken uitermate belangrijk.
4. Om bij een afschuiving het verloop van de waterspanningen in rekening te brengen is het plaatsen en registreren van extra waterspanningsmeters gewenst. (zie ook voorgaande schets). De waterspanningsmeters in de teen van de dijk (raai II) kunnen thans wel getrokken worden.

5. Om bij een afschuiving het verloop van het glijdvlak te volgen is het plaatsen van hellingmeters van essentieel belang.

foto :



bestaand

profiel

49 B 13-104

op 18-8-'72

IV Methoden van Onderzoek.

Dit hoofdstuk behandelt de drie stabiliteitsberekeningen die op het Laboratorium voor Grondmechanica (LGM.) in Delft worden gebruikt.

Alle drie zijn operationeel bruikbare programma's voor de IBM 360-computers. (A)

Een volgend hoofdstuk behandelt de wijze waarop de verschillende grondkonstanten die nodig zijn voor de stabiliteitsberekening verkregen kunnen worden.

Tevens worden enige kritische opmerkingen gemaakt over de waarde die men moet hechten aan de stabiliteitsberekening en de grondkonstanten verkregen door metingen in het terrein. Ervaringen opgedaan op LGM werden vermeld (B).

A. Stabiliteitsberekeningen.

1. De drie bestaande programma's op LGM, die operationeel zijn voor de IBM-360, zijn:

- a Methode Hoogenboom.
- b Methode Bishop - afgesneden.
- c Methode gecorrigeerde Hoogenboom.

Overeenkomstig aannamen in deze programma's zijn:

- 1e. Zij nemen de grenstoestand van bezwijken aan voor de gehele tot afschuiving komende grondmoot.
- 2e. Zij gaan uit van een cirkelvorming glijvlak.
- 3e. Ter bepaling van de "veiligheids" coëfficiënt wordt het moment-evenwicht beschouwd.
- 4e. De eerste aanname van de verticale totaal spanning langs het schuifvlak: deze wordt gelijk genomen aan het gewicht van de totale grondmassa boven het beschouwde punt.

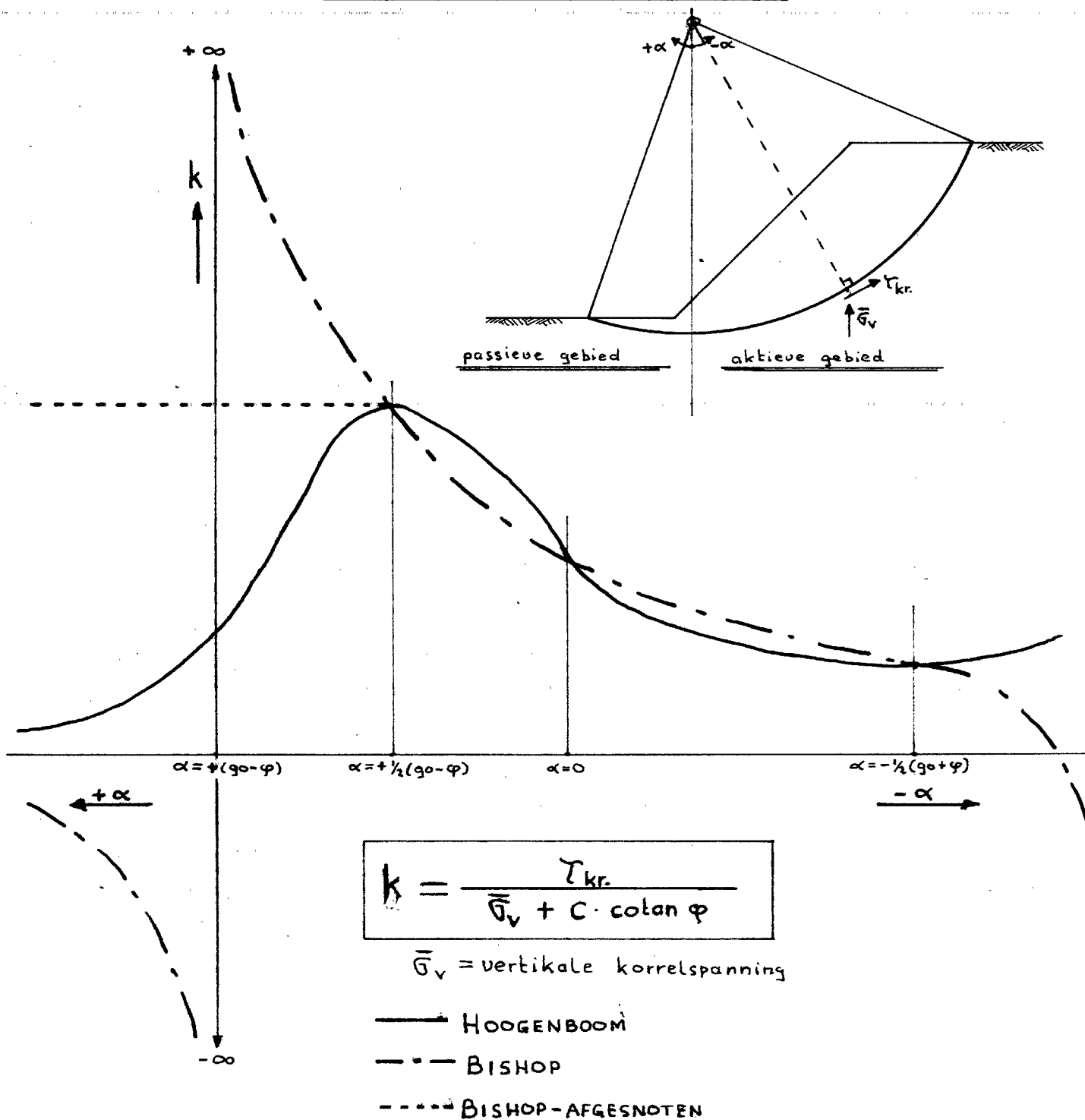
Het verschil ligt in :

- De definitie van de kritische schuifspanning langs het glijvlak; hierdoor verschillen in het horizontaal en vertikaal evenwicht van de totale afschuivende grondmassa.

Bij alle drie de methoden wordt gewerkt met verticale lamellen, waarbij de rekenwaarden bepaald worden in de as van een lamel. Ingevoerd kunnen worden:

- laagscheidingen in het grondmassief, met de bijbehorende grondeigenschappen.
- oude- en nieuwe maaiveld.
- oude- en nieuwe waterspiegel.
- capillaire stijghoogten t.o.v. oude- en nieuwe waterspiegel.

VERLOOP $k - \alpha$ (zie vervolg)



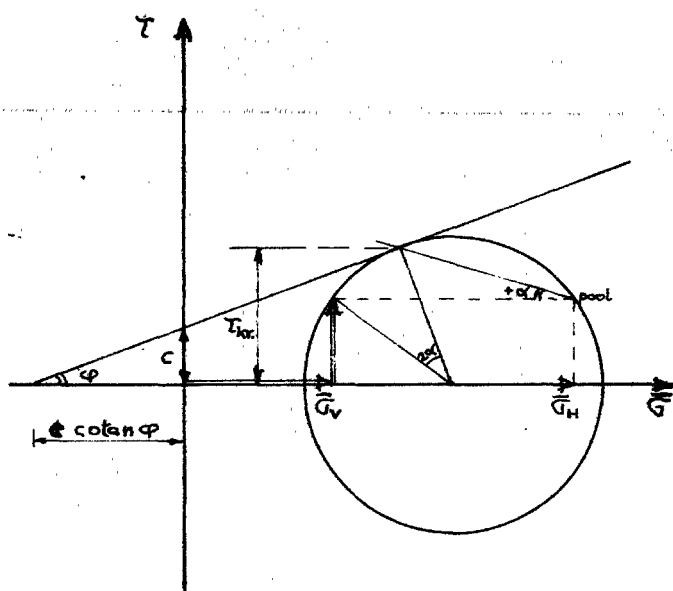
ada

Hoogenboom: $\tau_{kr} = \frac{\sin \varphi \cos \varphi}{1 - \sin \varphi \sin(\varphi + 2\alpha)} (\bar{\sigma}_v + c \cotan \varphi)$

(Voor afleiding zie appendices!)

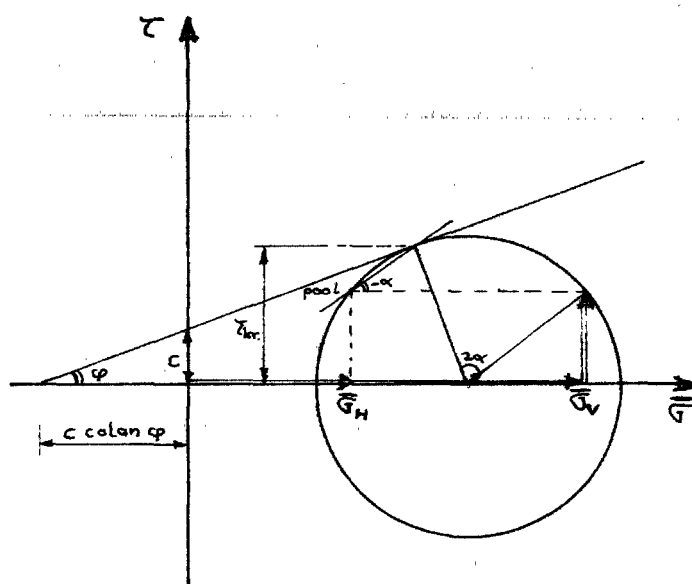
Uitgegaan wordt van de spanningsleer. De verticale korrelspanning wordt gelijkgesteld aan het gewicht van de bovenliggende moot grond, minus de t.p. aanwezige waterspanning.

Het horizontale en verticale evenwicht wordt niet beschouwd.



passieve gebied

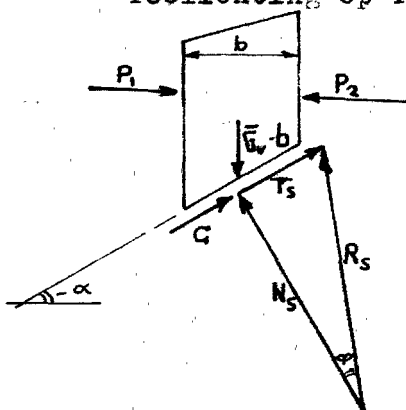
$$\bar{\sigma}_H > \bar{\sigma}_v$$



aktieve gebied

$$\bar{\sigma}_v > \bar{\sigma}_H$$

Toelichting op fout gemaakt door niet in rekening brengen van $\sum H=0$ en $\sum V=0$.



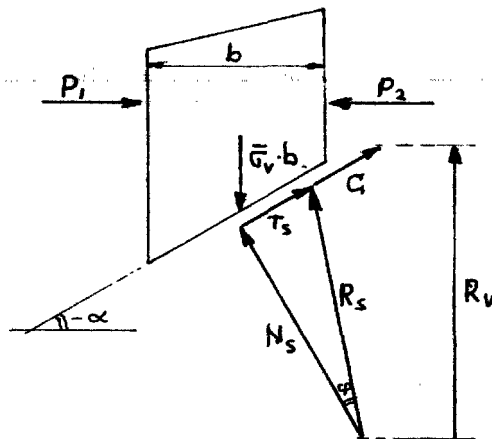
Omdat P_1 en P_2 in geheel niet in beschouwing worden betrokken, ontstaat een foute aanname van de werkelijke spanningen tijdens afschuiven. In de praktijk levert deze methode daarom veiligheidsfactoren rond de 0,87, terwijl andere methoden waarin wel $\sum V = Q$ en $\sum H = 0$ zijn verwerkt, veiligheidsfactoren rond 1 opleveren. Deze methode geeft dus voor het gevoel te lage veiligheden.

Voor de praktijk is dit niet zo erg, doch geldt alleen de spreiding. Deze is hier 10%, hetgeen aan de hoge kant is.

ad. b Bishop: $\tau_{kr} = \frac{\sin \varphi \cos \alpha}{\cos(\varphi + \alpha)} (\bar{G}_v + C \cotan \varphi)$

(Voor afleiding zie appendices).

Deze definitie beantwoordt niet aan de spanningsleer. Bij de beschouwing van het krachterevenwicht wordt uitgegaan van wrijvingsloze lamelscheidingen: P_1 en P_2 horizontaal. Daarna wordt de eis gesteld van vertikaal evenwicht per lamel! Horizontaal evenwicht wordt verder niet beschouwd.



EIS : $R_v = \bar{G}_v \cdot b$

$$\tau_{kr} = \frac{T_s + C}{b / \cos \alpha}$$

Voor het verloop van $k - \alpha$ zie blz. 10.

Voor waarden $\alpha > \frac{1}{2}(90 - \varphi)$ en $\alpha < -\frac{1}{2}(90 + \varphi)$ gaat de methode Bishop mis. Vooral in het passieve gebied is dit ernstig : $k \rightarrow \infty$. Teneinde dit op te vangen is in het Bishop programma een correctie ingevoerd:

voor $\alpha \geq \frac{1}{2}(90 - \varphi)$ geldt: $k = \frac{\sin \varphi \cos \varphi}{1 - \sin \varphi}$

Dit betekent dus een horizontale afsnuiting in de $k - \alpha$ figuur. Het blijkt dat voor niet al te scherp uittredende glijvlakken deze methode redelijke veiligheidsfactoren rond 1 oplevert.

Een vergelijking van $k - \alpha$ voor de methoden Hoogenboom (H) en Bishop (B) levert het volgende op.

De residu oppervlakken in het actieve en passieve gebied heffen elkaar ongeveer op. De k_B is echter juist in het actieve gebied, alwaar $\bar{G}_v$ meestal relatief groot is, groter dan k_H . In dit gebied levert de methode Bishop dan ook een tamelijk grote $\tau_{kritisch}$ op : $\tau_{kr} = k(\bar{G}_v + \dots)$. Bij de methode Bishop zijn dan ook grotere totaal tegenwerkende momenten te verwachten dan bij de methode Hoogenboom. De praktijk wijst dit inderdaad uit.

ad. c Gecorrigeerde Hoogenboom.

De bovenbesproken methoden hebben beiden het nadeel van het niet voldeeen aan alle evenwichtsvoorwaarden.

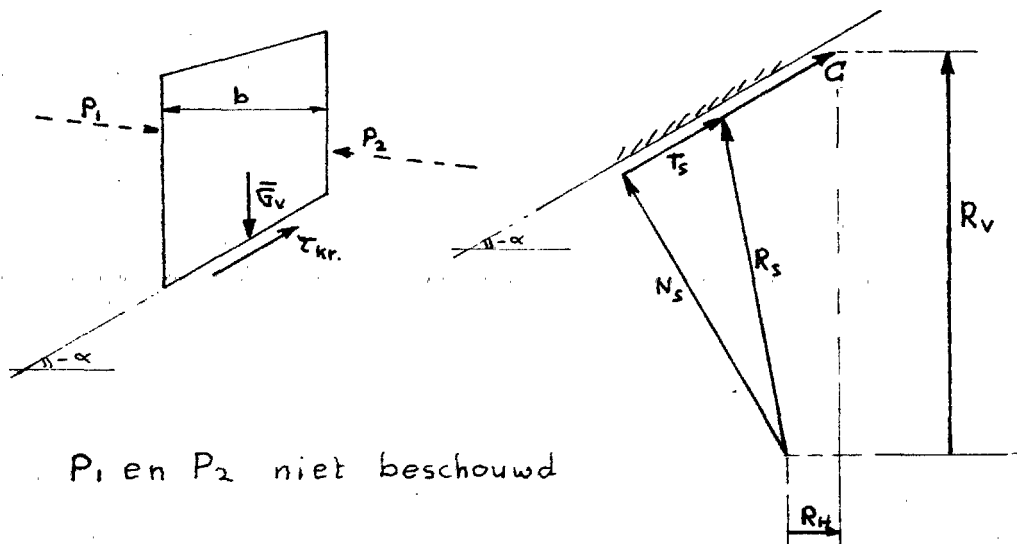
Nodig is bij Hoogenboom een dusdanige correctie van $\bar{G}_v$ dat er totaal horizontaal en vertikaal evenwicht is (dus nodig twee extra variabelen).

Gekozen is:

$$\tau_{kr.} = \left[\frac{\sin \varphi \cos \varphi}{1 - \sin \varphi \sin(\varphi + 2\alpha)} + f_1 \tan \varphi \cos^2(\varphi + 2\alpha) + f_2 \tan \varphi \sin(\varphi + 2\alpha) \cos^2(\varphi + 2\alpha) \right] \bar{G}_v + \left[\frac{\cos^2 \varphi}{1 - \sin \varphi \sin(\varphi + 2\alpha)} \right] C$$

(controle : voor $\varphi = 0 \rightarrow \tau_{kr} = C$ klopt !)

De functies achter f_1 en f_2 zijn vrij willekeurig gekozen.



P_1 en P_2 niet beschouwd

$$T_s = (\tau_s - c) \cdot b / \cos \alpha \quad G = c \cdot b / \cos \alpha$$

- (1) $\sum Y = 0 \rightarrow \sum R_v = \sum \bar{G}_v \cdot b$ (totaal vertikaal evenw.)
- (2) $\sum X = 0 \rightarrow \sum R_H = H_{water}$ (totaal horizontaal evenw.)
- (3) $\tau_{kr.} = \dots$ (per definitie)

Uit (1), (2) en (3) volgen f_1 en f_2 , waarna het totale tegenwerkende moment bepaald kan worden.

Het inwendig evenwicht wordt verder niet beschouwd.

