

Systematisch onderzoek zeedijken
proefprofiel Wierum.
S-77.057

CONCEPT

Augustus 1978

Bijlagenlijst behorend bij nota S-77.057

<u>Bijlage</u>	<u>Overschrijving</u>	<u>Form./tek.nr.</u>
1	Situatie dwarsprofielen	A4/77.524
2A	Situatie dwarsprofielen 1, 2 en 3 (prov. Friesland)	3Z/78.250
2B	Situatie dwarsprofiel 4 (prov. Friesland)	3Z/78.249
3	Dwarsprofielen 2 + 4 (prov. Friesland)	4Z/78.007
4A	Boringen in dwarsprofiel 2	6Z/78.248
4B	Dwarsprofiel 2 met geschematiseerde laagverdeling	5Z/77.331
4C	Boringen in dwarsprofiel 3	6Z/78.247
4D	Dwarsprofiel 4	9Z/77.333
5	Scheur Elnag	7Z/78.277
6	Foutenboom	2x3Z/78.165
7	Situatie Wierumerwad	A3/78.276
8A t/m G	Verband peilbuiswaarneming en hoogwaterstand	A3/78.253/9
9	Schematische berekening invloed voorgaand hoogwaters	A4/78.291
10A t/m H	Verband peilbuiswaarneming en waterstand (HxT)	A3/78.308/15
11A	Peilbuisregistratie 14 en 15 november 1977, profiel 2	A3/78.304
11B	Peilbuisregistratie 14 en 15 november 1977, profiel 2A	A3/78.305
12	Opstelling infiltratieproef	A3/78.156
13A	Infiltratieverloop per bak, niveau A, binnentalud	A3/78.306
13B	Infiltratieverloop per bak, niveau B, binnentalud	A3/78.307
13C	Infiltratieproef binnentalud, niveau A	A3/78.316
13D	Infiltratieproef binnentalud, niveau B	A3/78.317
14A	Infiltratieproef buitentalud, niveau A	A4/78.318
14B	Infiltratieverloop per bak, niveau A, buitentalud	A3/78.319
15	Berekend en gemeten zettingen	A4/78.320

Appendices:

- A LGM-rapport
- B Bepaling doorlatendheid van de ondergrond
- C Golfbeweging voor de dijk
- D Gemeten golfoploop

Inleiding

Bij de installatie van de Technische Adviescommissie voor de Waterkeringen in september 1965, werd door de toenmalige Minister van Verkeer en Waterstaat opgemerkt dat er moest worden gestreefd naar een zekere standaardisering van de technische beoordeling van waterkeringen, in die zin dat in het gehele land een wetenschappelijk verantwoorde toetsing van de toestand van kaden en dijken zou plaatsvinden op dezelfde grondslagen. Met name werd daarbij de aandacht op de veiligheid van de diep beneden NAP gelegen polders gevestigd.

Zonder zich uit te spreken over de vraag door wie een dergelijk onderzoek zal dienen te worden verricht, heeft de commissie de ontwikkeling van de voor een dergelijke beoordeling noodzakelijke - criteria tot haar taak gerekend.

Evenals voor het systematisch rivierdijken-onderzoek, heeft het Centrum voor Onderzoek Waterkeringen in opdracht van de commissie aan de hand van het onderzoek van een proefprofiel getracht de criteria voor de beoordeling van zeedijken zo goed mogelijk te ontwikkelen en formuleren, en eventuele leemten in de kennis te signaleren.

De resultaten van dit onderzoek zijn in het voorliggende rapport weergegeven. Aangezien de verscheidenheid van problemen, die spelen bij de beoordeling van het waterkerend vermogen van zeedijken, lang niet alle diepgaand zijn bestudeerd, zal het noodzakelijk zijn tijdens de uitvoering van het feitelijke zeedijken-onderzoek steeds naar andere of betere criteria te blijven zoeken.

Beschrijving proefvak

Voor het onderzoek is de keus gevallen op een gedeelte van de Waddenzeedijk in het noorden van Friesland, in de omgeving van Wierum (zie bijlage 1).

Deze dijk, die in beheer is bij het waterschap Eastergoa's Sédiken, is in 1973/'75 verbeterd in het kader van de deltawet.

Voor de dijk strekt zich het Wierumerwad uit dat over een afstand van enkele kilometers afloopt van NAP + 0,5 m tot NAP - 0,5 à NAP - 1,0 m, doorsneden wordt door enkele smalle geulen en weer oploopt tot NAP + 0,5 m bij de Amelander kust.

Vanaf de dijk in noordelijke richting gezien, gaat het wad na ongeveer 5 km over in het geulen- en bankenstelsel van het Pinkegat tussen Ameland en Engelsmanplaat (bijlage 7).

Van de dijk die van westzuidwest naar oostnoordoost loopt werden door de Provinciale Waterstaat van Friesland dwarsprofielen verstrekt, waarvan enkele op bijlage 2 zijn weergegeven. Ter plaatse van de onderzochte profielen werden door het Centrum eveneens profielmetingen verricht, waarvan de resultaten op bijlage 3 zijn uitgetekend. Deze profielen bevinden zich nabij hm 13.1 (provinciaal dwarsprofielnr. 60) en hm 11.2 (provinciaal dwarsprofielnr. 17), respectievelijk COW profiel nrs. 2 en 4.

De kruinhoogte van de dijk bedraagt bij profiel 2 ruim NAP + 9 m en bij profiel 4 ruim NAP + 8,4 m; de kruinbreedte is 2 m. De gemiddelde helling van het buitentalud bedraagt ongeveer 1:4,5 resp. 1:5, terwijl dat aan de binnenzijde ongeveer onder 1:2,9 staat.

Het buitentalud is tot NAP + 2,50 m (NAP + 2,4) bekleed met koperslakblokken, tot NAP + 7,3 m (NAP + 6,0 m) met asfaltbeton en daarboven met een kleilaag waarop een grasmat; als overgang van het asfaltbeton naar de grasmat is een 3 m brede strook met klinkers bestraat.

Het binnentalud is voorzien van een kleibekleding met grasmat. Onderlangs loopt binnendijks een onderhoudsweg op een berm van 15 tot 20 m breedte en een hoogte van gemiddeld rond NAP + 1,5 m. Achter deze berm bevindt zich de dijkvaart, met een bodemdiepte van ca. NAP - 2,5 m en een breedte die varieert van 15 tot 40 m. Het peil in de vaart bedroeg tijdens de opmeting van profiel 2

in augustus 1977 op NAP - 0,71 m, doch tijdens de waarnemingen (november '77 tot april '78) meestal NAP - 1,0 m, terwijl in profiel 4 NAP - 0,5 m werd gemeten.

Het binnendijkse maaiveld ligt rond NAP.

Beschikbare gegevens

Van het betreffende gebied waren de volgende gegevens beschikbaar:

- topografische kaart
- waterstaatskaart
- geologische kaart
- peilkaarten Wierumerwad

terwijl meer in het bijzonder voor de dijk beschikt kon worden over:

- LGM-rapport dijkverhoging Oost Holwerderpolder-Paesens (CO-9352-9-I)
- besteks- en revisietekeningen van de Provinciale Waterstaat van Friesland betreffende de uitgevoerde dijkverbetering
- schematisch dwarsprofiel met laagverdeling van de vroegere dijk t.p.v. een doorgraving nabij de kerk te Wierum, opgesteld door het Biologisch-archeologisch Instituut van de Rijksuniversiteit te Groningen
- Deltadienst rapport W-68.215: dimensionering asfaltbekleding van de dijksverhogingen tussen Slachte en Zwarte Haan.
- rapport van de Provinciale Waterstaat van Friesland: meting grondwaterstanden onder de asfaltbekleding van de zeedijksverhoging Oost Holwerderpolder-~~Wierum~~.

Uit deze gegevens blijkt dat de oorspronkelijke dijk, die ook vroeger reeds meerdere malen verzwaaard is, door een buitenwaartse zandaanvulling en verhoging is verbeterd. Deze zandaanvulling wordt òf gedraineerd met behulp van een drainagesysteem door de oude dijk naar de polderzijde (profiel 4) òf door een open veronderstelde teen- en glooiingsconstructie naar zee en rechtstreeks naar de ondergrond. Op basis hiervan is het aanvullend onderzoek bepaald; dit betreft:

- grondonderzoek

Door middel van in totaal zes continuboringen in twee profielen (profielnr. 1 en 3), op 50 m ter weerszijde van profiel 2 is getracht een inzicht te krijgen in de opbouw van de dijk en ondergrond.

Uit deze boringen werden een groot aantal monsters geselecteerd voor verdere beproeving in het LGM, ter bepaling van verschillende gronddynamische eigenschappen. De boorresultaten zijn weergegeven op bijlage 4; voor de uitslagen van het laboratoriumonderzoek zij

verwezen naar het rapport van het LGM (appendix A).

Om een indruk van de dichtheid van de zandaanvulling onder de asfaltbetonbekleding te krijgen, werden ter plaatse van de peilbuizen in de beide meetraaien (zie hieronder) ondiepe sonderingen gemaakt. De resultaten daarvan zijn opgenomen in het LGM-rapport.

- grondwaterstroming

In de profielen 2 en 4 werden peilbuizen en waterspanningsmeters geplaatst om een indruk van de waterbeweging door de dijk en ondergrond te krijgen. De plaats van de peilbuisfilters is aangegeven op bijlage 5. Opgemerkt zij dat naast profiel 2 op 10 m afstand een tweede meetraai, profielnr. 2A, is ingericht, o.m. ter controle van de werking van de waterspanningsmeters. Deze meters, type TPD, werden evenals de peilbuizen geplaatst door het LGM.

De peilbuizen worden gedurende de wintermaanden vrijwel dagelijks afgelezen door het waterschap Eastergoa's Sédiken, de waterspanningsmeters slechts tijdens enkele meetcampagnes.

Door de Meet- en Adviesdienst Delfzijl werd vlak voor de dijk een getijmeter geplaatst, om een zo goed mogelijke randvoorwaarde voor de grondwaterstromingsberekeningen te krijgen.

Tenslotte werd een infiltratieproef in situ uitgevoerd ter bepaling van de doorlatendheid van de kleibekleding.

- golfonderzoek

Om een indruk van de golfbeweging voor de dijk tijdens storm te krijgen, werd door de Meet- en Adviesdienst Delfzijl een golfboei (Datawell waverider) op ca. 100 m voor de dijk gelegd. De resultaten van deze metingen zijn in appendix C verder uitgewerkt.

Veiligheid van waterkeringen

Een groot laaggelegen gedeelte van ons land wordt tegen overstroming vanuit zee beschermd door zeeweringen, zowel duinen als dijken. Na de stormramp in 1953 heeft de Deltacommissie (litt. 1) aanbevelingen gedaan met betrekking tot de veiligheid tegen overstromingen. Een aantal daarvan hebben betrekking op de eisen die aan het waterkerend vermogen van zeedijken gesteld moeten worden, zowel ten aanzien van de maatgevend te achten omstandigheden als op het ontwerp van de keringen in constructief opzicht.

Uit de econometrische berekening van het Mathematisch Centrum, volgt voor Centraal Holland een optimale dijkverhoging bij een kritiek peil met overschrijdingskans 8.10^{-6} per jaar. Omdat verondersteld wordt dat overschrijding van het ontwerppeil, dat is het peil waarop de dijken ontworpen dienen te worden, niet direct tot overstroming zal leiden (de dijken dienen bij ontwerppeil nog volledige veiligheid te bieden) wordt daarvoor een waterstand met overschrijdingskans 1.10^{-4} per jaar aanbevolen.

In haar rapport geeft de commissie voor een aantal stations langs de gehele nederlandse kust de hoogte van het peil met overschrijdingskans 1.10^{-4} per jaar, het zgn. basispeil.

Als ontwerppeil voor de dijkverbeteringen adviseert zij voor Centraal Holland deze basispeilen, voor andere delen van het land wordt een economische reductie van meestal 0,20 of 0,30 m aanbevolen.