Het verloop van $k - \alpha$ verkrijgen we nu door op de kromme van Hoogenboom de functies $f_1 \times g_1(\varphi, \alpha)$ en $f_2 \times g_2(\varphi, \alpha)$ te superponeren.

Van een overeenkomst tussen het berekende schuifspanningsverloop langs het glijvlak en het in de praktijk optredende is dan geen sprake meer.

In de praktijk levert deze methode veiligheden op in dezelfde orde van grootte als die bepaald met de methode Bishop - afgenomen..

2. Beschrijving grondeigenschappen.

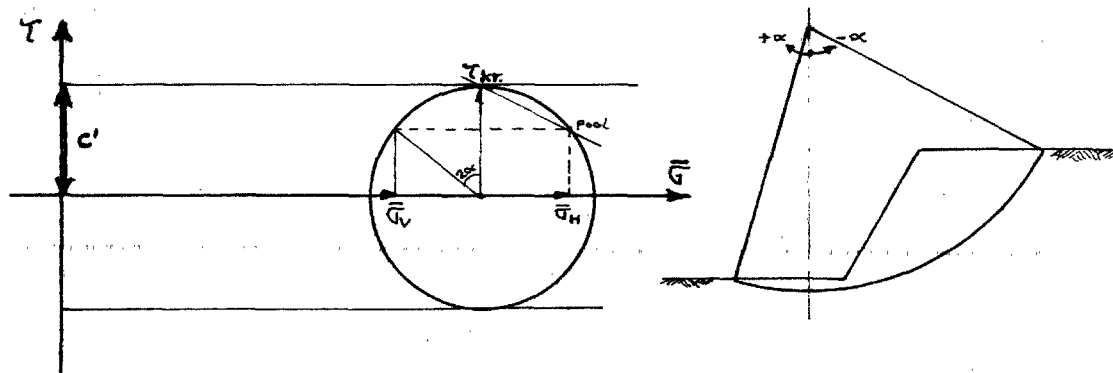
Onderscheid kan gemaakt worden tussen twee

analyses : $\varphi = 0$ - analyse.

$c = 0$ - analyse. (of φ -analyse)

Een tussengeval is : φ, c - analyse.

Bij de $\varphi = 0$ analyse wordt als grondkonstante een schijnbare cohesie c' ingevoerd. Alle drie genoemde methoden van stabiliteitsberekeningen geven dan dezelfde veiligheid omdat de grootte van $\bar{\sigma}_v$ niet meer van invloed is ; en omdat bij gelijke schuifweerstand ook gelijke cirkels "kritiek" zijn.



De $\varphi = 0$ - analyse vereist alleen bepaling van c' - waarden als functie van de diepte. Een aantal methoden ter bepaling van deze c' in de grond en in het laboratorium worden besproken in deel B van dit hoofdstuk.

De $c = 0$ - analyse vereist :

a bepaling van φ - waardes door middel van laboratorium proeven.

b schatting of opmeting van waterspanningen, zodat uit de totale grondspanningen de kerrelspanningen berekent kunnen worden.

Op de bepaling van φ - waarden wordt in deel B teruggekeken.

3. Invoeren van waterspanningen in de berekeningen.

De in te voeren waterspanningen dienen of voorspeld, of opgemeten te worden.

Het hydrostatische waterspanningsverloop wordt ingevoerd d.m.v. een freatisch vlak in de situatie vóór ontgraven of ophogen. De invloed van ontgraven resp. ophogen wordt in de berekeningen ingevoerd middels twee extra grondkonstanten voor de verschillende grondlagen:

- B = bijdrage die een opgebrachte laag grond geeft tot de initiële wateroverspanning in zichzelf en in dieper gelegen lagen.
- A = aanpassing: deze geeft de mate weer waarin de initiële wateroverspanning verdwenen is.

$$A = \frac{\bar{\sigma}_{\text{nieuw}} - \bar{\sigma}_{\text{oud}}}{\Delta p_{\text{totaal}}} = \frac{\bar{\sigma}_{\text{nieuw}} - \bar{\sigma}_{\text{oud}}}{\sum B_i \gamma_i \cdot h_i}$$

Zowel A als B worden opgegeven als zijnde een bepaald percentage van de aangebrachte of weggehaalde grondbelasting.

Met bovenstaande begrippen kan men vele situaties die zich in de praktijk kunnen voordoen doorrekenen. Alleen die wateroverspanningen of wateronderspanningen welke buiten de dijkephogingen of dijkafgravingen ontstaan, kan men niet in rekening brengen.

De ervaring heeft geleid tot de conclusie dat een juiste bepaling van A en B slechts mogelijk is door direct ter plaatse de waterspanningen te meten. Kan men dit niet - bijvoorbeeld bij een ontwerp - dan kan men slechts schattingen maken.

Het maken van schattingen aan de hand van laboratorium proeven verdient dan wel de voorkeur ("stress-path" proeven).

In dit verband zij opgemerkt dat men aan de "aanpassing" zoals uit celproeven bepaald m.b.v. de verhouding tussen φ en φ' geen absolute betekenis moet toekennen. Deze aanpassing geeft meer een indicatie van de stijfheid van het celapparaat. (zie ook het artikel van prof. Josselin de Jeng en ir. Boehmer, dat in de literatuurlijst staat vermeld).

4. Veiligheden.

Bij de drie besproken stabiliteitsberekeningen wordt onderscheid gemaakt tussen twee veiligheidsbegrippen:

$$\underline{a} \quad \eta_M = \frac{M_{\text{tegenwerkend}}}{M_{\text{aandrijvend}} - M_{\text{water}}}$$

$$\underline{b} \quad \eta_\varphi = \frac{\tan \varphi_{\text{aanwezig}}}{\tan \varphi_{\text{benodigd}}} = \frac{c_{\text{aanwezig}}}{c_{\text{benodigd}}}$$

Het voordeel van η_M is dat de in deze formulering voorkomende grootheden in het grondmassief ook werkelijk aanwezig zijn. Een nadeel is echter dat de berekening voor $M_{\text{tegenw.}}$ wordt opgezet bij de grenstoestand van afschuiving, terwijl in werkelijkheid voor de verschillende door te rekenen afschuifcirkels zelden sprake zal zijn van juist deze grenstoestand. Het voordeel van η_φ is dat vanuit de gegeven condities naar de grenstoestand van afschuiven toegeredeneerd wordt via het zoeken van een daarvoor benodigde φ en/of c . Omdat de aanwezige φ - en c waarden vaak niet nauwkeurig bekend zijn of soms veranderen, heeft men bij een hernieuwde bepaling van φ en c de berekening niet overnieuw te maken.

Een in LGM gebruikelijke wijze van bepalen van η_φ is :

- $\eta_1 = \eta_M$
- η_2 volgt na opnieuw doorrekenen met φ_1/η_1 en c_1/η_1
- η_3 volgt na opnieuw doorrekenen met $\varphi_1/\eta_1 \times \eta_2$ en $c_1/\eta_1 \times \eta_2$
- etc., totdat $\eta_n \approx 1$
- $\eta_\varphi = \eta_1 \times \eta_2 \times \eta_3 \times \dots \times \eta_n$

In de praktijk is gebleken dat voor $\eta_M > 1$ de waarden voor η_φ groter zijn dan voor η_M terwijl voor $\eta_M < 1$ de waarden η_φ kleiner zijn dan η_M .

B. Metingen en grondonderzoek.

Onderscheid kan gemaakt worden in het navolgende:

1. terreinonderzoek
2. laboratoriumonderzoek
3. terreinmetingen.

1. Terreinonderzoek.

Met terreinonderzoek dient in de eerste plaats een grondlagen-profiel vastgesteld te worden, en grondmonsters te worden gestoken voor de bepaling van ϕ en/of C . Bij het eerste zou men met sonderingen (en een echte boring) kunnen volstaan.

Voor het tweede dient men een boring met gestoken monsters te maken. Er zijn vele methoden van boren met monstersteking.

Voor het huidige onderzoek is een bij het LGM ontwikkelde methode met een continu^{gestoken} kous-boring toegepast.

(zie bijlage 2). Het grote probleem bij het boren, een monster zo ongeroerd mogelijk uit de grond te halen, is hierbij in zeer grote mate ondervangen.

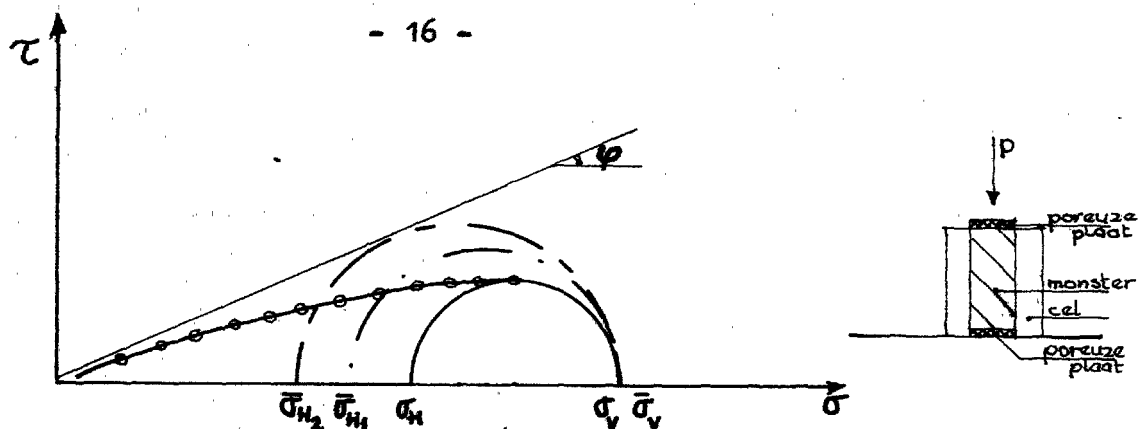
Monsters waren nodig voor :

- samendrukkingsproeven voor bepaling van de ter plaatse aanwezige terreinspanning, c_v, k en m_v .
- celproeven voor ϕ bepaling en triaxiaalproeven voor bepaling ϕ en wateroverspanningen.
- bepaling volumegewichten.
- bepaling van het grondlagenprofiel.

2. Laboratorium onderzoek.

a Celproeven.

Celproeven worden in hoofdzaak gebruikt voor de bepaling van ϕ voor de ϕ -analyse, door het monster onder een konstante vertikale belasting eenmalig te laten bezwijken in het celapparaat. In sommige gevallen wordt hieruit ook een C -waarde en een vooraf in de grond aanwezige wateroverspanning bepaald. Bepaling van C gebeurt dan aan de hand van langzame celproeven waarbij het monster driemaal tot bezwijken wordt gebracht. Waterspanningen werden nooit gemeten. Het typische verloop van de grondspanningen is als volgt:



Gemeten werden : - de horizontale druk (= celdruk)

- de zakking

Bekend : totale verticale kracht.

De proef verloopt als volgt (snelle proef) :

- het monster wordt tamelijk snel volledig belast;
het spanningspad - het verloop van de toppen der opeenvolgende cirkels van mohr voor de grenspanningen - is dan bekend. (o-o-o)
- bij de konstante verticale belasting laat men het monster enige dagen consolideren : zowel boven als onder waterafstroming.
(vgl. — — — mohr - cirkel).

De te bepalen spanningen zijn dan kerrelspanningen.

- vervolgens worden enige druppels water uit de cel getapt waardoor de celdruk ^{dusdanig} afneemt dat afschuiven optreedt, dit is te constateren aan een plotselinge toename van de zakking of het weer oplopen van de celdruk.

Na enige dagen wachten stelt de celdruk zich dan zodanig in dat er sprake is van een evenwichtstoestand (vgl. — — — mohr - cirkel).

Enkele opmerkingen welke verder gemaakt kunnen worden zijn:

1. Bij de celproef treedt tijdens het bezwijken geen doorgaande vervorming op, in tegenstelling tot de ^atrixiaalproef. . In het algemeen blijken de ϕ -waarden bij de lage vervormingssnelheden in het celapparaat relatief klein te zijn.
Dit vertoont wel overeenkomst met de praktijk, alwaar we meestal, geen doorgaande vervorming willen hebben.
2. De waterafstroming in een celproef is anders dan in de praktijk.
Dit is niet erg, aangezien we toch niet zo geïnteresseerd zijn in het spanningspad bij een celproef.

3. Aangezien bij de celproef geen volumeveranderingen worden gemeten is ook de bepaling van het monsteroppervlak tijdens de proef niet mogelijk. De juiste bepaling van de verticale spanning is dus ook niet mogelijk. Bij minder stijve monsters geeft dit dan ook problemen.

In Nederland werden - in tegenstelling met de rest van de wereld - celproeven tamelijk veel gebruikt.

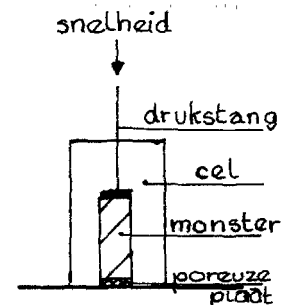
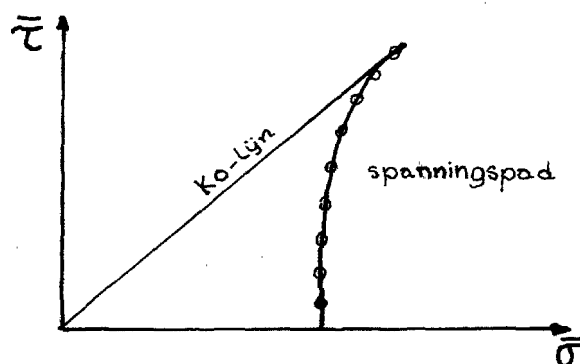
Bij stabiliteitsberekeningen volgens Bishop met grondkonstanten uit celproeven wordt daarbij meestal aangenomen dat veiligheidsfactoren = 1 net stabiele situaties scheppen.

b Triaxiaalproeven.

Triaxiaalproeven werden in hoofdzaak gebruikt voor de bepaling van C' bij de $\varphi = 0$ analyse, door een monster onder konstante verminderingssnelheid te laten bezwijken in het triaxiaal apparaat.

Indien waterspanningen werden gemeten kan men ook een φ -waarde en een waterspanning bepalen. Deze zijn dan in een φ -analyse te verwerken. In sommige gevallen werden ook consolidatie snelheden en andere grootheden bepaald.

Het typische verloop van de spanningen in een triaxiaal apparaat:



- Gemeten kunnen worden :
- waterspanningen.
 - wateruitstroming uit monster
 - kracht in drukstang
 - celdruk
 - zakkingen

Er zijn twee spanningspaden : dat van de totaalspanningen en dat van de korrelspanningen.

Door op de onderkant van het monster via de buret een "back-pressure" aan te sluiten, kan men de waterspanning in het monster beïnvloeden. Afhankelijk van hetgeen men wil bepalen kan de proefuitveering nogal variëren.

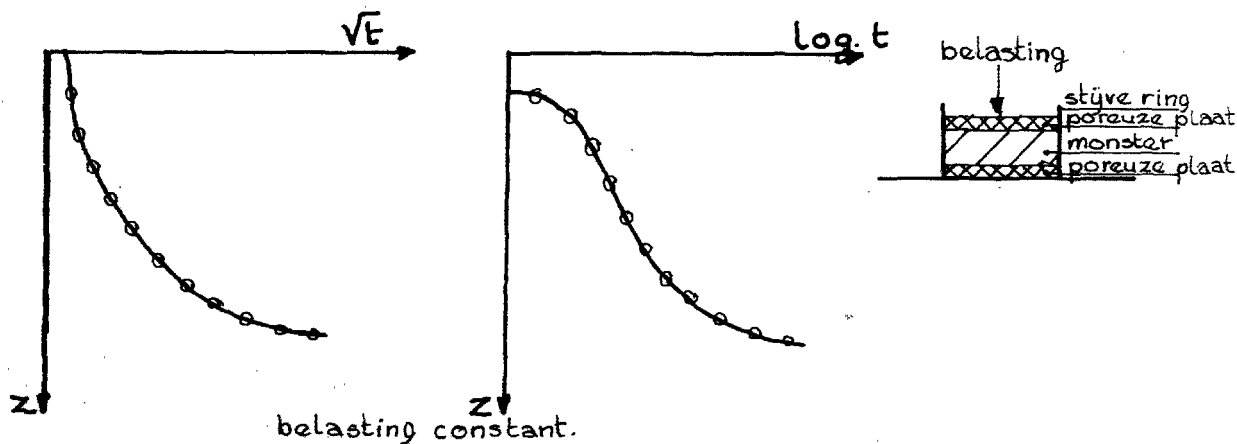
Opmerkingen.

1. Een groot voordeel t.o.v. celproeven is dat de bepaling van het monsteroppervlak beter kan geschieden en daarmee de σ_v bepaling beter is. Tevens is een voordeel dat er waterspanningen worden gemeten.
2. Een nadeel van de proef is dat zij minder eenvoudig is dan een celproef, waardoor beter gekwalificeerde mensen nodig zijn. Standardisatie en automatisering van de proef kan dit bezwaar voor een deel ondervangen.
3. Een vraag blijft wat de invloed is van de doorgaande vervorming. Uit de literatuur en de ervaring van LGM volgen relatief grote ϕ -waarden voor grotere vervormingsnelheden.
4. Het gebruik van een back-pressure bij de proef levert het voordeel dat de waterspanningen in het monster beter aangepast kunnen worden aan de terreinomstandigheden. Ook is het mogelijk hiermee nare effecten van uit oplossing gekomen lucht tegen te gaan.

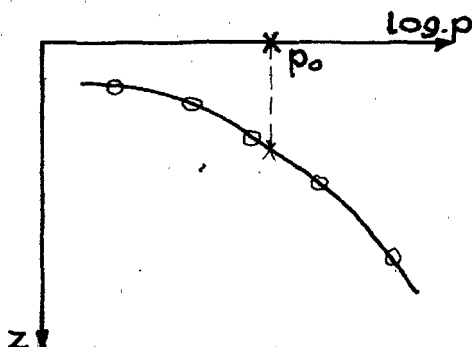
c Samendrukkingsproeven.

Samendrukkingsproeven worden in hoofdzaak gebruikt voor de bepaling van C_v , m_v en k , en de bepaling van de terreinspanning.

Een monster - hoogte ± 2 cm - wordt daartoe in een stijve ring geplaatst en vertikaal belast; zowel onder als boven vindt waterstroming plaats. Uit het gemeten zakkingsverloop in de tijd kan men met verschillende methoden ($\sqrt{t}$ - en $\log t$ - methode) C_v , m_v , en k bepalen bij verschillende belastingen. Het verloop van de zakkingen uitgezet tegen $\sqrt{t}$ en $\log t$ is als volgt:



Door de **zakking** aan het eind van iedere belastingtrap uit te zetten tegen de **logaritme** van de belasting vindt men navolgende krommen.



M.b.v. verschillende constructies (o.a. die van Keverling-Buisman en Casagrande) kan men de terreinspanning p_0 bepalen.

Op grond zijn nog vele andere proeven mogelijk. Een proef die in het kader van dit onderzoek is gedaan is een K_0 -celproef. Dit is een samendrukkingsproef in een celapparaat; hierdoor mogelijkheid van meting van de optredende horizontale spanningen bij een samendrukkingsproef. De proef wordt in het volgende hoofdstuk besproken.

Twee specifieke problemen die bij proeven ontstaan, en die dan ook de nodige aandacht vragen, worden tot slot nog even aangeroerd:

- het steken van ongereerde monsters is niet eenvoudig; vooral in diepere lagen.
- door de sch^alverkleining in een grondmonster hebben verontreinigingen een relatief grote invloed. Vooral bij een geeft dit problemen t.a.v. de interpretatie van de proefresultaten.

3. Terreinmetingen.

Behandeld werden achtereenvolgens : waterspanningsmetingen, metingen van een vane-test waarden, en metingen van de plaatselijke kleef.

a Waterspanningsmetingen.

Er is een groot aantal typen waterspanningsmeters.

De meeste meters hebben op zich voldoende nauwkeurigheid, in de orde van grootte van de overige nauwkeurigheid waarmee de totaalspanningen zijn te bepalen. Oorzaken welke de fout kunnen vergroten zijn b.v. de lengte van de meetkabel en de aansluiting aan de registratie.

Veel voorkomende storingen komen juist voor in de registratie. Bij de

meeste meters na verloop van tijd afwijkingen door invloeden van de grond op het meetapparaat.

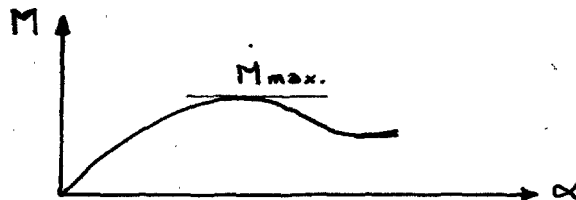
Aangezien meestal een drukhoogte wordt gemeten dient ook de plaatshoogte van het meetlichaam bekend te zijn teneinde de stijghoogte te kunnen bepalen.

In de weg te baggeren oude dijkgedeelten van de Auvergne polder is gemeten met elektrische waterspanningsmeters van het type TPD. Deze werden automatisch één maal per uur afgelezen. (zie bijlage 3).

b Vane-testen.

Vane testen worden in hoofdzaak gebruikt voor de bepaling van C' bij de $\phi = 0$ analyse, door een vane met konstante snelheid in de grond rond te draaien. Bijlage 4 bevat enkele foto's en een aantal opmerkingen over deze test.

Het verloop van het tegenwerkend moment met de draaiingshoek α is als volgt:



Uit het maximum moment wordt de C' of de τ_{max} bepaald. Aangenomen wordt daarbij dat er sprake is van een cilindrisch met de vane meedraaiend grondgedeelte.

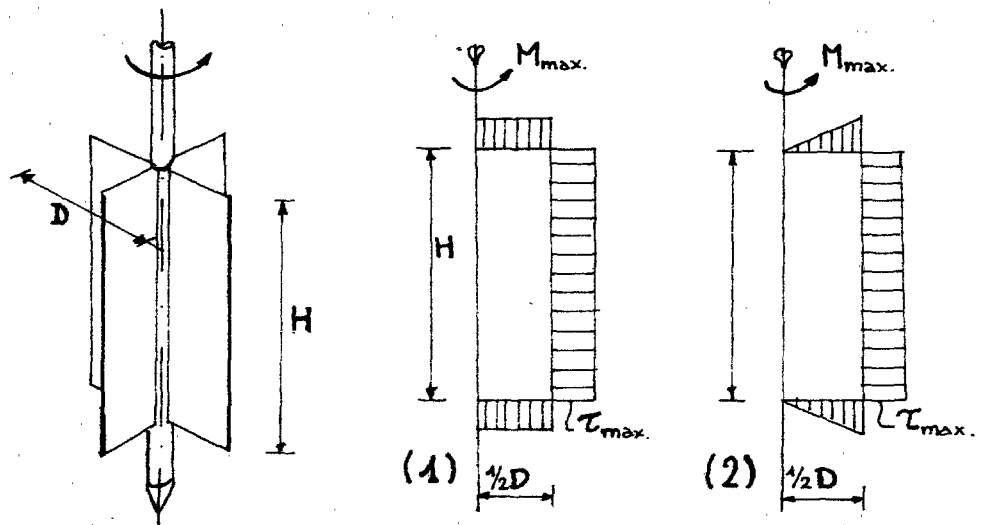
Twee benaderingswijzen.

$$(1) \quad \tau_{max} = \frac{6}{7} \frac{M_{max}}{\pi \cdot D^3},$$

waarin de schuifspanning langs onder- en bovenvlak gelijkmatig verdeeld wordt aangenomen.

$$(2) \quad \tau_{max} = \frac{8}{9} \frac{M_{max}}{\pi \cdot D^3},$$

waarin de schuifspanning langs onder- en bovenvlak lineair aflopend naar nul bij de as wordt aangenomen.



Methode (1) vindt vrij algemeen toepassing.

De gevonden $\tau_{\max}$ wordt nu als een schijnbare C' gebruikt voor stabiliteitsberekeningen. ($\varphi = 0$ analyse).

Opmerkingen.

1. De waarde $\tau_{\max}$ wordt verkregen bij de oude korrelspanningen. Zolang geen wateroverspanningen optreden of zolang er geen aanpassing plaatsvindt indien wel wateroverspanningen optreden, is dit geen bezwaar. De algemene veronderstelling (theorie) is dat schuifspanningen geen extra waterspanningen introduceren.
2. De spanningscombinatie en de richting der hoofdspansingen tijdens de afschuiving van een dijk is een andere dan bij de vane test. Dit is met name nadelig bij anisotropie in de grond.
3. De bepaling van $\tau_{\max}$ geschiedt bij aanname van een cilindrisch glijvlak (kan echter anders zijn, b.v. peervorming).

De praktijkervaring op LGM is dat bij $\varphi=0$ analyses met C' waarden uit vane-tests, ongeveer $1,8 \times 20$ grote veiligheden worden gevonden dan met berekeningen volgens de φ -analyse met celproeven.

Dit klopt wel ongeveer met de ervaring in Zweden waar algemeen gebruik wordt gemaakt van vane-tests.

Gezien de betrekkelijke eenvoud van deze proef zou het zeker aanbeveling verdienen een onderzoek te doen naar de mogelijkheden voor een definitief gebruik van vane-test in stabiliteitsberekeningen; overigens voorlopig alleen voor dat soort berekeningen waarbij nauwelijks sprake is van verandering van korrelspanningen nadat de meting is uitgevoerd.

C Meting plaatselijke kleef.

De plaatselijke kleef meting m.b.v. een kleefmantelconus, levert een schijnbare cohesie C' van de grond, welke als een C -waarde in een $\varphi = 0$ analyse ingevoerd kan worden. Op het eerste gezicht bestaat dus nogal veel overeenkomst met de vane-test. Een aantal opmerkingen zijn hier echter wel op hun plaats :

1. $\tau_{\max}$ wordt verkregen bij de oude korrelspanningen. Omdat we echter met een snelle proef te maken hebben is de kans op wateroverspanningen niet denkbeeldig.
2. Er is kans op een invloed van stuit tegen de afrondingsvlakken van het meetlichaam (zie bijlage 5).

3. Er is kans op een invloed van de teveren gedrukte conus ;
zowel t.a.v. de grondspanningen als het ontstaan van water-
overspanningen.
4. De plaatselijke kleefmeting is een wrijvingsmeting van
staal op grond.
5. De invloed van de doorgaande vervorming is nog nauwelijks
bekend.
6. Het verband tussen kleef en de τ kritiek is voor een af-
schuiving van b.v. een dijklichaam nog niet duidelijk.

Uit bovenstaande zou men het gebruik van plaatselijke kleef-
metingen in eerste instantie als waardelees kunnen betitelen.
Op LGM heeft men echter enige ervaringen die te denken geven :
Gebruik van deze metingen in stabiliteitsberekeningen geven
vaak een 1,5 x zo grote veiligheid dan bij berekeningen volgens
een ϕ -analyse met celproeven. Wat de waarde hiervan is, is
echter nog dubieus.

Het meten van plaatselijke kleef is zeer eenvoudig en goedkoop :
gelijk met senderingen.

Een nader onderzoek naar de waarde ervan voor stabiliteitsbere-
keningen zou zeker de meeste waard zijn. Zowel bij de vane-tests
als de plaatselijke kleefmetingen moet onderscheid gemaakt wor-
den naar grondsoort (klei of veen), en naar de mate van voor-
belasting.

V. Verwerking resultaten doorgravingsonderzoek.

Dit hoofdstuk beperkt zich tot opmerkingen over de in de bijlagen verwerkte tabellen.

- Stabiliteitsberekeningen (bijlage 11 en 12).

Bijlage 11 geeft de minimale veiligheden van de onderzochte profielen. Dit leidde tot profiel 4 als meest gunstige profiel. In profiel 5a is de invloed nagegaan van de ontgravingsmethode op de stabiliteit voor het geval de cutterzuiger niet verticaal, maar onder een helling van b.v. 4 : 1 baggert. De gevolgen van een ophoging op de kruin van de dijk en tegelijkertijd een afgraving aan de teen zijn onderzocht. Helaas bleek het computerprogramma dit niet te kunnen verwerken. Tot op dit moment is het onderzoek hiernaar in volle gang.

Steeds is gewerkt met een aanpassing A van 0%. Dit is gedaan omdat de dijk zodra het berekende profiel bereikt is zo snel mogelijk moet afschuiven. Om een idee te krijgen wat de invloed is op de stabiliteit indien een aanpassing A van 100% wordt gebruikt is profiel 1b gedraaid met de ϕ - en c-analyse en een A = 100%.

Voor de beoordeling van de stabiliteit is alleen de "Moment-veiligheid" van de afgesnuten Bishop-methode gebruikt.

In bijlage 12 zijn de factor-safety-waarden uitgezet, bepaald met verschillende ϕ - en c-waarde, voor dezelfde glijdcirkel.

Zoals de ervaring reeds heeft geleerd geven de methode Bishop en de gecorrigeerde Hoogenboom vrijwel dezelfde resultaten. De waarden van de gecorrigeerde Hoogenboom zijn 0,8 maal de zojuist genoemde.

- Metingen van waterspanningen.

Bijlage 6 toont een 13-uurs meting en enkele momentopnamen van de waterdrukken. In de stabiliteitsberekening is de oude grondwaterstand in de dijk op 0,50 m + N.A.P. bepaald, evenals het water voor de dijk.

De grondwaterstand na de ontgraving is aan de rivierkant op 1,50 m + N.A.P. verondersteld, aflopend naar 0,50 m + N.A.P. aan de binnenzijde van de dijk. Het rivierwater is op 1,75 m - N.A.P. aangenomen, de laagste waterstand volgens de getijmeter. De stabiliteit van de dijk is in die omstandigheid het geringst.

Opvallend is de grote damping in het klei- en veenpakket. En het ondanks de damping in fase lopen van de W.S.M.5 in de diepe zandlaag met de getijmeter.

Middenstanden geven bovendien een waterspanning te zien welke is overgebleven van de dijk ophoging van 20 jaar geleden.

- Samendrukkingsproeven.

In bijlage 8 staan in tabelvorm de uit de samendrukkingsproeven bepaalde gegevens.

Tussen de geschatte terreinspanningen en de met de methoden

~~Kov.~~ Buisman- en Casagrande-gevonden waarden zijn geen opvallende verschillen geconstateerd. Bij de bepaling van G_v , m_v en k met de log. t en $\sqrt{t}$ methodes blijken deze goed te voldoen voor niet verontreinigde homogene grond. Bij vele monsters met planten-, riet- en schelpenresten voldeden beide methodes niet.

De samendrukkingscoëfficiënt m_v behoort kleiner te worden bij toenemende belasting, omdat de samendrukking van de grond niet lineair toeneemt met de belasting maar logaritmisch. Ook de doorlatendheidscoëfficiënt k neemt bij toenemende belasting af, dit omdat de korrels een dichtere pakking gaan innemen. De variaties in G_v -waarden behoren kleiner te zijn omdat zij afhankelijk zijn van de verhouding k/m_v .

- Celproeven.

Bijlage 9 geeft de resultaten van de celproeven weer in tabelvorm.

In enkele gevallen zien we lage ϕ -waarden en hoge C -waarden. Uitgaande van de ervaring op L.G.M. zijn deze veranderd en de consequenties van deze veranderingen nagegaan voor de factorsafety-waarden (zie bijlagen 11 en 12).

Om te onderzoeken of de lage ϕ 's veroorzaakt worden door verkneeding van het monster, is op monster 9D een snelle proef gedaan waarbij direct naar $2x$ de terreinspanning gegaan is. Bij deze spanning is gemohrd. Vergelijking met de ϕ^* uit monster 9C (langzame celproef) bij dezelfde hoge verticale spanning geven beide ongeveer dezelfde ϕ 's ($= 25^\circ$).

Indien voor de tweede maal wordt gemohrd dan geeft de tweede mohr-cirkel een grotere ϕ te zien. Door wateroverspanning bij de eerste maal afschuiven zou dit verklaard kunnen worden.

De vertikale spanning op het monster is berekend uitgaande van het oude onveranderde oppervlak én het nieuwe gecorrigeerde oppervlak. Dit laatste is bepaald door uit te gaan van een constant volume. Vooral bij de celproef is op monster **MF** (veen) geeft dit duidelijk verschillende ϕ -waarden.

De voor de stabiliteitsberekening gebruikte ϕ 's zijn bepaald met behulp van het gecorrigeerde monsteroppervlak. Deze ϕ -waarden zijn dus aan de kleine kant.

- Vane test.

- Plaatselijke kleeftest.

Zoals blijkt uit bijlage 10 varieert de schijnbare cohesie sterk in de grond.

Voor de stabiliteitsberekening is dit geschematiseerd in lagen waarin de schijnbare cohesie constant is beschouwd.

Tussen de Vane-test en de plaatselijke kleeftest-waarden is zeker overeenkomst te bespeuren. De variatie van de plaatselijke kleefwaarden zijn groter. De oorzaak hiervan moet gezocht worden in de reeds genoemde verschillen (zie Methode van Onderzoek) en in het grotere aantal meetpunten waardoor de variatie logischerwijze groter wordt.

VI Aanbevelingen voor toekomstig onderzoek.

1. Betere schatting van waterspanningen.
 - a) met behulp van (Stress-Path) proeven
 - b) met behulp van technieken zodat de in de stress-path benodigde spanningen zo goed mogelijk kunnen worden voorspeld.^{proeven}
2. Verder onderzoek naar het gebruik van Vane-test metingen en Plaatselijke-kleef metingen voor stabiliteitsonderzoek op grote schaal.
Hierbij onderscheid maken tussen:
 - a het theoretisch verband tussen de betreffende metingen en de kritische schuifspanning in de grond bij een afschuiving; van belang hierbij de grondsoort (zand; klei; veen), en de toestanden nat of droog.
 - b de aan te houden minimum veiligheden in stabiliteitsberekeningen opgezet met gegevens verkregen uit bovenvermelde metingen.
3. Onderzoek naar de waarde die men moet hechten aan gegevens verkregen uit celproeven, zowel snelle- als langzame proeven.
 - a verknedings-verschijnsel
 - b invloed wateroverspanningen tijdens afschuiven
 - c invloed apparaat eigenschappen.
4. Vergelijking cel- en triaxiaal proeven.
4. Onderzoek naar een grotere duurzaamheid van waterspanningsmeters en hun registrator.

Opmerkingen.

Wij hebben het idee dat over voornoemde punten op veel plaatsen en door veel mensen reeds het nodige onderzoek is gedaan.

Dat hiervan zo weinig resulteert in de ontwikkeling van nieuwe methoden resp. nieuwe apparatuur is volgens ons te wijten aan een drietal factoren:

a het tijdgebrek van veel mensen om bepaalde resultaten te bundelen en in wijder kring bekend te doen maken.

b het nauwelijks bestaan van overkoepelende organisaties op het gebied van de grondmechanica, zowel in Nederland als daarbuiten.

vel.: in Nederland bestaan nog steeds geen algemene voorschriften op het gebied van de grondmechanica

c de al of niet terechte geheimhouding waarmee veel bestaande resultaten worden omhuld.