De bijbehorende golfaanval kan volgens de commissie bepaald worden, uitgaande van de windsnelheden die nodig zijn om het zeewater tot basispeil op te stuwen, t.w.:

Vlissingen	31 m/s	320°	t.o.v. Noord
Hoek van Holland	32 m/s	320°	" "
Den Helder	35 m/s	300°	" "

Voor de Waddenzee wordt voor het bepalen van de golfafmetingen aanbevolen de plaatselijke diepte en de plaatselijke wind in rekening te brengen. Deze laatste zou gezien de topografische beïnvloeding op 30 m/s kunnen worden aangehouden.

Voor de beveiliging van ons land tegen overstroming vanuit zee, hebben regering en parlement gekozen voor de verbetering van de bestaande waterkeringen, c.q. aanleg van nieuwe dijken en dammen (deltawet). Hoewel noch uit de wet noch uit de memorie van toelichting daarop blijkt aan welke eisen de verbeterde keringen zouden moeten voldoen, is bij de uitvoering van deze werken het rapport van de Deltacommissie als uitgangspunt gehanteerd.

Bij de beoordeling van de veiligheid van een waterkering kan men in principe twee verschillende methoden bezigen, die inmiddels bekend zijn als de deterministische en de probabilistische methode. De deterministische beoordeling houdt in dat een maatgevende belasting voor de waterkering of onderdelen daarvan wordt vastgesteld. De toelaatbare belasting voor de kering en onderdelen daarvan (die in het algemeen beneden de werkelijke breukbelasting zal liggen) wordt bepaald aan de hand van onderzoek en vergeleken met de maatgevende belasting. Indien de maatgevende belasting hoger blijkt dan de toelaatbare wordt de waterkering of het betreffende onderdeel onvoldoende veilig geoordeeld.

Bij een probabilistische beoordeling wordt voor elk onderdeel van de kering uit de kansverdeling van zowel de belastingen als de sterkte-eigenschappen, de kans op bezwijken bepaald. Uit de invloed van dit bezwijken op de sterkte van de constructie als geheel, kan een totale bezwijkkans van de waterkering worden berekend. Deze bezwijkkans wordt dan vergeleken met de vooraf vastgestelde maatgevende kans op bezwijken.

Onder de belasting van de constructie moet dan verstaan worden de (inwendige) grondwaterspanningen en -stromingen en de uitwendige waterdrukken, golfaanval etc. als ook andere krachten die op de constructie werken, zoals: wrakhout, gestrande schepen, leidingen en andere vreemde elementen.

Onder de sterkte dient dan de bezwijkbelasting van de constructie of gedeelten daarvan te worden begrepen. Daarbij behoort bezwijken van een constructie (deel) nog niet direct tot een overstroming te leiden.

Overigens is het duidelijk dat zowel de probabilistische als de deterministische methode niet mogelijk zijn zonder rekenmodel, waarin verband tussen belasting en bezwijken wordt uitgedrukt.

Voor het onderzochte dijkvak is in het kader van de probabilistische benadering een zogeheten foutenboom (zie bijlage 6) opgesteld, waarin schematisch alle mogelijke oorzaken die tot de inundatie van Friesland kunnen leiden zijn weergegeven. Het verloop van deze gebeurtenissen is voor het proefvak meer in detail weergegeven. Gezien de aanvullingen die op dit schema ongetwijfeld nog in grote aantallen zijn te maken, moge uit de complexiteit hiervan voorlopig geconcludeerd worden dat een integrale probabilistische aanpak ondoenlijk is. Zelfs volledige deterministische benadering is niet mogelijk, omdat de noodzakelijke rekenmodellen ontbreken.

Wel zijn in dit schema een aantal "sleutel gebeurtenissen" aan te wijzen; indien die gebeurtenissen worden voorkömen, zal de dijk in het algemeen niet bezwijken. Voor deze gebeurtenissen zouden uitgaande van de in het voorgaande genoemde aanbevelingen van de deltacommissie, (deterministische) criteria geformuleerd kunnen worden, waaraan de dijkconstructie zou kunnen worden getoetst.

De verdere beoordeling zal zich derhalve toespitsen op de volgende aspecten (die overigens alle een duidelijke relatie met hoogwater en storm hebben):

- uitlichten van een blok uit de glooiing;
- afschuiving asfaltbekleding;
- opdrijven asfaltbekleding;
- erosie kleibekleding;
- hogere waterspanningen door infiltratie en
- overslag.

Uitlichten van een blok uit de glooïing

De stabiliteit van gezette steenbekledingen is nog steeds onderwerp van uitvoerige en kostbare studies. Er valt onderscheid te maken tussen statische en dynamische belastinggevallen. Onder statische belasting t.g.v. inwendige overdruk kan de bekleding in zijn geheel of voor een groot gedeelte worden afgedrukt, bij dynamische belasting (golfaanval) zal de belasting van blok tot blok zo zeer verschillen, dat de schade door het uitlichten van een enkel blok kan worden ingeleid.

Voor uitlichten t.g.v. inwendige overdruk, dient de overdruk groter te worden dan het gewicht van de bekleding; het gewicht bedraagt $\rho g d$, de component loodrecht op het talud $\rho g d \cos \alpha$, zodat de wateroverdruk niet meer dan ca. 4600 N/m^2 mag bedragen (nog geen 0,5 m waterkolom) bij $\rho = 2550 \text{ kg/m}^3$, $d = 0,2 \text{ m}$ en $\text{tg} \alpha = 1/3$.

De bekleding zal willen afschuiven, zodra de ontbondene van de zwaartekracht langs het talud groter wordt dan de schuifweerstand, m.a.w. zodra $\rho g d \sin \alpha > f (\rho g d \cos \alpha - u)$ waarin f de wrijvingscoëfficiënt van de blokken op de ondergrond en u de waterdruk onder de bekleding is. Indien f minder dan 0,33 ($=\tan \alpha$) bedraagt, zal de bekleding ook zonder wateroverdruk willen afschuiven; bij $f = 0,5$ bedraagt de benodigde waterdruk ca. 500 N/m^2 en bij $f = 1,0$ ruim 3000 N/m^2 ; naarmate f groter wordt nadert de benodigde overdruk asymptotisch naar de voor opdrijven critieke waarden - dit alles onder dezelfde aanname als hiervoor.

Hierbij is geen rekening gehouden met mogelijke "cohesie" tussen blokken en mijnsteen.

In de onderzochte situatie lijkt het ontstaan van dergelijke grote wateroverdrukken direct onder de koperslakheien alleen mogelijk indien de doorlatendheid van deze bekledingslaag in zijn geheel kleiner is dan die van de mijnsteenfundering. Gelet op de ervaringen met deze mijnsteenfundering (zie ook blz. 17) kan worden gesteld dat voor een dergelijk bezwijken van de glooïing ook bij zeer plotselinge val van het buitenwater, niet gevreesd hoeft te worden.

Wel bestaat de kans dat de gehele bekleding met mijnsteen en al wordt afgedrukt: reeds bij een wateroverdruk van 18.000 N/m^2 (1,8 m.w.k.) zal de bekleding opdrijven uitgaande van 0,80 m

mijnsteenpakket met $\rho_m = 1800 \text{ kg/m}^3$.

Aangezien de maximale f nooit meer kan toedragen dan de $\tan \phi$ van het onderliggende zand (omdat in dat geval zand over zand zal schuiven) zal de bekleding willen afschuiven bij

$$u > (\rho_1 d_1 + \rho_2 d_2) g \cos \alpha \frac{f - \tan \alpha}{f}, \text{ dus bij } \tan \phi = 0,8 \ (\phi = 39^\circ)$$

$$u > (2550 \cdot 0,2 + 1800 \cdot 0,8) \cdot 9,81 \cdot 0,94 \cdot \frac{0,8 - 0,33}{0,8},$$

$$u > 18.000 \cdot \frac{0,47}{0,80} = 10.500 \text{ N/m}^2 \text{ (1,1 m.w.k.)}$$

Door de aanwezigheid van de teenconstructie en het betrekkelijk hoge voorland zal een eventuele afschuiving gezien de dikte van het pakket, vermoedelijk tot zeer minimale verplaatsingen beperkt blijven.

Uit door het LGM verricht onderzoek (1969) naar de eigenschappen van mijnsteen, blijkt $\tan \phi$ voor mijnsteen zelf ca. 0,56 te bedragen; in dat geval zal de bekleding willen afschuiven bij een wateroverdruk $u > 7400 \text{ N/m}^2$ (0,75 m.w.k.).

Over de invloed van de golfaanval op de stabiliteit van de steenbekleding valt, behalve op grond van ervaringen met verschillende bekledingstypen, weinig met zekerheid te zeggen. Ondermeer wordt momenteel door het Waterloopkundig Laboratorium in opdracht van de TAW nagegaan of schaalonderzoek hiernaar zinvol is.

Uit de tot dusverre verrichte proeven is echter niet gebleken dat de stabiliteit van gezette blokglooiingen onder alle omstandigheden groter zou zijn dan die van los gestorte blokken; vanzelfsprekend is het aantal benodigde blokken per m^2 bij een gezette glooiing veel kleiner.

Volgens Hudson geldt voor los gestorte bekledingen voor het benodigde stukgewicht (W) de eis:

$$W = \frac{W_r H^3}{K_D \cdot (S_r - 1)^3 \cot \theta}, \text{ waarin}$$

W = gewicht (lbs)

W_r = volumegewicht (lbs/ft³)

H = ontwerpgolfhoogte (ft)

$S_r = \frac{W_r}{W_w}$, de verhouding van de volumegewichten van de bekleding en water

W_w = volumegewicht water (lbs/ft³)

θ = hellinghoek

K_D = factor afhankelijk van o.m. ruwheid, vorm en taludhelling,

Deze formule is ook te schrijven als

$$V = \frac{H^3 \cdot \text{tg } \alpha}{K_D \cdot \left(\frac{\rho_s}{\rho_w} - 1\right)^3}, \text{ met}$$

V = benodigd volume (m³)

H = ontwerpgolfhoogte (m)

$\text{tg } \alpha$ = taludhelling

ρ_s = soortelijke massa steenbekleding (kg/m³)

ρ_w = soortelijke massa water (kg/m³)

K_D = factor als boven

Uitgaande van deze formule met $K_D = 5$ (modified cube)

$\rho_s = 2550$, $\rho_w = 1030$ kg/m³ en $\tan \alpha = 0,3$ zouden losgestorte koperslakblokken met afmetingen 0,28 x 0,24 x 0,20 nog voldoen bij significante golfhoogten tot rond 0,9 m.

Gezien de hoogteligging van het voorland op ca. NAP + 0,5 m en de ervaringen van de Meet- en Adviesdienst Delfzijl op het Uithuizen Wad (litt. 2) kunnen dergelijke significante golfhoogten pas optreden bij een waterstand van NAP + 2,5 à 3,0 m. De aanval zal zich dan concentreren op de bovenste rij(en) blokken, welke blokken bij enige zetting van de bekleding licht los kunnen komen te liggen. De voorlopige resultaten van het WL-onderzoek naar de stabiliteit van gezette taludverdedigingen geven voor een (losliggend) blok van 0,40 x 0,40 x 0,20 m met taludhelling 1:3, $\rho_s = 2200$ kg/m³ en $\rho_w = 1000$ kg/m³ een significante schadegolfhoogte $H_s = 0,45$ m, waaruit voor dergelijke blokken en K_D -waarde van ca. 0,5 volgt. Voor een taludhelling 1:6 bedraagt de schadegolfhoogte ca. 0,40 m, waaruit zelfs K_D

X 0,2 zou volgen. Het verschil tussen deze en de K_D -waarde van "modified cube" is zo groot dat de formule van Hudson niet bruikbaar is. Ook ervaringen van anderen (litt. 4) wijzen in de richting van invloed van de fundering, wrijving tussen de blokken etc.

Ook de tot dusverre met koperslakblokken in de praktijk opgedane ervaringen geven geen schade aan de bekleding te zien door golfaanval behorend bij een waterstand van NAP + 2,5 à 3,0 m (Eemsdijken, Lauwerszeedijk, friese zeedijk). Het losliggen van blokken is volgens zeggen in de praktijk nooit geconstateerd.

Asfaltbekleding

Analoog aan de beschouwingen t.a.v. de stabiliteit van de koper-slabblokken, kunnen voor de asfaltglooiing het opdrijf- en afschuifcriterium worden gehanteerd.

In dit geval (asfaltbeton op zand) mag de bekleding echter volkomen ondoorlatend worden verondersteld.