VII Naschrift.

Voorgaand verslag betreft drie maanden werken op het Laboratorium voor Grondmechanica te Delft in opdracht van de Deltadienst van Rijkswaterstaat, en is tevens het verslag van een deelontwerp grondmechanica voor de afd. der Weg- en Waterbouwkunde van de T.H.Delft.

Beide schrijvers hebben deze manier van afstuderen - in de praktijk - als zeer nuttig ervaren. Het werken aan een reëel project dat reeds in uitvoering is bevordert de belangstelling en het akkuraat werken ten zeerste. Wij hopen dan ook dat nog veel studenten de gelegenheid zullen krijgen op deze manier een gedeelte van hun afstudeerwerk te doen.

We danken op de eerste plaats de initiatiefnemer ir. J.W.Boehmer van de Deltadienst van R.W.S. Van hem hebben we veel praktische lessen in de grondmechanica gehad.

Tevens bedanken wij ir. F.P.A.Pachen van I.G.M. die ons geholpen heeft bij het opzetten van de stabiliteitsberekeningen. Van hem hebben we ook informatie gehad uit de praktijkervaring van I.G.M. t.a.v. celproefresultaten en stabiliteitsberekeningen.

Tot slot gaat onze dank naar het I.G.M. in Delft dat ons drie maanden geschiktheid heeft verleend, waar wij van veel apparatuur gebruik hebben mogen maken, en waar iedereen altijd weer bereid was ons te helpen.

In bijzonder willen wij daarbij noemen dhr. ir. F.L. de Leeuw en dhr. A.W. den IJssel van de computerafdeling, en het personeel werkzaam in de "Polar ruimte".

DELFT, sept. 1971

H.L.H. SMINK

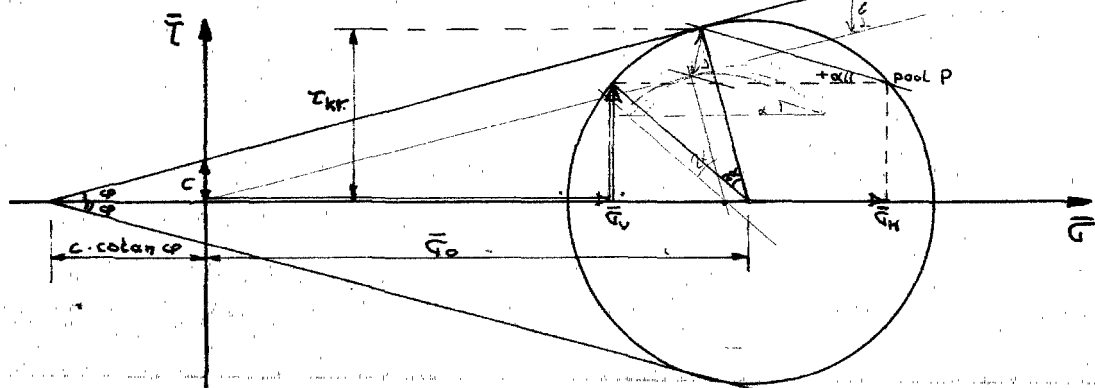
N.W. ROELOFSEN

LITERATUURLIJST

- 1) Aantekeningen over glijvlakberekeningen van
F.J. v. Duuren, werkzaam op L.G.M.
- 2) "Enkele toepassingen van de Vane-proef".
L.G.M. mededelingen, deel VI, nr. 2.
- 3) "The use of the slip circle in the stability analysis
of slopes".
Alan W. Bishop.
Géotechnique nr. 1, maart 1955.
- 4) "Distorsie - en compressie proeven".
Prof. dr. ir. G. de Josselin de Jong.
ir. J.W. Beehmer.
T.H. Delft : Maart 1967.
(In bezit van de heer F.J. v. Duuren van L.G.M.)

APPENDICES

1. Afleiding formule van Hoogenboom.



getekent: cirkel voor passieve gebied ($\alpha > 0$)
(korrelspanningen)

Sprake is van een grensspanningstoestand, dus de cirkel van Mohr raakt aan de omhullende.

Het punt P is het richtingencentrum voor vlakjes. Op een horizontaal vlakje werkt een normaalspanning $\bar{G}_v$.

Het afschuifvlak loopt onder een hoek α .

Er geldt:

$$T_{kr} = (\bar{G}_0 + c \cdot \cotan \varphi) \sin \varphi \cdot \cos \varphi \quad (1)$$

verder:

$$\bar{G}_v = \bar{G}_0 - \frac{T_{kr}}{\cos \varphi} \cdot \cos \left\{ \pi - 2\alpha - \left(\frac{\pi}{2} + \varphi \right) \right\}$$

$$\bar{G}_v = \bar{G}_0 - \frac{T_{kr}}{\cos \varphi} \cdot \cos \left\{ \frac{\pi}{2} - (2\alpha + \varphi) \right\}$$

$$\bar{G}_v = \bar{G}_0 - \frac{T_{kr}}{\cos \varphi} \cdot \sin (2\alpha + \varphi)$$

Er dus:

$$\bar{G}_0 = \bar{G}_v + \frac{T_{kr}}{\cos \varphi} \cdot \sin (2\alpha + \varphi) \quad (2)$$

Substitutie van (2) in (1) levert op:

$$T_{kr} = \left\{ \bar{G}_v + \frac{T_{kr}}{\cos \varphi} \sin (2\alpha + \varphi) + c \cotan \varphi \right\} \sin \varphi \cos \varphi$$

$$T_{kr} = (\bar{G}_v + c \cotan \varphi) \sin \varphi \cos \varphi + T_{kr} \sin (2\alpha + \varphi) \sin \varphi$$

En dus:

$$T_{kr} = \frac{\sin \varphi \cos \varphi}{1 - \sin \varphi \sin (2\alpha + \varphi)} (\bar{G}_v + c \cotan \varphi)$$

Voor de voorkomende waarden van φ :

$$\sin \varphi \geq 0$$

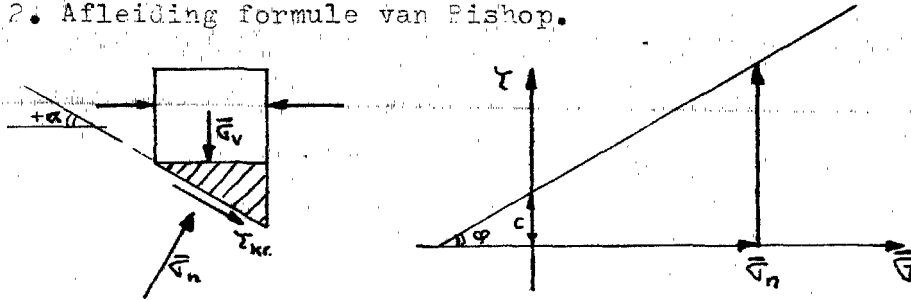
$$\cos \varphi \geq 0$$

$$-1 \leq \sin (2\alpha + \varphi) \leq 1$$

$$\text{Dus: } 1 - \sin \varphi \sin (2\alpha + \varphi) \geq 0$$

$$\text{Dus altijd: } \tau_{kr} \geq 0!$$

2. Afleiding formule van Bishop.



$$\text{Op het schuifvlak: } \tau_{kr} = (\bar{\sigma}_n + c \cot \varphi) \tan \varphi \quad (1)$$

EIS VAN VERTIKAAL EVENWICHT DUS:

$$\bar{\sigma}_n \cos \alpha - \tau_{kr} \cdot \sin \alpha = \bar{\sigma}_v \cos \alpha$$

$$\bar{\sigma}_n = \bar{\sigma}_v + \tau_{kr} \cdot \tan \alpha \quad (2)$$

Substitutie van (2) in (1) levert op:

$$\tau_{kr} = (\bar{\sigma}_v + \tau_{kr} \cdot \tan \alpha + c \cot \varphi) \cdot \tan \varphi$$

$$\tau_{kr} = (\bar{\sigma}_v + c \cdot \cot \varphi) \tan \varphi + \tau_{kr} \cdot \tan \alpha \cdot \tan \varphi$$

$$\tau_{kr} = \frac{\tan \varphi}{1 - \tan \alpha \tan \varphi} (\bar{\sigma}_v + c \cdot \cot \varphi)$$

We weten:

$$\frac{\tan \varphi}{1 - \tan \alpha \tan \varphi} = \frac{\tan \varphi}{1 - \frac{\sin \alpha \sin \varphi}{\cos \alpha \cos \varphi}} = \frac{\cos \alpha \cos \varphi \tan \varphi}{\cos \alpha \cos \varphi - \sin \alpha \sin \varphi} = \frac{\sin \varphi \cos \alpha}{\cos (\alpha + \varphi)}$$

Dus:

$$\tau_{kr} = \frac{\sin \varphi \cos \alpha}{\cos (\alpha + \varphi)} (\bar{\sigma}_v + c \cdot \cot \varphi)$$

- Ijking celapparaat (zie bijbehorende map Co 2034).

Om de in het vervalg besproken Ko-celproef te kunnen doen is een ijking verricht op het te gebruiken celapparaat.

De eerste ijking was alleen met een calzak **vol** met water in de cel. Dit om de uitzetting van de cel te meten. De tweede en derde ijking om de invloed van plooien te kunnen meten m.b.t. een stalen kern. De gevonden waarden liepen echter zo hoog op dat gezocht is naar een onderlegplaatje dat door de zak goed gevuld zou kunnen worden. Een gunstiger resultaat werd evenwel niet gevonden. De reden was dat het onderlegplaatje te laag in het apparaat lag wat in proef **V** verholpen is door een extra plaatje onder toe te passen, zodat de zak goed aansloot. Ook van belang was het boven de stalen kern uittrekken van de zak: 1a) om de ~~crotet~~ plooien al te later verdwijnen en 2a) te voorkomen dat de zak tussen de pluiger en de pluigerwand gaat uitretten. Na de topdruk van 1 kgf/cm^2 te hebben bereikt is in dezelfde stappen ontlast en is de ijk-kromme ontstaan van fase **V**.

- Hiervan is gebruik gemaakt bij de Ko-celproef. De opzet van de Ko-celproef is het doen van een samendrukkingsproef zonder mantelwrijving. Ook de mogelijkheid om G_H te meten is een aantrekkelijk gegeven. Het voorkomen van horizontale zettingen moest geboden door middel van een volumemeter op het apparaat. Door hiermee de uitzetting van het celapparaat + het verlies door plooien bij een bepaalde spanning, behaald uit de ijk-kromme, ongedaan te maken is het beoogde bereikt. Na deze nagebootste samendrukkingsproef is nog een aantal malen "gemocht" met de volumeregelaar. De horizontale steundruk werd zover verlaagd totdat door afschuiven de manometer op ging lopen. Op deze manier zijn een aantal meercirkels bepaald.

Enkele kritische opmerkingen bij deze Ko-celproef:

- 1) Er was een buret geplaatst. De waarden waren echter niet te gebruiken daar in de verbinding met het celapparaat een lek zat. Na reparatie

hiervan is de bruikbaarheid van de aflezing voor het meten van de totale waterafstroming nog twijfelachtig door het afstromen van water aan de bovenkant van het celapparaat.

- 2) Met de hand werken aan volumeregelaar is te discontinu voor deze proef. Vereist is apparatuur die continu, met terugkoppeling op de celdruk, het volume bijregelt.
- 3) Daarbij komt nog dat de volumeregelaar zeer sersief draaile bij deze proef. Van fijnregeling was dus in het geheel geen sprake.

- Triaxiaalproef. (zie bijbehorende map Co 20304)

Op monster nr. 10B is een "Unconsolidated undrained test" en een "consolidated undrained test" uitgevoerd.

Door tijdens het belasten via de drukring de zakking uit te zetten tegen de drukverandering is het moment te bepalen waarop het monster werkelijk belast wordt.

In eerste instantie als de plunjer het monster nog niet belast, heeft het alleen de plunjerwrijving en de opwaarts gerichte celdruk te overwinnen. De druk zal dus in het begin constant blijven terwijl de zakking toeneemt. Pas wanneer drukverandering optreedt weten we dat de plunjer het monsteroppervlak belast. De waarden van dit punt beschouwen we als nulstand voor de druk- en zakkingsaflesing.

Van de eerste ongeconsolideerde proef zijn de $\frac{\bar{\sigma}_v + \bar{\sigma}_h}{2}$ (zie onderst.)

De consolidated test is drie maal gedaan bij 2 kgf/cm² en 4 kgf/cm² als celdruk. In de eerste twee gevallen was een backpressure aanwezig van 1 kgf/cm² die we in het laatste geval hebben weg laten vallen om een aanvangs- $\bar{p}$ van 4 kgf/cm² te krijgen. ($\bar{p} = \frac{\bar{\sigma}_v - \bar{\sigma}_h}{2}$)

Van de laatstgenoemde proeven zijn verschillende grafieken gemaakt, waarvan de resultaten soms strookten met de verwachtingen. Aangezien geen waarnemingen van deze triaxiaalproef gebruikt zijn voor de stabiliteitsberekening is hier verder niet dieper op ingegaan. Ter informatie wordt nog vermeld dat hier gewerkt is met een normaal triaxiaal apparaat dat d... een volume-bestendige slang verbonden was met een elektrische waterspanningsmeter. Verder was het apparaat verbonden met een buret, een back-pressure- en een celdrukapparaat.

..... tegen E_v en tegen $\frac{\bar{\sigma}_v + \bar{\sigma}_h}{2}$ uitgezet.

OVERZICHTSKAART
SCHAAL 1 : 25.000



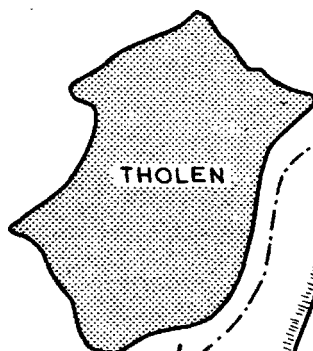
LEGUITPOLDER

EENDRACHTSPOLDER

NIEUWE KANAAL

AS EENDRACHT

SLABBEMOORNPOLDER

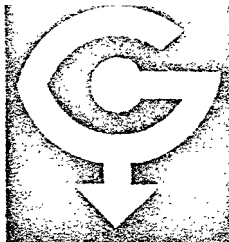


NIEUWE BRUG

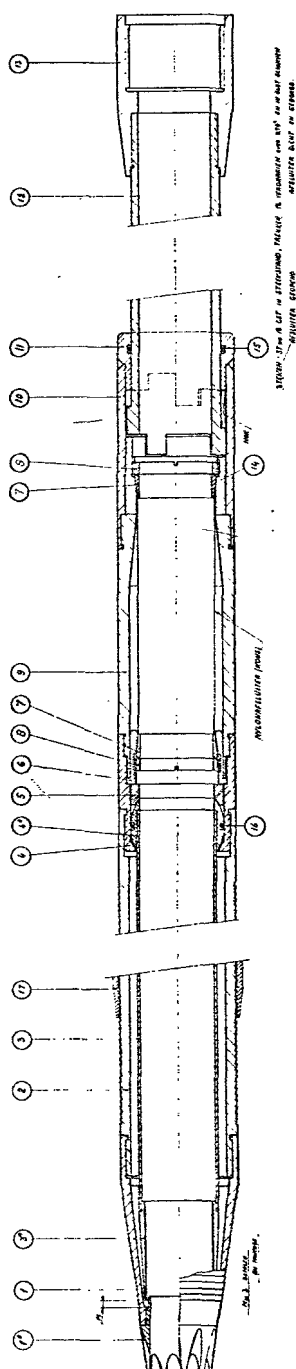
AFGESCHOVEN OUDE DIJK
(PROFIEL 104)

AUVERGNEPOLDER

NIEUWE HOOGWATERKERINGEN



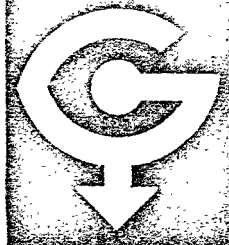
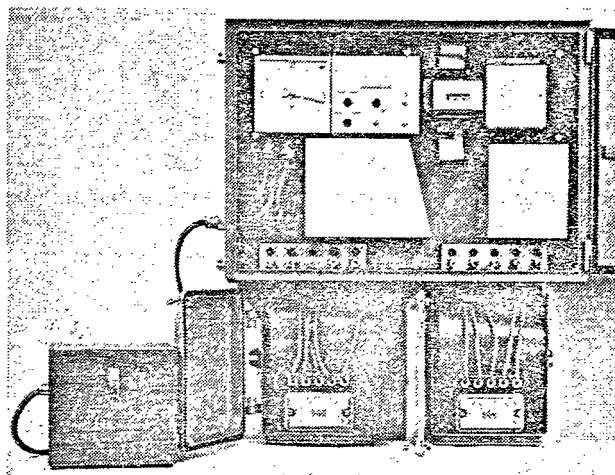
STEEKAPPARAAT VOOR HET UITVOEREN VAN CONTINU GESTOKEN GRONDBORINGEN



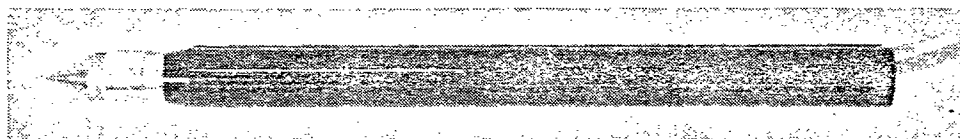
De gestoken grond wordt na het passeren van de steekmond in een waterdicht nylon kous „verpakt” en bevindt zich dan in een buis, gevuld met een steunvloeistof, waarvan het soortelijk gewicht overeen komt met de gestoken grond.