In "Voorlopig Rapport" voor de werkgroep Gesloten Dijkbekledingen (litt. 5) wordt het opdrijven van een asfaltbekleding ($\rho_{gd} \cos \alpha = u$) onder alle omstandigheden onaanvaardbaar geacht; het (plaatselijk) overschrijden van het schuifcriterium ($\rho_{gd} \sin \alpha = (\rho_{gd} \cos \alpha - u) \cdot f$) wordt onder exceptionele omstandigheden niet onaanvaardbaar gevonden.

Uit gegevens van de Provinciale Waterstaat van Friesland blijkt dat bij een voorgeschreven dikte van de asfaltbekleding van 0,20 m de gemiddelde dikte weliswaar 0,217 m bedraagt maar dat ook monsters zijn geboord waarvan de dikte 0,183 m bedroegen, waarvan een boring juist ter plaatse van profiel 3. Het is niet duidelijk of een dergelijk steekproefresultaat tot een groter oppervlak b.v. enkele tientallen m^2 , mag worden gegeneraliseerd; de glooiing is niet voldoende intensief onderzocht (3 monsters per dagproductie van 1000 tot 1500 m^2) om een indruk te krijgen van de omvang van maatafwijkingen. Onder de aanname dat geen plekken van enige omvang met gemiddeld minder dan 0,18 m asfaltbeton zullen voorkomen, de soortelijke massa van de bekleding 2300 kg/m^3 bedraagt, mag de wateroverdruk onder de bekleding nooit meer dan ca. 3950 N/m^2 bedragen (0,40 m.w.k.).

Uitgaande van 0,20 m asfaltbeton met een laag gewicht, b.v. $\rho = 2200 \text{ kg/m}^3$ wordt dit ca. 4200 N/m^2 (0,43 m.w.k.). Bij een "cohesie" tussen asfaltbeton en onderliggend zand b.v. door een bindlaag, zal de maximale wrijving tussen bekleding en ondergrond worden bepaald door de $tg \phi'$ van het zand.

Uit de 8 celproeven die op het aanvullingszand zijn uitgevoerd, blijkt een gemiddelde ϕ' van $36,5^{\circ}$, ofwel $tg \phi' = 0,740$ (Het gemiddelde van de afzonderlijke tangenten bedraagt 0,745).

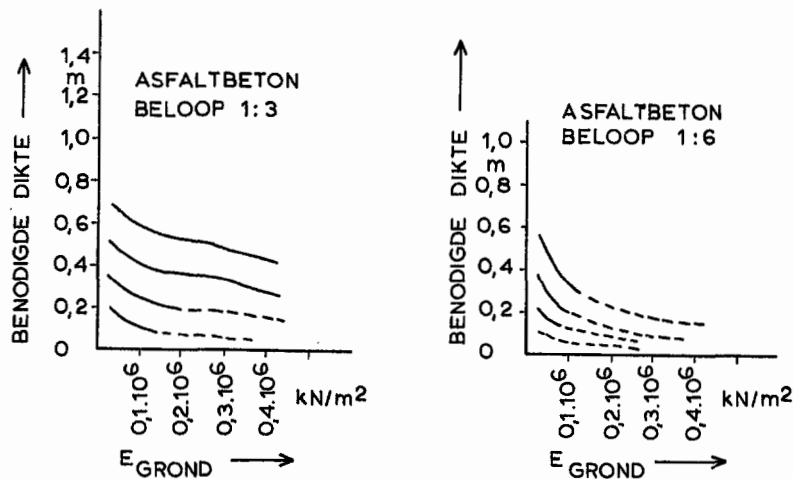
Invullen in de eerder gegeven vergelijking met $tg \alpha = 0,25$,

$$\text{geeft: } u < 2300 \cdot 9,81 \cdot 0,18 \cdot 0,97 \frac{0,74 - 0,25}{0,74}$$

$$u < 2600 \text{ N/m}^2 \quad (0,27 \text{ m.w.k.})$$

Vanzelfsprekend gelden andere waarden aan de teen van de glooiing, waar er een afstand van 2,5 m de dikte toeneemt tot ca. 0,40 m. Praktijkmetingen van deze laatste waarde ontbreken echter.

De dikte van de asfaltbeton-glooiing wordt volgens litt. 5 waaraan onderstaande figuur is ontleend, ondermeer bepaald door de verhouding van de stijfheden van bekleding en ondergrond, taludhelling, golfhoogte enz.



Bij een golfhoogte van 2 m, taludhelling 1:3 en elasticiteitsmodulus van asfaltbeton van $5 \cdot 10^6$ kN/m² wordt een laagdikte van 0,20 m voldoende geacht bij E grond van $2 \text{ à } 3 \cdot 10^4$ kN/m². Voor verdicht zand is dit laatste een haalbare waarde. Bij het onderzoek van het proefprofiel is de elasticiteitsmodulus van het zand niet in situ gemeten; een indicatie hiervan kan aan de sondeerwaarden (zie LGM-rapport) worden ontleend. Uit deze waarden blijkt de conusweerstand 3 tot $5 \cdot 10^2$ kN/m² te bedragen, hetgeen volgens verschillende bronnen zou betekenen dat de E 10^4 tot $3 \cdot 10^4$ kN/m² bedraagt. Opvallend zijn daarbij de hoge sondeerwaarden op een niveau van NAP + 3 m. Het is niet duidelijk of dit het resultaat is van verdichting van het zand tijdens de aanleg of onder invloed van golfklappen tijdens storm.

Extreme stormvloed en golfklappen tot verdichting van het zand op NAP + 5 m zouden kunnen leiden hebben zich immers sedert aanleg van de dijk nog niet voorgedaan.

Uit de voorgaande figuur blijkt echter dat bij een golfhoogte van 3 m de E_{grond} onder een asfaltbekleding van 0,20 m en factor 10 hoger moet liggen dan bij $H = 2$ m, terwijl die bij een vergroting van de laagdikte met 0,10 m praktisch gelijk kan blijven. Gezien de onzekerheden in de golfbelasting lijkt het verstandiger deze onzekerheden te ondervangen door een grotere asfaltdikte toe te passen dan door de ondergrond intensief te verdichten omdat het effect daarvan bij een E_{grond} boven 10^4 kN/m² te verwaarlozen is.