Daar de diameter van de boring kleiner is dan de diameter van de boorbuis is er geen wrijving tussen boring en boorbuis, zodat over een grote lengte continu kan worden gestoken.

29 mm steekapparaat

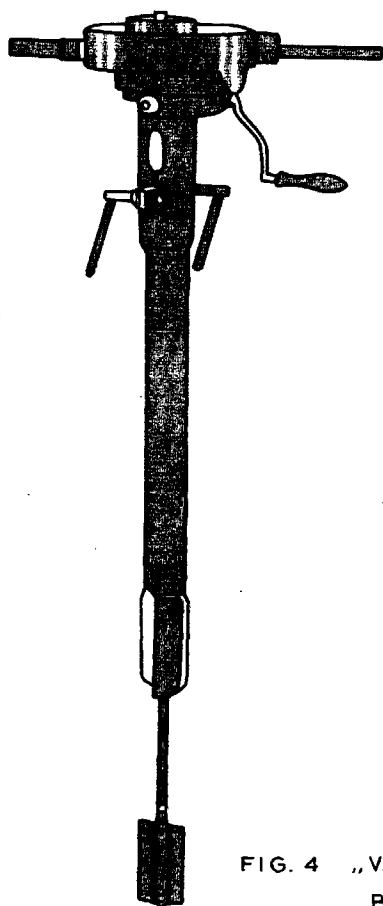
Stieltjesweg 2, Delft
Postbus 69
Telefoon (01730) 35921 ***INSTALLATIE VOOR HET REGISTEREN
VAN WATERSPANNINGEN**Figuur 1. Registrator voor
10 meetpunten.

Functie	Meten van waterspanningen in de bodem over lange termijn.
Toepassing	Beoordeling van de stabiliteit van dijken, taluds van bouwputten, verloop van de zetting ingevolge grondbelastingen, getijde invloeden enz.
Principe	Registrator is speciaal ontwikkeld voor toepassing van inductieve waterspanningsmeters volgens figuur 2.



Figuur 2. Inductieve waterspanningsmeter type T.P.D.

Technische specificaties	Cyclustijd	instelbaar op 1,6 en 12 uur.
	Afleessnelheid	1 meetpunt per minuut.
	Aantal aansluitpunten	maximum 10.
	Voeding	6 volts accu.
	Gebruiksduur	afhankelijk van ingestelde cyclustijd, doch minstens 3 weken.
	Bereik	2,3 atmosfeer, ofwel 230 dm waterkolom.
	Kabellengte	tot 300 meter.



TER VOORKOMING VAN GRONDWRIJVING OP DE TORSIESTANG DIRECT BOVEN DE „VANE“, ALS DEZE ZICH IN DE VOORUITGESCHOVEN POSITIE BEVINDT, IS HET BETREFFENDE GEDEELTE VAN DEZE TORSIESTANG OMGEVEN DOOR EEN NAUWPASSENDE BUIS.

DE WRIJVING TUSSEN DEZE BUIS EN DE STANG WORDT VERMINDERD DOOR IN DE TUSSENRUIMTE EEN LAAGJE VET ONDER DRUK IN TE BRENGEN. EEN BEELD VAN DE CONSTRUCTIE GEEFT DE FOTO VAN FIGUUR 4, WAAROP DE „VANE“ IN DE VOORUITGESCHOVEN POSITIE TE ZIEN IS.

FIG. 4 „VANE“ APPARAAT.

BESCHERMCONSTRUCTIE VAN „VANE“.

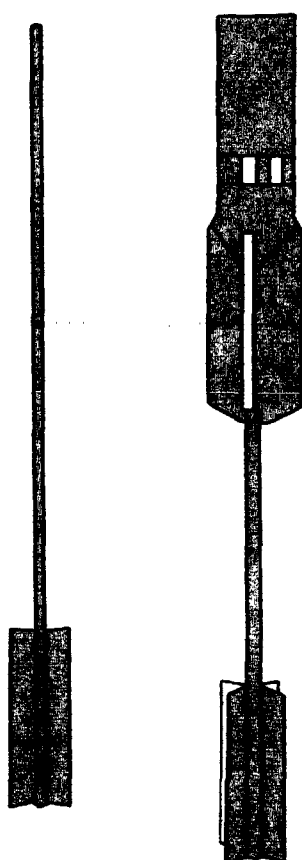
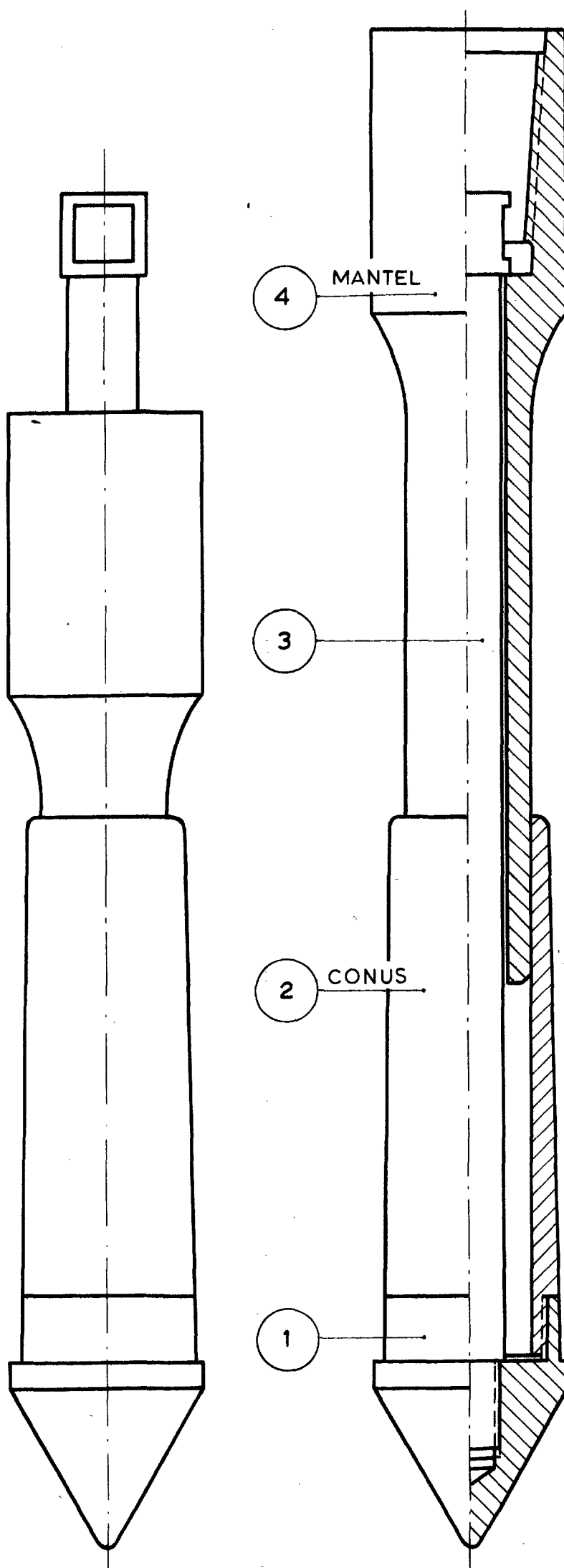


FIG. 6a DETAILS

WERKWIJZE :

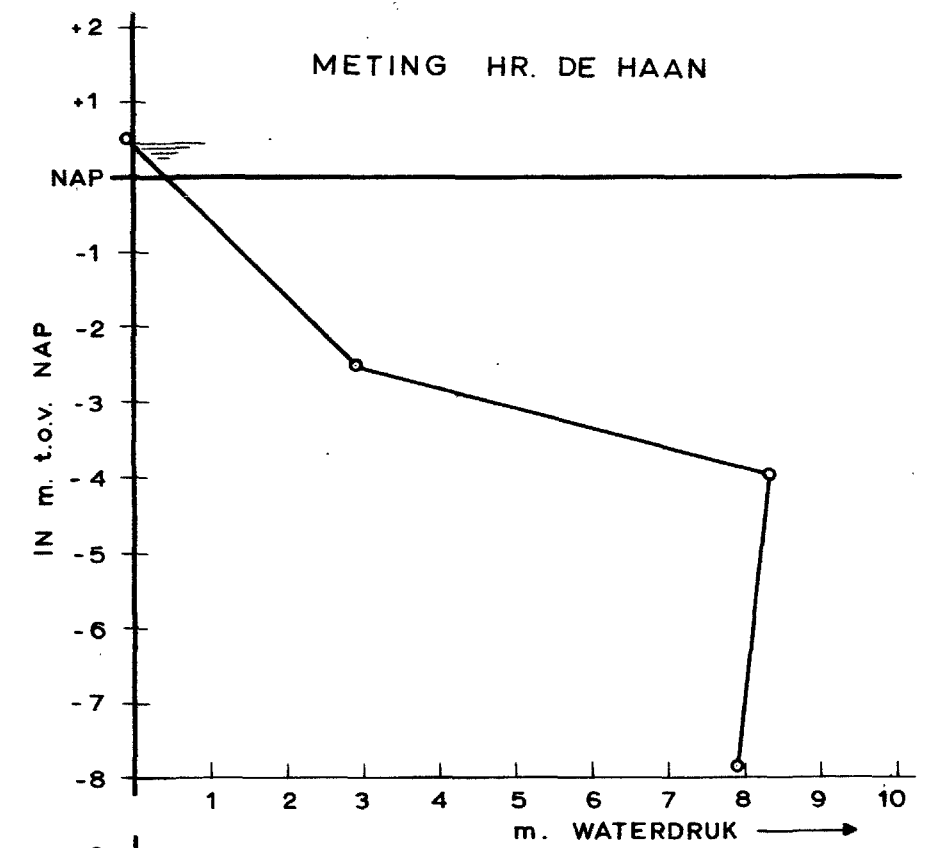
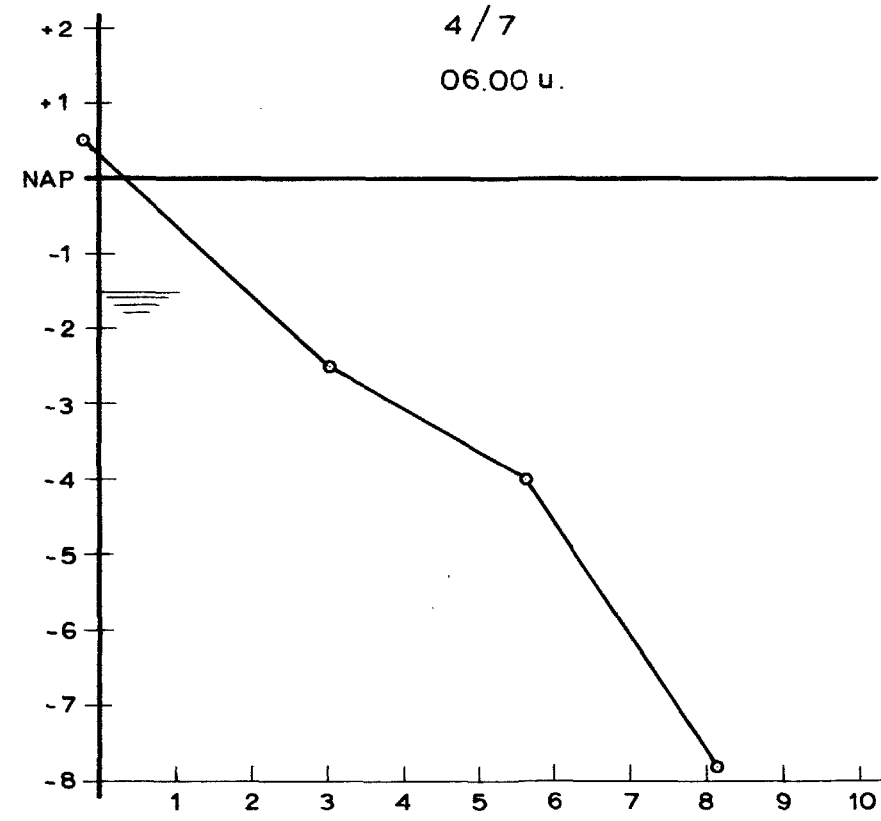
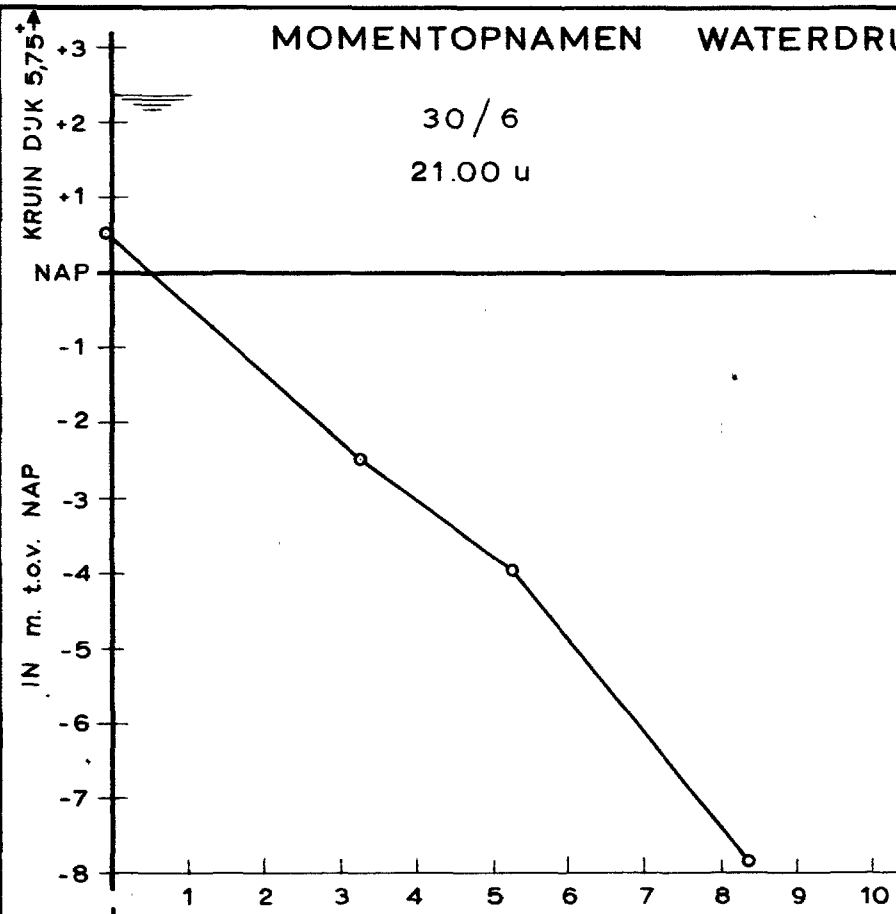
- a CONUS NAAR BENEDEN DRUKKEN ;
 —————> CONUSWEERSTAND
- b CONUS + MANTEL NAAR BENEDEN DRUKKEN ;
 —————> GEMETEN WEERSTAND MINUS
 ONDER a BEPAALDE CONUS-
 WEERSTAND LEVERT DE
 MANTELWRIJVING



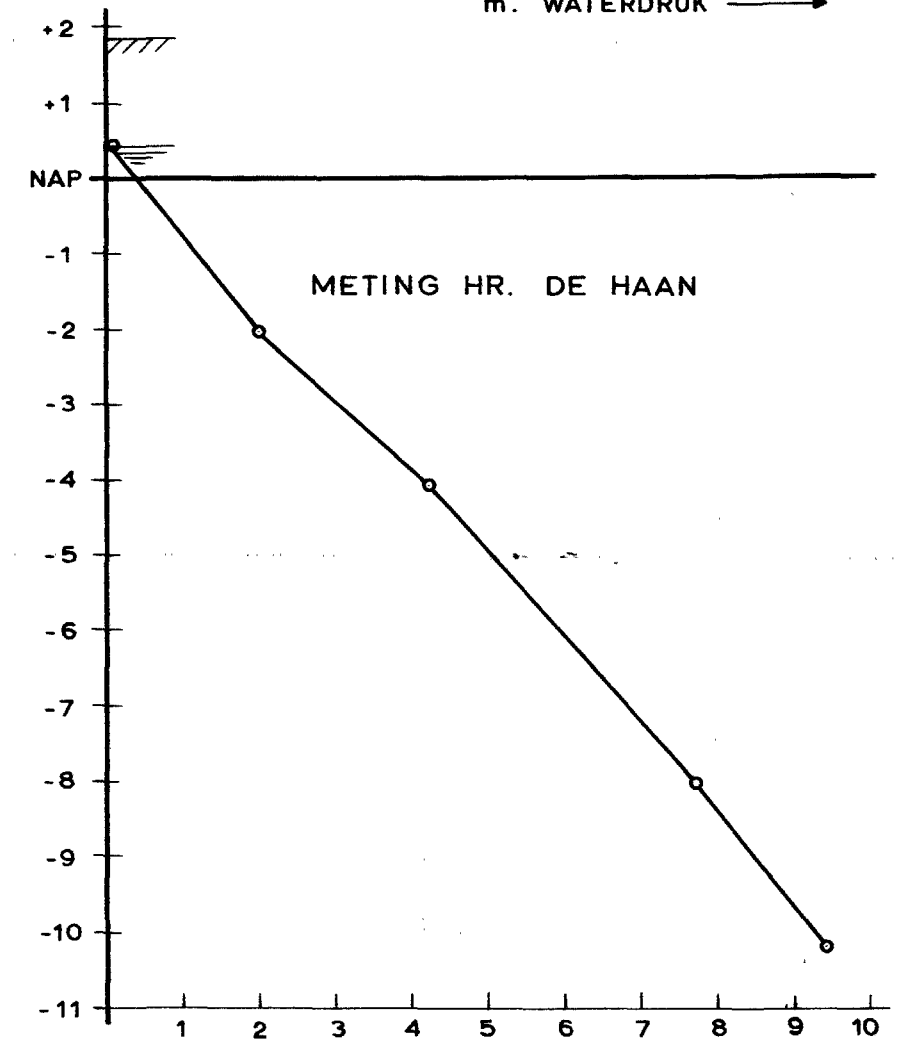
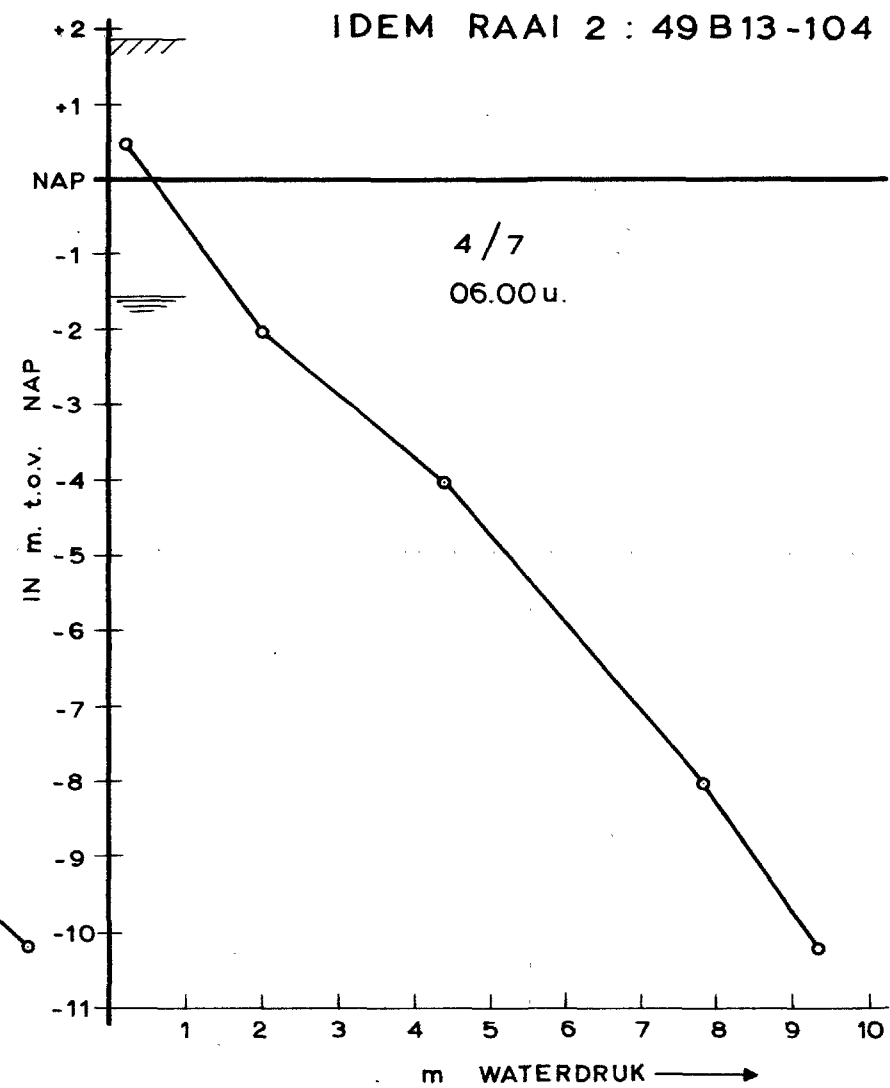
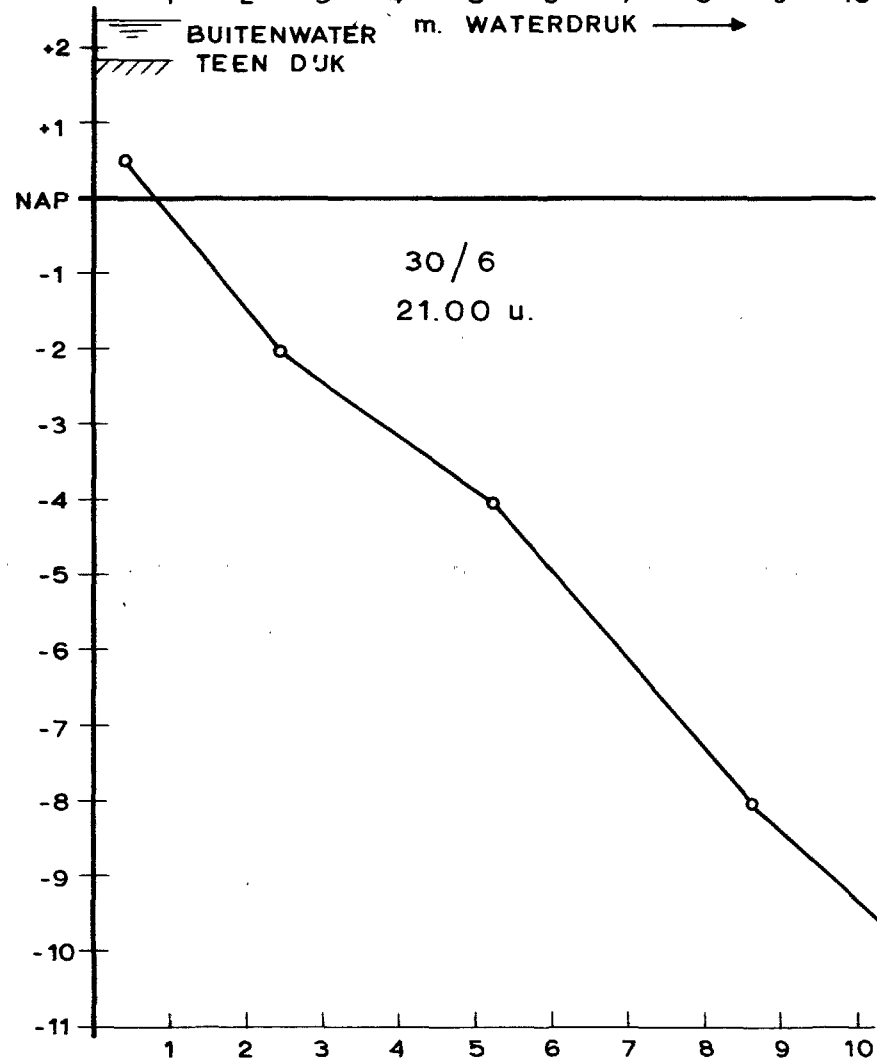
MANTELCONUS				SCHAAL 1:1	
RIKSWATERSTAAT DELTADIENST Waterloopkundige Afdeling	get.	gec.	gez.	A2	Nr. 72.483
	<i>[Signature]</i>				