Of de glooiing van het proefprofiel aan de aanbeveling van litt. 5 voldoet, zou nader onderzocht kunnen worden door het meten van de E_{grond} in situ.

Gezien de moeilijkheden bij de berekening van de benodigde asfaltdikte, onzekerheden in E , vorm oppervlakte en grootte van de golfbelastingen, is hiervan afgezien.

Wel is duidelijk dat waar de zwaarste golfaanval zal plaatsvinden, verweking van de ondergrond geen rol zal spelen (zie waterbeweging, bldz. 17 e.v.), zodat mogelijk van bestaande rekenprogramma's gebruik kan worden gemaakt.

Waterbeweging in de dijk

Tijdens maatgevende omstandigheden zullen de waterspanningen in dijk en ondergrond oplopen, gedeeltelijk tengevolge van de hoge waterstand buiten en gedeeltelijk tengevolge van water dat door de kleibekleding infiltreert. Door onderzoek is getracht een indruk te krijgen van de beide verschijnselen.

Op bijlage 4 is de opbouw van dijk en ondergrond globaal weergegeven, met vermelding van de in het laboratorium bepaalde doorlatendheden. In de bovenlaag van de fijn zandige afzettingen onder dijk werden sterk slibhoudende laagjes aangetroffen. Hoewel van geringe dikte en (vermoedelijk) beperkte afmeting, zullen deze slibinsluitingen een sterk reducerende invloed op de verticale doorlatendheid hebben. Ter orientatie, de k-waarden van de fijnzandige lagen bedraagt in de regel 10^{-4} tot 10^{-5} m/s, die van de slibhoudende laagjes 10^{-7} tot 10^{-9} (verticaal).

Hoewel van de opbouw van de oude (klei) dijk weinig boorgegevens beschikbaar zijn, kan mede op grond van andere beschrijvingen de doorlatendheid van deze dijk relatief gering worden verondersteld (10^{-6} tot 10^{-8} m/s).

De recent aangebrachte zandaanvulling is weer goed doorlatend, met k-waarden rond 10^{-4} m/s. Uit de boringen bleek geen gelaagdheid, zodat dit zand in alle richtingen even goed doorlatend wordt geacht. De bekleding van de zandaanvulling is weer slecht doorlatend: die van de kleibekleding kon in het laboratorium niet worden bepaald i.v.m. de sterke structuur van de monsters, maar uit een infiltratieproef in situ werd een waarde van ca. $5 \cdot 10^{-6}$ m/s gevonden. De asfaltbetonbekleding mag als volledig ondoorlatend worden beschouwd, terwijl uit de peilbuiswaarnemingen kan worden geconcludeerd dat de koperslakglooiing op mijnsteen eveneens vrij slecht is. De aanvankelijk in de mijnsteenlaag geplaatste peilbuizen gaven geen enkele reactie te zien.

Na trekken van de buizen bleken de filters volledig verstopt te zitten met een slibachtige substantie, vermoedelijk het mijnsteen verweringsproduct.

Uit de peilbuiswaarnemingen blijkt dat de freatische lijn in de zandaanvulling minimaal rond NAP + 0,7 m ligt en nauwelijks op het getij reageert, terwijl de potentiaal in het fijne zand op NAP - 5,5 m onder de slecht doorlatende lagen, ongeveer NAP bedraagt. Deze potentiaal reageert wel op waterstandsverschillen

voor de dijk.

Uit de metingen blijkt dat de naijling ten opzichte van de waterstand buiten ongeveer 1 à 1½ uur bedraagt (zie bijlage 11).

Gedurende de maanden november 1977 t/m maart 1978 werden de peilbuizen eenmaal per dag op 1½ uur na hoogwater afgelezen.

De waarnemingen zijn op bijlage 8 uitgezet en in verband gebracht met de bijbehorende hoogwaterstand te Wierum.

Uit deze laatste bewerking kan een lineair verband worden gevonden tussen peilbuiswaarneming en maximale waterstand, doch op grond van de overweging dat de waterstand niet beneden het niveau van het wad kan dalen kan ook een geknikte lijn als verband worden aangehouden.

Ondanks het beperkte aantal waarnemingen is toch een extrapolatie naar een buitenwaterstand van NAP + 5,65 (ontwerppeil) gewaagd: de betrouwbaarheid van deze extrapolatie is echter gering.

Overigens is het de vraag of een lineaire extrapolatie wel mag worden toegepast, omdat in deze lineaire extrapolatie de mogelijke invloed van voorafgaande (hoge) waterstanden immers niet is verdisconteerd, evenmin als de duur van de hoge waterstanden. Derhalve is een andere methode gehanteerd waarin de peilbuiswaarneming niet rechtstreeks wordt gecorreleerd met het getij buiten maar met het product van de maximale waterhoogte boven het wad en de tijd gedurende welke water op het wad staat, vermeerderd met een restant van hetzelfde product van het voorafgaande getij; in dit laatste is weer een restant van het daarvoorafgaande getij begrepen, enz. (zie bijlage 9). Vanzelfsprekend zijn ook andere uitdrukkingen mogelijk, die wellicht een betere correlatie geven, doch eenvoudshalve is daarvan afgezien. Onder aanname dat het voorafgaande getij nog voor 20-40% meegewogen wordt in het daaropvolgende, (welke factor afhankelijk van de plaats v/d peilbuis werd gekozen) kunnen de waarnemingen worden weergegeven als op bijlage 10. Extrapolatie naar maatgevende omstandigheden geeft nu veel hogere waarden dan volgens bijlage 8; wel is deze extrapolatie weer uiterst speculatief, omdat in het gebied van de hoge "belastingen" relatief minder waarnemingen zijn verricht.

Ook is getracht de waterbeweging in het elektrisch netwerkanalogon (ELNAG) van de Rijkswaterstaat weer te geven.

Het daarbij gebruikte netwerk is aangegeven op bijlage 5. Vooral aan de waterbeweging in de zandaanvulling is aandacht besteed, gezien de mogelijke consequenties van hoge waterspanningen onder de (asfaltbekleding).

Als we de zandaanvulling beschouwen als een grote bak met een "drempel"-hoogte van NAP + 0,70 m (wadhoogte) dan moet de bodem zeer slecht doorlatend zijn, aangezien de potentiaal in de bak zelf nimmer beneden NAP + 0,70 m is gedaald.

Ook tijdens langdurige perioden met afluende wind en derhalve lage waterstanden (december 1977, februari 1978) bleek de lek door de slecht doorlatende lagen tussen NAP - 0,5 m en NAP - 5,5 m naar het diepe zand (met een gemiddelde potentiaal rond NAP) te verwaarlozen. De vulling en lediging van de zandaanvulling geschiedt derhalve vrijwel volledig door de buitenteen met eventueel aanvullende infiltratie door de bovenliggende kleibekleding.

Aangezien uit peilbuiswaarnemingen over een aantal getijtoppen (bijlage 11) is gebleken dat de peilbuizen in de zandaanvulling zeer gedempt op het getij reageren, moet de intreeweerstand groot zijn ten opzichte van de doorlatendheid van de zandaanvulling zelf. Om een redelijke benadering van de peilbuis-registraties te krijgen, moest een doorlatendheidsverhouding

$k_{\text{zand}}/k_{\text{mijnsteen}}$ van 20 à 100 worden ingevoerd.

Om bij een dergelijke hoge intreeweerstand, toch nog de geconstateerde geringe naijling te vinden, moest in het ELNAG een zeer kleine verhouding tussen berging en doorlatendheid voor de zandaanvulling worden ingevoerd ($\frac{n}{k} \approx 80$).

Bij een doorlatendheid k_{zand} van 10^{-4} m/s betekent dit een berging van ca. 1 volumeprocent. Een dergelijke lage berging kan niet meer verklaard worden uit het feit dat de freatische lijn tijdens het aanbrengen van de zandaanvulling (spuitwerk) veel hoger heeft gelegen, en derhalve de poriën van een groot deel reeds gevuld zijn met hangwater, terwijl anderzijds ook luchtinsluiting zullen voorkomen die niet gevuld worden. Tenslotte is het niet onmogelijk dat de afdichting door asfaltbeton en kleibekleding zo (lucht-)dicht is, dat instroming van water tevens een verhoging van de luchtdruk onder de bekleding heeft.

Nader onderzoek naar deze verschijnselen is gewenst.

Veeleer zal de aanwezigheid van een capillaire zone van b.v. 0,20 tot 0,30 m hoogte, ervoor hebben gezorgd dat wijzigingen in de ligging van de freatische lijn tot ongeveer dezelfde grootte, nauwelijks met vulling of lediging van poriën gepaard gaat (sterk vertraagde aanpassing van de capillaire stijghoogte). Bij sterkere wijzigingen in de freatische lijn, zal de berging buiten de capillaire zone een grotere rol gaan spelen. Dit is ook in het ELNAG geconstateerd: bij ijking van het model op "gewone" getijbeweging, bleek door de zeer geringe berging de freatische lijn bij hogere waterstand veel te sterk te reageren.

Invoering van een grotere berging gaf beter resultaten bij hoge vloeden, maar mindere goede aansluiting aan de "normale" getijbeweging. Dit effect bleek in model niet te compenseren. Aangezien zeer weinig hoge vloeden zijn waargenomen, kon het model voor dergelijke omstandigheden onvoldoende betrouwbaar geïkt worden.

Overigens moet opgemerkt worden dat deze ondernemingen alle gebaseerd zijn op de waarnemingen van slechts enkele peilbuizen. De mogelijkheid bestaat dat onderin het gespoten zandpakket de doorlatendheid t.g.v. slibverontreiniging veel kleiner is dan de veronderstelde 10^{-4} m/s. In dat geval zullen de peilbuis-capaciteiten van invloed op de meting zijn geweest. Het is de vraag in hoeverre uit de registratie als op bijlage 11, mag worden geconcludeerd dat deze berging nauwelijks een rol heeft gespeeld.

Infiltratie door kleibekleding

Om een indruk te krijgen van de doorlatendheid van de kleibekleding (laboratoriumproeven bleken i.v.m. de sterk gestructureerde samenstelling van de monsters niet mogelijk) is een tweetal infiltratieproeven in situ uitgevoerd. Deze proeven werden uitgevoerd op 9 en 10 mei 1978.

De proef werd verricht door in een aantal op het talud geplaatste bakken een constant waterniveau (A) te handhaven en de daarvoor benodigde hoeveelheid water te noteren nadat zich een min of meer stationaire stroming had ingesteld. Na enige tijd werd het waterniveau in de bak verhoogd (B) en dezelfde procedure herhaald. Voor een overzicht van de opstelling zij verwezen naar bijlage 12.

De meetresultaten van de proef op het binnentalud (zie bijlage 13) geven een infiltratie in de orde van grootte van $0,5 \cdot 10^{-3}$ μ /s per bak, ofwel een infiltratiesnelheid van $0,5 \cdot 10^{-5}$ m/s, die ongeveer gelijk is aan de doorlatendheid van kleibekleding (instroming onder verhang ca. 1:1).

De proef op het buitentalud gaf minder betrouwbare resultaten (bijlage 14): er werd althans geconstateerd dat verschillende bakken met elkaar in verbinding stonden en ook lek naar opzij mag niet worden uitgesloten. Voor zover uit de metingen op te maken viel, bedroeg de doorlatendheid hier iets meer dan de helft van die van het binnentalud.

Voor de verdere berekeningen is de doorlatendheid binnen en buiten $0,5 \cdot 10^{-5}$ m/s verondersteld.

Ervan uitgaande dat extreem hoge stormvloeden zowel het buiten- als het binnentalud gedurende 3 à 4 uren zo regelmatig door oplopend en overslaand water worden overspoeld dat van een constante infiltratie mag worden gesproken (bij $k = 0,5 \cdot 10^{-5}$ m/s verdwijnt een achtergebleven waterlaagje van 1 mm dikte in 200 seconden, ofwel ca. 40 golven) zal een waterlaag van ca. 0,54 tot 0,72 m dikte in de dijk verdwijnen.