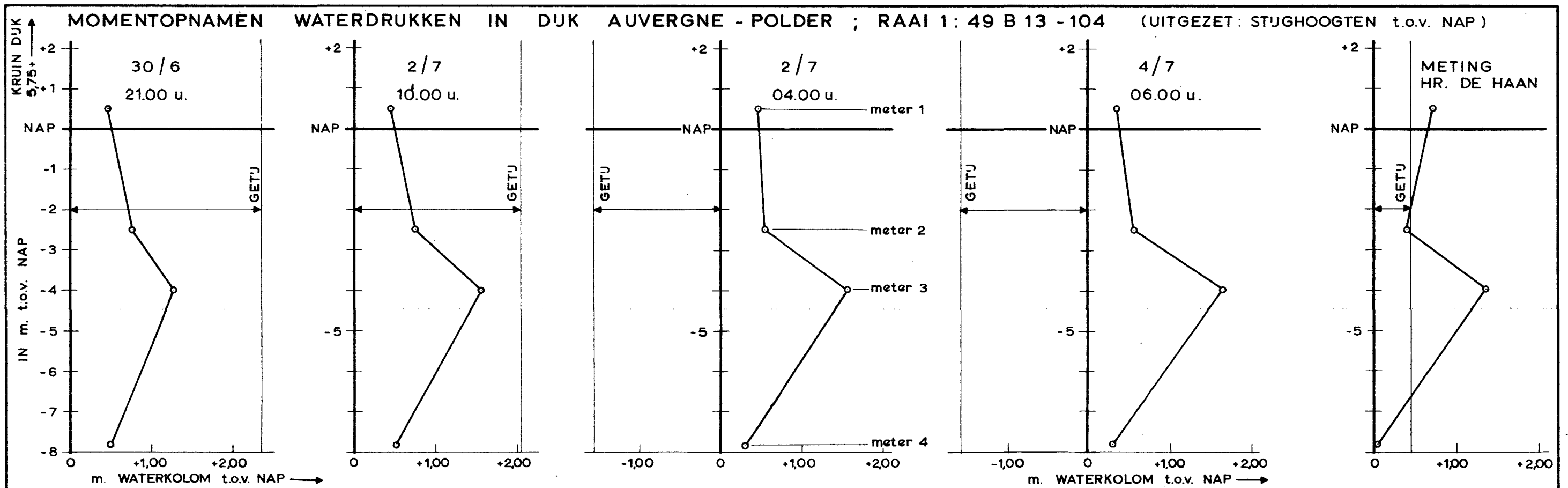
Behoort bij nota W-71.023

MOMENTOPNAMEN WATERDRUKKEN IN DIJK AUVERGNE - POLDER ; RAAI 1 : 49 B 13 - 104

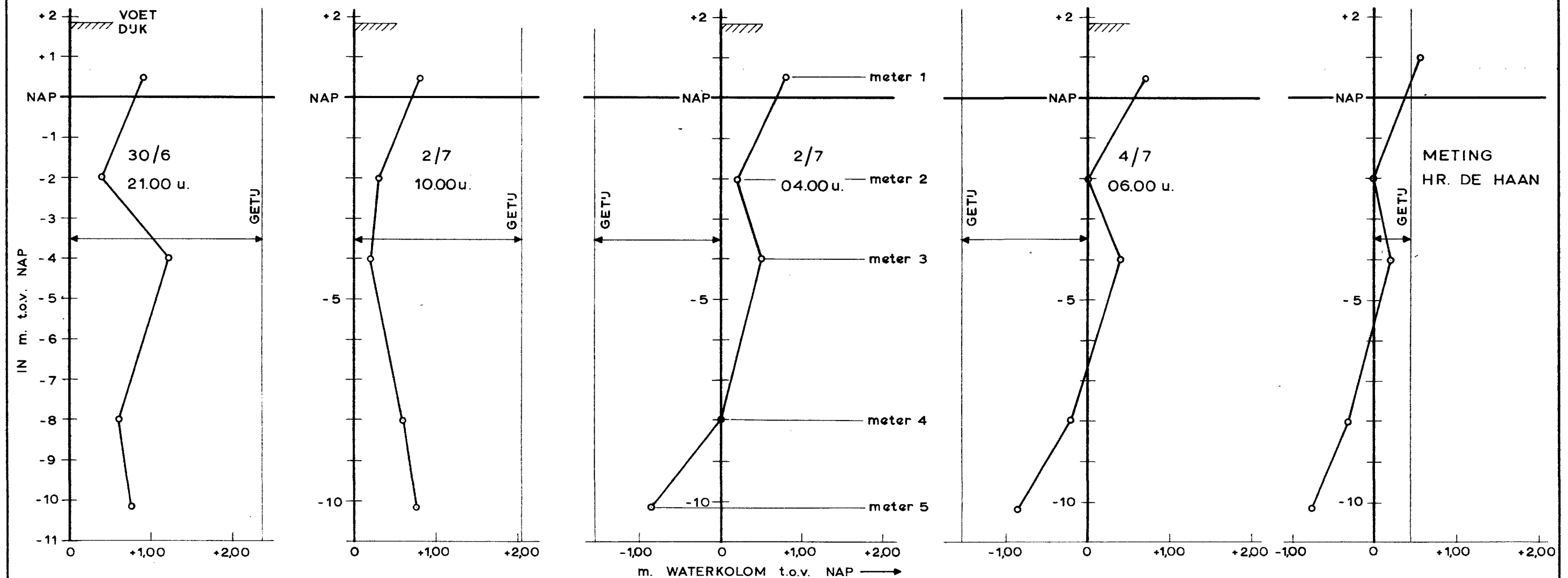


IDEM RAAI 2 : 49 B 13 - 104





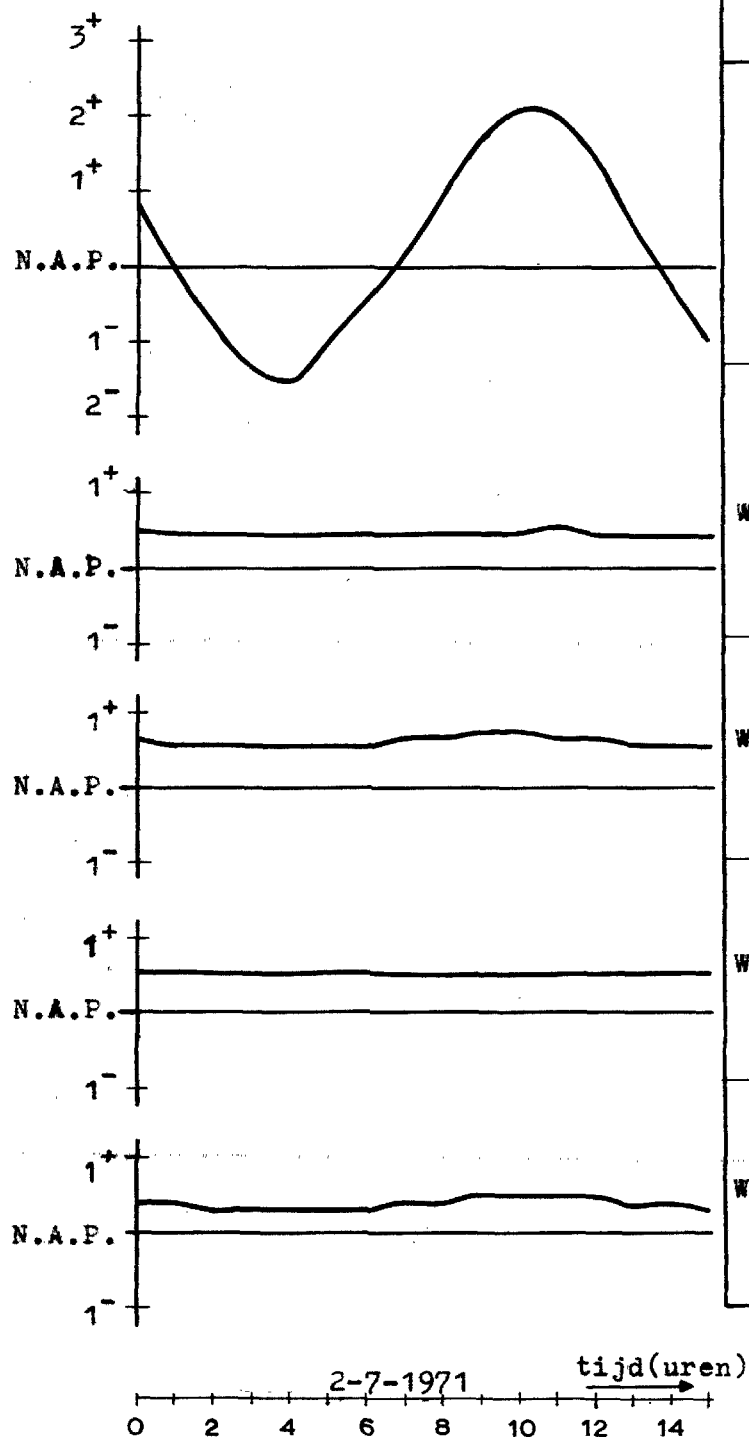
IDEM : RAAI 2 : 49 B 13 - 104



WATERSPANNINGEN : 13 - uurs-meting

Auvergne-polder raai 49 B 13 - 104

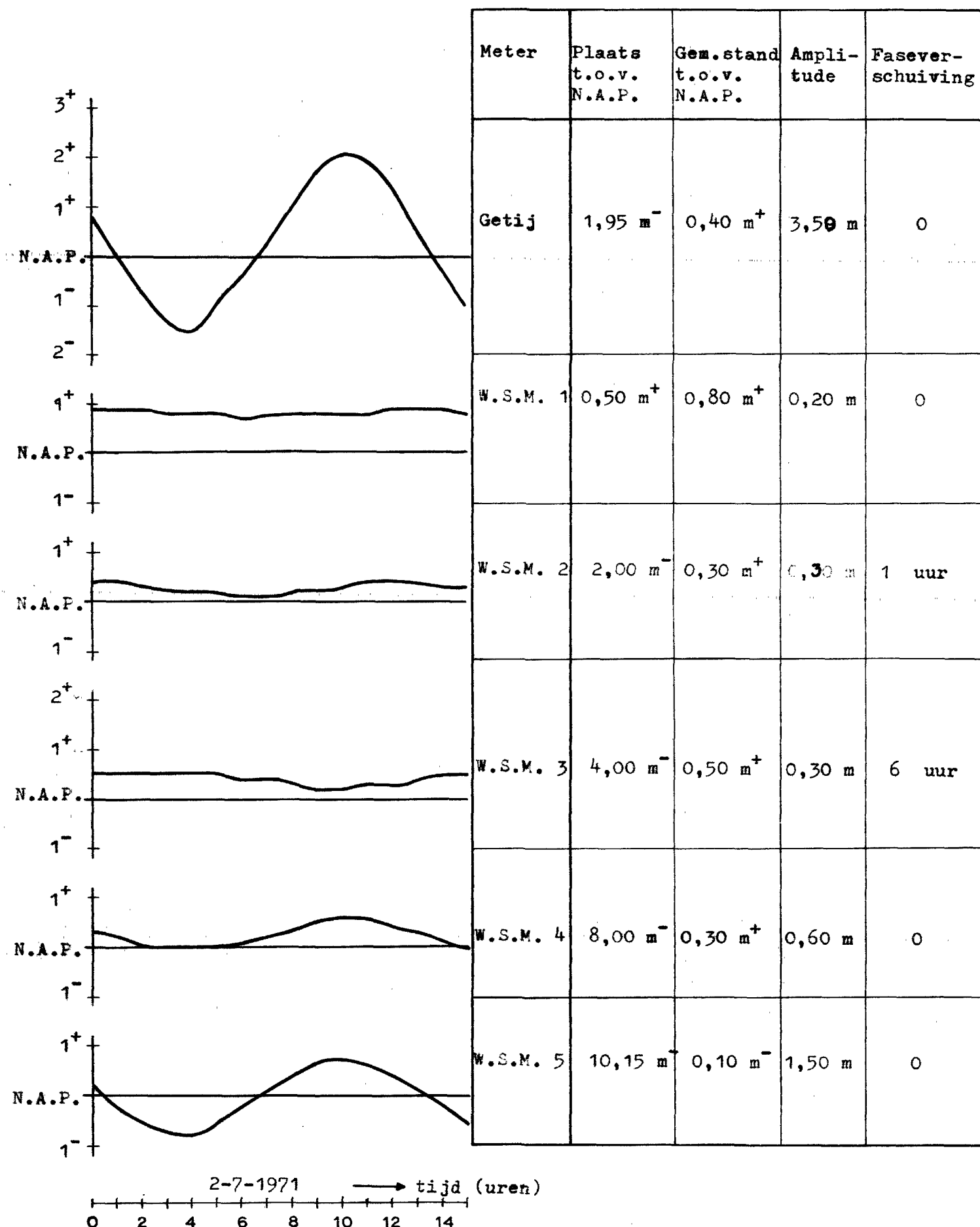
Kruin Dijk



Meter	Plaats t.o.v. N.A.P.	Gem. stand t.o.v. N.A.P.	Ampli- tude	Fase ver- schuiving
Getij	1,95 m ⁻	0,40 m ⁺	3,50 m	0
W.S.M. 1	0,55 m ⁺	0,50 m ⁺	0,10 m	0
W.S.M. 2	2,45 m ⁻	0,60 m ⁺	0,20 m	0
W.S.M. 3	3,95 m ⁻	0,60 m ⁺	0,10 m	0
W.S.M. 4	7,80 m ⁻	0,40 m ⁺	0,20 m	0

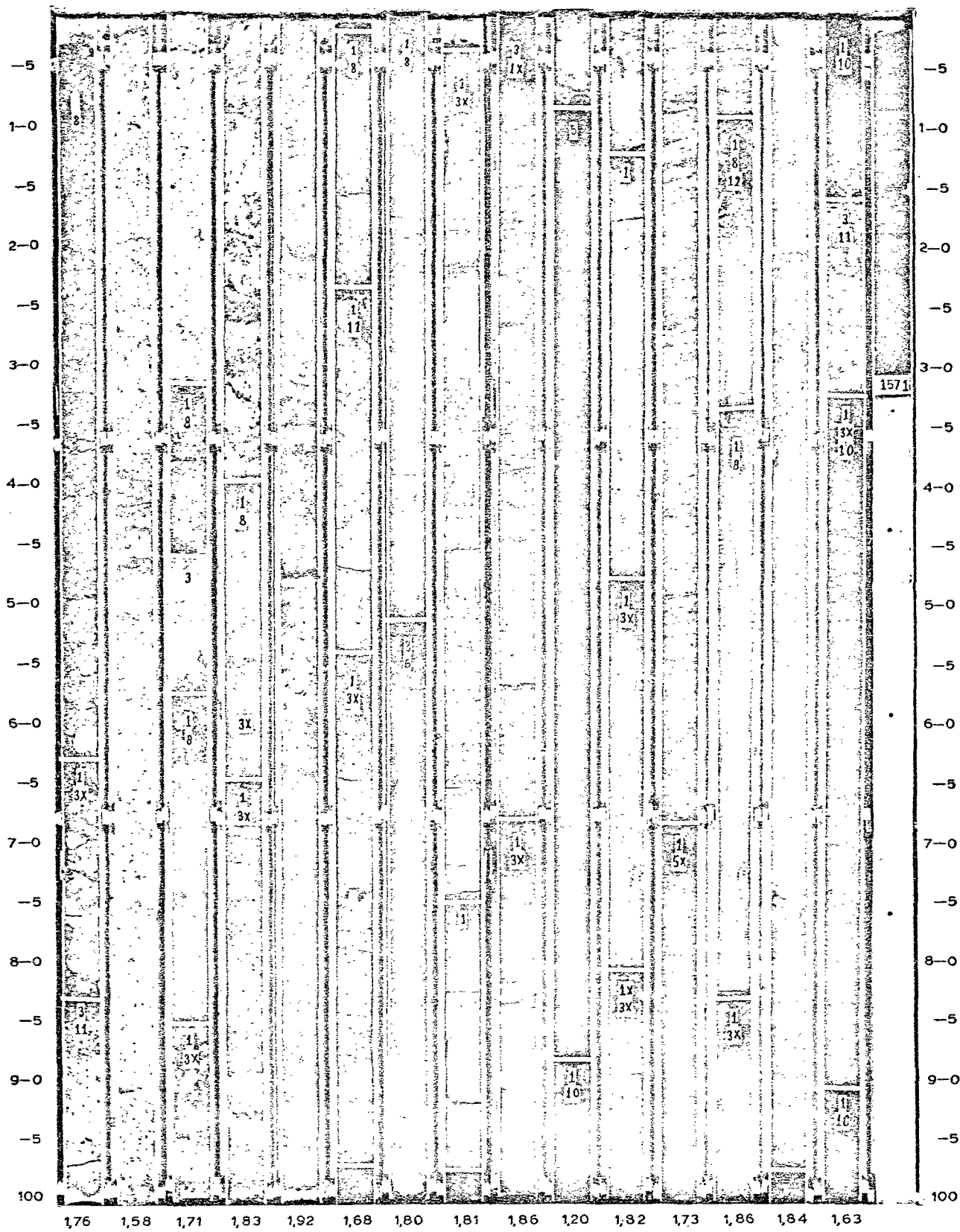
Auvergne-polder raai 49 B 13 - 104

Teen Dijk



CO 20364
BORING 49B13-104
KRUIN - DUK

020 121 222 323 424 525 626 727 828 929 1030 1131 1232 1333 1435 1537
M.V.



VOLUME - GEWICHT

GEGEVENS SAMENDRUKKINGSPROEVEN

Monsters uit raai

49 B 13 - 104 - kruin.

maaiveld

5,80 + N.A.P.

Monster	Grondsoort	Diepte t.o.v. maaiveld	Geschat- te ter- rein spann.	Berekende terreinspann.		Belas- ting P kg t/cm ²	C _v x 10 ⁻⁴		m x 10 ⁻²		K x 10 ⁻⁸		γ [t/m ³]	Opmerkingen
				Kev Buisman	Casa- grande		log. t	√t	log. t	√t	log. t	√t		
9 A	Zand kleihou- dend met schelpen-res- ten	[m] 8,25	[t/m ²] 10,25	[t/m ²] 11,8	[t/m ²] 11,8	0,25	32,8	99,7	1,24	0,68	4,07	6,83	1,80	Twijfelachtig in geheel door schelpen
						0,5	8,8	14,4	1,20	0,56	1,06	0,80		
						1,0	8,8	3,42	1,18	0,50	1,04	0,17		
						2,0	59,7	2,67	2,38	0,78	14,2	0,21		
						4,0								
						8,0								
9 E	Zand klei houdend	8,70	10,6	11,9	12,3	0,25	15,2	13,5	2,48	1,32	1,76	1,78	1,74	
						0,5	10,1	14,1	2,84	1,00	2,87	1,41		
						1,0	10,1	10,8	2,50	1,56	2,52	1,59		
						2,0	2,78	4,4	3,60	2,55	1,00	1,13		
						4,0	2,16	2,44	2,98	2,50	0,64	0,61		
						8,0	4,2	4,4	1,35	1,43	0,57	0,63		
10 A	Zand met kleistukjes	9,25	10,95	10,60	9,90	0,25	17,1	15,7	0,59	0,61	1,01	0,96	1,87	
						0,5	5,98	7,06	0,62	0,61	0,37	0,43		
						1,0		8,63		0,38		0,33		
						2,0	4,70	12,2	0,55	0,25	0,26	0,31		
						4,0		1,64		0,30		0,05		
						8,0		1,06		0,114		0,012		
10 E	Zand met kleistukken	9,75	11,30	10,6	10,4	0,25							1,76	
						0,5								
						1,0	3,12	9,30	2,16	0,54	0,67	0,50		
						2,0		5,55		0,37		0,20		
						4,0	4,5	1,39	0,70	0,55	0,31	0,076		
						8,0		1,56		0,25		0,038		
12 A	Klei met rietresten	11,25	12,35	12,3	12,1	0,25	7,88	2,90	9,44	2,96	3,49	0,86	1,28	
						0,5	3,16	4,11	4,65	3,73	1,47	1,53		
						1,0	3,56	6,21	3,91	2,80	1,39	1,74		
						2,0		2,26		4,33		0,98		
						4,0	0,61	0,92	5,36	5,33	0,37	0,49		
						8,0	0,74	0,92	6,32	2,49	0,47	0,23		
12 E	Klei zandh. met riet- resten	11,75	12,70	11,1	11,3	0,25		12,8		1,40		1,70	1,80	
						0,5		46,1		1,10		5,08		
						1,0		11,3		0,76		0,86		
						2,0		4,07		0,97		0,39		
						4,0		1,95		0,83		0,16		
						8,0		1,53		0,30		0,046		
4 E	Klei	3,70	6,29	5,8	6,1	0,15							1,93	
						0,3		8,84		3,23		2,86		
						0,6		8,65		2,61		2,26		
						1,2		7,90		1,96		1,55		
						2,4	4,80	9,52	1,82	1,30	0,87	1,34		
6 A	Klei	5,25	8,92	9,0	8,4	0,2	22,6	19,3	6,41	4,65	14,5	8,94	1,67	
						0,4		5,84		3,73		2,18		
						0,8		7,40		3,28		2,41		
						1,6		6,62		2,09		1,38		
						3,2		1,55		1,55		0,24		
6 E	Klei sterk Zandhoudend	5,70	9,69	7,5	7,4	0,2							1,85	
						0,4								
						0,8								
						1,6	8,46	15,9	1,23	0,70	1,03	1,12		
						3,2								
11 A	Klei met zandlensjes	10,25	12,65	15,5	15,6	0,25	30,4	28,2	6,48	4,65	19,7	13,1	1,70	
						0,5	31,6	27,2	5,60	5,39	17,7	14,6		
						1,0		43,0		1,24		5,34		
						2,0		13,6		1,86		2,53		
						4,0	6,56	12,6	2,42	1,79	1,59	2,26		
11 E	Veen	10,70	12,96	16,2	18,0	0,25		21,4		2,56		5,49	1,05	
						0,5	9,26	8,45	4,99	4,26	4,62	3,60		
						1,0		6,41		4,25		2,72		
						2,0		5,86		2,83		1,66		
						4,0		1,58		4,97		0,78		

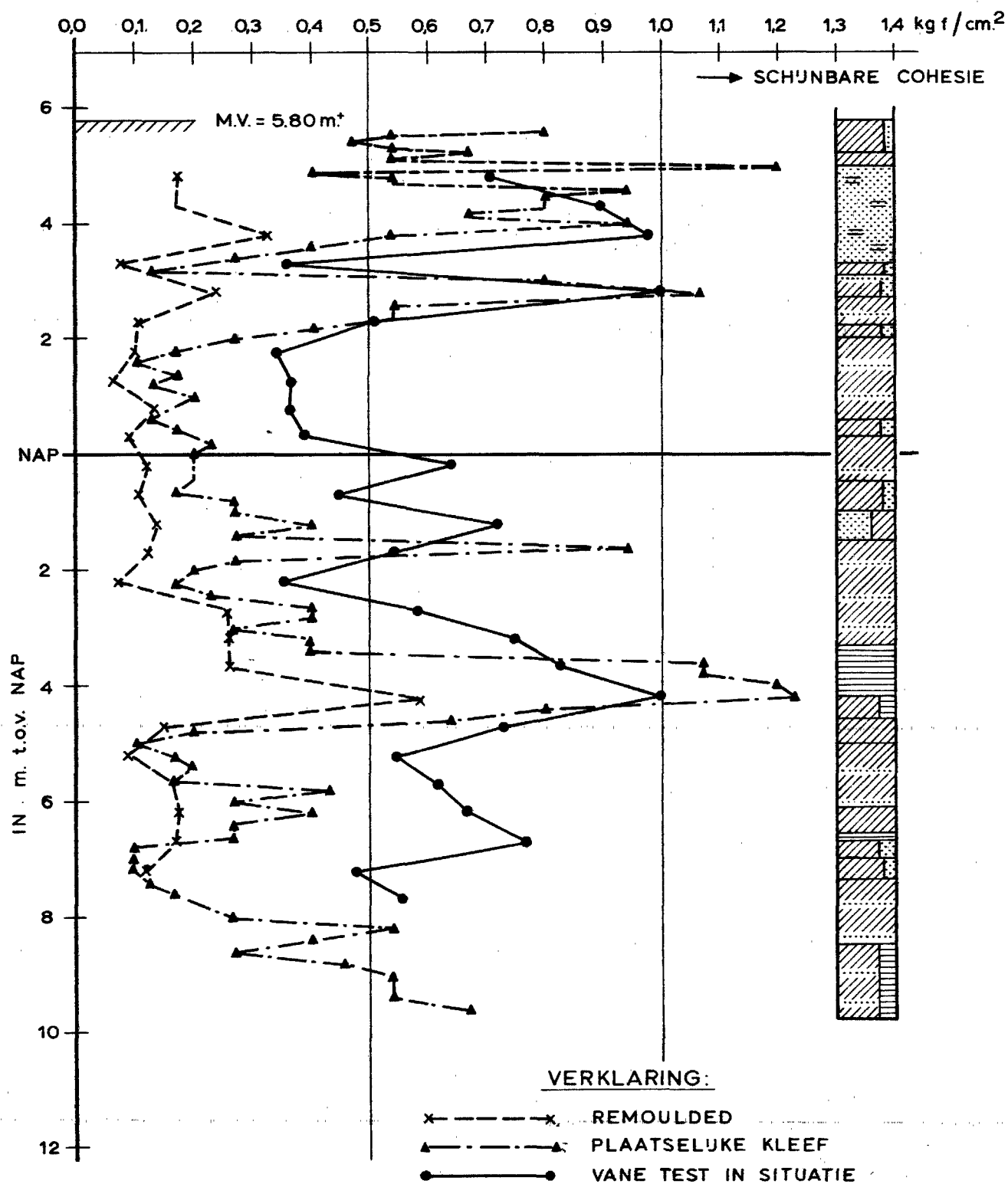
Monsters uit rasi 49 B 13 - 104 - kruin : maaiveld 5,80 m⁺ N.A.P. *

Monster	Grondsoort	Dikte t.e.v. maaiveld [m]	Geschatte terreinspanning [tf/m ²]	γ [tf/m ³]	gemiddeld		bij terrein sp. (1)		bij de verschillende mehr - cirkels: C=0 (2)				Opmerkingen
					φ	C [kgf/m ²]	φ^1	C^1	φ_1^*	φ_2^*	φ_3^*	φ_4^*	
4 G	Zand	3,90 ⁻	6,83	1,69	30°	0,03	34°	0	35°	32°	31° 30 ¹	31°	Langzame proef
9 C	Kleizandh.	8,40 ⁻	11,70	1,78	18°	0,13	30°	0	36°	28°	24°		Langzame proef
9 D	Zanderige klei	8,57 ⁻	10,51	1,79	25° 30 ¹	0							Snelle proef! Vergelijking met proef op 9 C
10 C	Zand met enkele dunne klei- laagjes	9,40 ⁻	12,35	1,83	29°	0,03	29°	0	32°	28°	30°		Langzame proef
10 G	Klei met zand- laagjes	9,90 ⁻	12,48	1,70	19°	0,12	26° 30 ¹	0	35°	26°	23°		Langzame proef
11 C	Kleizand met een laagje veen	10,50 ⁻	12,86	1,61	22°	0,09	27° 30 ¹	0	38°	30°	25°	22°	Langzame proef
11 F	Veen	10,80 ⁻	13,00	1,03	* { 30° 36°	0		0					Snelle proef
12 C	Klei met riet resten	11,40 ⁻	13,45	1,66	18° 30 ¹	0,12	24°	0	35°	23°	23°		Langzame proef

* Bij monster 11 F $\varphi_1 = 30^\circ \longrightarrow$ bepaald door oppervlak te corrigeren bij aanname van konstant volume
 $\varphi_2 = 36^\circ \longrightarrow$ bepaald door uit te gaan van begin oppervlak

(1) De waarden van φ^1 zijn bepaald door uit te gaan van een - geschatte - cirkel met als verticale spanning de thans in de grond heersende terreinspanning (C = 0)

(2) Deze waarden φ^* zijn bepaald per Mohr - cirkel bij aanname van C = 0.



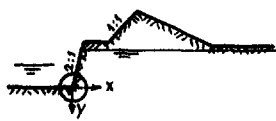
VANE TEST + PLAATSELUKE KLEEFMETING
IN DE KRUIN VAN DE DIJK t.p.v.
49 B 13-104

RIKSWATERSTAAT
DELTADIENST
Waterloopkundige Afdeling

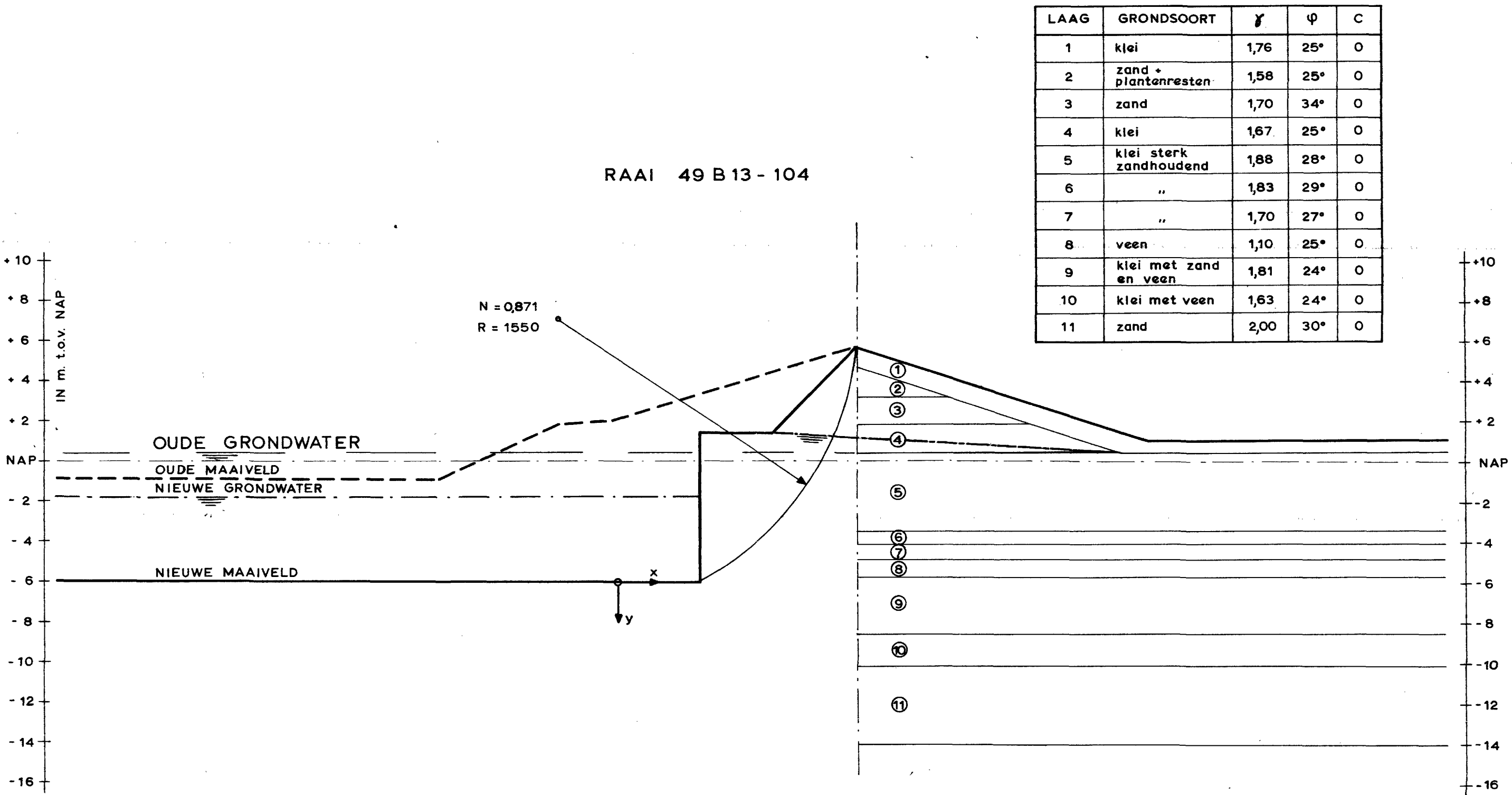
get. gec. gez.

[Handwritten signature]

A1 Nr. 72.491

profiel	bepalingsmethode f- en c-waarde	gecorrigeerde Hoogenboom	Hoogenboom	afgesnoten Bishop	aanpassing A in % in N.M.V.	straal R middelpunt
profiel 1 ^a 	vane-test $\varphi = 0$ analyse		2,062 2,062	2,062 2,062	0 %	2000 $x=0 : y=-2000$
profiel 1 ^a zie boven	plaatselijke kleef $\varphi = 0$ analyse		1,407 1,407	1,407 1,407	0 %	1850 $x=300 : y=-1700$
profiel 1 ^b 	celproef φ - & C- analyse	1,247 1,288	1,135 1,182	1,248 1,293	0 %	2000 $x=0 : y=-2000$
profiel 1 ^b zie boven	ervaring* gecorrigeerde φ - & C- analyse	1,220 1,270	1,096 1,142	1,222 1,273	0 %	1700 $x=0 : y=-1700$
profiel 1 ^b zie boven	celproef φ - & C- analyse	0,778 0,662	0,658 0,342	0,732 0,657	100 %	2000 $x=-300 : y=-2000$
profiel 2 	celproef φ - & C- analyse	0,995 0,995	0,911 0,859	1,004 1,004	0 %	1500 $x=-300 ; y=-1700$
profiel 3 	celproef φ - & C- analyse	1,080 1,117	0,970 0,956	1,083 1,102	0 %	2000 $x=-300 ; y=-2000$
profiel 3 zie boven	ervaring* φ - & C- analyse	1,056 1,069	0,924 0,875	1,057 1,072	0 %	2000 $x=-300 ; y=-2000$
profiel 4 	celproef φ -analyse bij terreinspanning C=0	0,784 0,777	0,804 0,079	0,871 0,801	0 %	1550 $x=-300 ; y=-1400$
profiel 5 ^a 	celproef φ -analyse bij terreinspanning C=0	0,986 0,986	0,835 0,653	0,999 1,000	0 %	2750 $x=-600 ; y=-2600$

* Opmerking : Ervaring : Nadat uit de continuïtering de grondsoort bepaald is, zijn de c-waarden gekozen uitgaande van ervaring. Dit omdat in sommige lagen de c-waarden te hoog opliep in de celproef (volgens de ervaring).



STABILITEITSBEREKENING PROFIEL 4				SCHAAL 1:200	
PHI-ANALYSE m.b.v. TERREINSPANNING- EN, BISHOP METHODE					
RIKSWATERSTAAT DELTADIENST Waterloopkundige Afdeling	get.	gec.	gez.	A2	Nr. 72.493
					

PROFIEL	BEPALINGSMETHODE φ & c-waarde	ONCORRIGERDE COEFICIENT	LOGGEBOOM	LAGESNOEF BISHOP	AANPASSING A in %	STRAAL R MILIEUPUNT
profiel 1 ^a 	vore-test $\varphi=0$ -analyse	-	1.000	1.000	0%	2000 $X=-500; Y=-2000$
profiel 1 ^b zie boven	plaatselijke aleef $\varphi=0$ -analyse	-	1.001	1.001	0%	2000 $X=-500; Y=-2000$
profiel 1 ^b 	celproef φ & c-analyse	1.000	1.001	1.002	0%	2000 $X=-500; Y=-2000$
profiel 1 ^b zie boven	ervaring gecorrigeerde φ - & c-analyse	1.004	1.008	1.023	0%	2000 $X=-500; Y=-2000$
profiel 1 ^b zie boven	celproef φ - & c-analyse	1.006	1.010	1.032	100%	2000 $X=-500; Y=-2000$

Tabel nr 6

Kritieke veiligheidscoëfficiënten voor de afgeschoven
dijk zonder randeffecten.

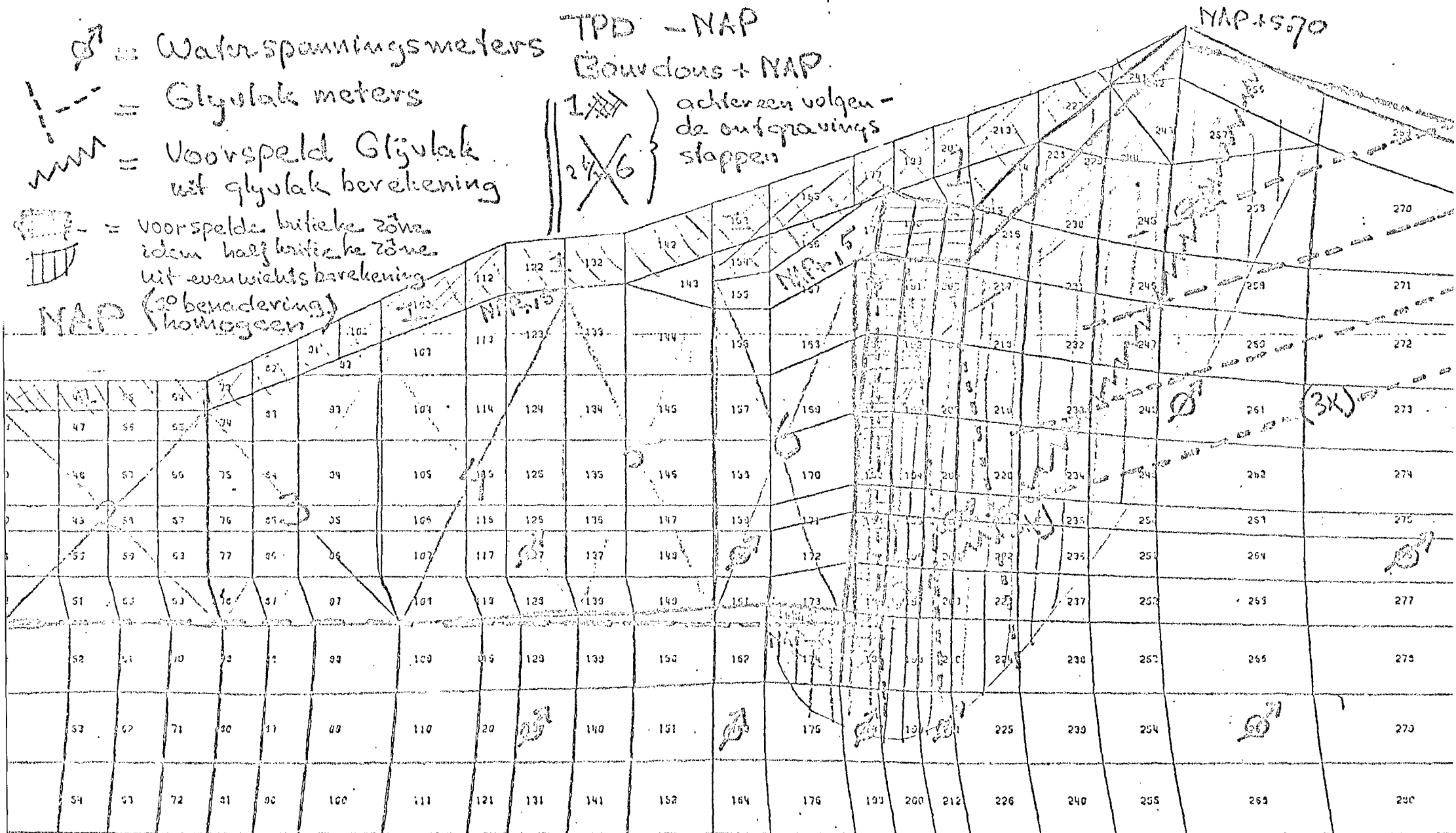
Profiel	KRITIEKE VEILIGHEIDSCOËFFICIËNT								
	Snelle celproeven			Langzame celproeven			multiple stage C $\bar{U}$ triaxiaalproeven		
	Hoogenboom	Verbeterde Hoogenboom	Bishop	Hoogenboom	Verbeterde Hoogenboom	Bishop	Hoogenboom	Verbeterde Hoogenboom	Bishop
Noord	0.73	0.72	0.73	0.78	0.79	0.79	0.78	0.89	0.89
Midden	0.77	0.81	0.82	0.81	0.85	0.85	0.83	1.03	1.02
Zuid	0.74	0.77	0.77	0.79	0.83	0.83	0.81	1.00	0.99
gemiddeld profiel	0.75	0.77	<u>0.78</u>	0.79	0.82	<u>0.83</u>	0.81	0.97	<u>0.96</u>

Opm. De in de tabel gegeven waarden voor de kritieke veiligheidscoëfficiënt zijn berekend zonder rekening te houden met de randeffecten en eventuele na-ijling van de waterspanningsmeters.

Bishop
 E. v. v.
 afwijking
 11,24%
 16,67%
 16,16%
 13,54%

σ = Water spanningsmeters
 --- = Glijlak meters
 --- = Voorspeld Glijlak
 uit glijlak berekening
 --- = Voorspeld kritieke zone
 idem half kritieke zone
 uit evenwichts berekening

TPD - NAP
 Bouwdoos + NAP
 1 ~~2~~ 6 } achtereenvolgende
 ontgravings
 stappen



DWARSPROFIEL

SCHAAL 1:810

ISMP3 GEFORCEERDE DOORGRAVING AUVERGHE POLDER NOVEMBER 1971 D. Nad
 RWS

RIJKSWATERSTAAT DELTADIENST

'S-GRAVENHAGE
Van Alkemadeaan 400
Telefoon (070)-264101

ontvoren
25/11/71

AAN

in Roest en meekw.

Uw kenmerk:	Uw brief van:	Ons kenmerk:	's-Gravenhage, 18 november 1971
Onderwerp: Geforceerde afschuiving Auvergne Polder.		Bijlagen ^{terug} _{nieuw}	

Woensdagmiddag 24 november a.s. zal tijdens L.W. ($\pm$ 14 uur) getracht worden een afschuiving te forceren in de bestaande, nog door te graven dijk van de bochtafsnijding van de Eendracht t.p.v. de Auvergne polder nabij Tholen.

Gaarne stellen wij u in de gelegenheid hierbij aanwezig te zijn.

De geforceerde afschuiving is een grondmechanische proef met een tweeledig doel:

1. het beoordelen van de toepasbaarheid van grondmechanische glijvlakberekeningen ter beoordeling van de stabiliteit van dijken en (pers)kaden.
2. het beoordelen van de toepasbaarheid van elastische evenwichtsberekeningen m.b.v. de finite elementmethode, een nieuwe methode voor de analyse van soortgelijke vraagstukken, in combinatie met triaxiaalproeven naast celproeven, met metingen van water-spanningen, en met verschillende methodes van grondonderzoek.

Voor en na de proef zullen berekeningen en daaruit voortvloeiende voorspellingen in de directieket van het Bouwbureau Schelde-Rijnverbinding in Tholen ter inzage aanwezig zijn en ter discussie gesteld worden.

De proef is duidelijk te overzien vanaf de nieuwe brug bij Tholen welke op minder dan 100 m afstand van het proefvak ligt.

In verband met de onzekerheid van het baggerprogramma wat de afschuiving voorbereidt verzoeken wij u reeds dinsdagmorgen te informeren naar het definitieve tijdstip van afschuiven op telefoonnummer (01660-720). Dit tijdstip kan behalve op woensdagmiddag tijdens L.W. eventueel ook op dinsdag- of donderdagmiddag tijdens L.W. vallen of bij veel regen daar tussen in.

Voor het hoofd van de Waterloopkundige
Afdeling van de Deltadienst,

b/a A. A. A. A.

DRAAIBOEK GEFORCEERDE AFSCHUIVING AUVERGNE-POLDER.

datum.	tijd.	handelingen.
zo. 21-11.	22 uur	start aflezing waterspanningsmeters, (continu)
ma. 22-11	9 uur	cutterzuiger begint aan snede 1
		start plaatsing piketten markering + rek meters
		start controle glijvlak meters.
di 23-11	12 à 9 uur	cutterzuiger einde snede 1.
	4 à 12 uur	cutterzuiger begint aan snede 2.
		start aflezing rek meters
		start meting theodoliet
	10 à 18 uur	cutterzuiger einde snede 2
	13 à 21 uur	cutterzuiger begint aan snede 3
		start plaatsbepaling zuigmond met piketten markering
	16 à 21 uur	cutterzuiger einde snede 3.
		begin. wacht tijd 12 uur. (wachten op afschuiven)
wo. 24-11	19 à 5 uur	cutterzuiger begint aan snede 4.
	6.20 à 14 u	eventuele forceering afschuiving door waterinlaten
	4 à 13 u.	einde wacht tijd.
		cutterzuiger gaat verder in snede 3.
	9 à 18 u.	einde meting.
	9 à 18 u.	inzage berekeningen in directie koef Tholen + eventuele discussie, en consumptie.

veeds geïnundeerd kanaaltrace

POST A

PROEF VAK

40m

POST B

kruin = NAP + 5.80

berm = NAP - 1.50

Ø Ø = Watersp. meters
x x = Glijvlak meters
⊗ = nacht verlichting

di 23/11, 16 à 21u

daarna wachten op
afschuiving met
eventuele force-
ring op L.H.

di 23/11, 13 à 21u

geul trace
bocht afbakening

di 23/11, 10 à 18u

di 23/11
14 à 12u

di 23/11
14 à 12u

ma 22/11
10u

EENDRACHT

THOLEN

OUDE BRUG

DIR. KEET. RWS
(even over de oude)
brug

as nieuwe brug