De snelheid waarmee het natte front zich door de zandaanvulling verplaatst, zou bij een filtersnelheid volgens Darcy - overigens niet van toepassing in niet-verzadigde zones - gelijk zijn aan $n \cdot k$, waarin n het poriëngehalte is. Bij $k = 10^{-4}$ m/s en

$n = 0,40$ zou het front zich met ca. 1 m/uur verplaatsen, zodat de aanvulling van de freatische lijn enkele uren zou najlen. Aangezien de k -waarde van niet volledig verzadigd zand veel kleiner is dan bij volledige verzadiging, zal het water veel langzamer wegzakken dan hiervoor is verondersteld. Het is zelfs de vraag of dit water binnen een periode van enkele dagen de freatische lijn (of vol-capillaire zone) zal bereiken. Verder onderzoek naar dit verschijnsel, zowel in het prototype als in het laboratorium is van wezenlijk belang.

Een eenvoudig rekenvoorbeeld laat zien dat bij een "nuttige" berging van 20 à 40%, een infiltratie van 0,54 à 0,72 m overeenkomt met een stijging van de freatische lijn met 1,3 à 3,5 m, welke stijging niet alleen binnen een zeer korte tijd nadat het natte front de freatische lijn heeft bereikt volledig geëffectueerd kan zijn, maar bovendien sterk najlt ten opzichte van de waterstand buiten. Afschuiven van de bekleding en uitspoeling van de zandaanvulling over grote oppervlakten zal daar het gevolg van kunnen zijn.

Opgemerkt zij dat, tengevolge van het hiervoor beschreven verschijnsel, de invloed van enige extra infiltratie door b.v. scheuren in de kleilaag, minder goede aansluiting klei/asfalt enz., op het gebeuren relatief klein zal zijn.

Indien de asfaltglooiing, kleibekleding en oude kleikern echter luchtdicht mogen worden verondersteld, dan zal t.g.v. de infiltratie van water door de kleibekleding en de buitenteen de inwendige luchtdruk toenemen. Het dwarsprofiel laat een inhoud van ca. $100 \text{ m}^3/\text{m}$ zandaanvulling zien boven de freatische lijn en vol-capillaire zone; bij een poriën-volume van 40% derhalve ca. 40 m^2 waarvan een gedeelte vermoedelijk nog gevuld met hangwater. Indien over een breedte van 20 m (buiten en binnentalud) een waterlaag van 0,54 à 0,72 m dikte infiltreert, betekent dit een vermindering van het beschikbare volume van 20 tot 30%, en derhalve een stijging van de luchtdruk met 20 tot 30% (2 à 3 m.w.k.). Bij een inwendige overdruk van 1 m.w.k. zal er echter geen infiltratie door een bekleding meer plaatsvinden, doch een dergelijk overdruk is reeds voldoende om de asfaltbekleding te lichten. In ieder geval verdient ook dit aspect nader onderzoek.

Overslag

Bij het ontwerpen van zeedijken wordt er voor de bepaling van de kruinhoogte in het algemeen van uitgegaan dat onder maatgevende omstandigheden niet meer dan 2% van de oplopende golven de kruin zal bereiken of overschrijden. De verschillende gehanteerde berekeningsmethoden zijn opgenomen in het rapport "Inventarisatie van berekeningsmethoden voor de kruinhoogtebepaling van zeedijken" (litt. 6).

Als de meest gebruikelijke methode wordt gevolgd, nl. ontwerppeil volgens de deltacommissie, toeslagen voor buistoten en bui-oscillaties ook volgens de deltacommissie, windsnelheid 30 m/s (Waddenzee), windrichting NW tot NNW, en golven volgens Bretschneider, bedraagt de significante golfhoogte onder maatgevende omstandigheden 1,65 tot 1,75 m aan de teen van de dijk. De invalshoek bedraagt 0 tot 20° , zodat de 2% golfoploophoogte volgens $Z_2 = 8 H_s \operatorname{tg} \alpha \cos (\beta - 10^{\circ})$ circa 2,6 m boven de waterstand bedraagt. Daarbij is $\operatorname{tg} \alpha$ gesteld op 0,2 t.w. de equivalente taludhelling volgens Saville (litt. 7) en 5% reductie voor de ruwheid van het talud (gras) over de helft van de oplooplegtenge.

Getracht is om door een golfoploophoogtemeting ter plaatse een indicatie van de betrouwbaarheid te krijgen; de resultaten daarvan zijn weergegeven in appendix D.

Hoewel de nauwkeurigheid van de gebruikte formule niet overschat dient te worden (invloed golfsteilheid), wordt de betrouwbaarheid van het resultaat vooral beïnvloed door de afwijkingen in de verwachte golfhoogte (zie appendix C), de taludhelling en de reductiefactor voor de ruwheid, waarbij de relatieve fout in de verwachte golfhoogte vermoedelijk het grootst zal zijn.

Bij het ontwerppeil van NAP + 5,35 m, mag de 2% oploophoogte op ca. NAP + 8 m worden gesteld.

De reserve in de kruinhoogte bedraagt momenteel derhalve ruim 1 m, voldoende om de overslag tot 0,1% of minder te beperken (litt. 7). De hoeveelheid overslaand water is in dat geval te verwaarlozen - hooguit enkele overslaande golven tijdens "deltastorm".

Onder de ongunstiger aanname dat H_s 2 m bedraagt bij een waterstand van NAP + 5,35 m zal de 2% oploophoogte ca. 3,2 m bedragen, zodat dan ca. 0,5 m extra waakhoogte over is.

Volgens het advies van de deltacommissie zou na aanleg van de dijk een overhoogte aanwezig moeten zijn van minimaal 0,5 m, ter compensatie van NAP-daling en zettingen in de ondergrond en dijklichaam op langere termijn. Door het LGM is een voorspelling gemaakt van de zetting van de ondergrond afhankelijk van de mate van ophoging over 30 jaar. Aan de hand van deze voorspelling en de aan te brengen zandaanvulling heeft de Provinciale Waterstaat van Friesland voor het werk werd uitgevoerd de totale zetting berekend; volgens het LGM zou daarvan 2/3 reeds tijdens de aanleg

Langs het gehele dijkvak zijn een groot aantal zakbaken geplaatst, die tijdens de uitvoering zijn bijgehouden. De uitvoeringwijze (eerst zand spuiten en goed 1 jaar later onder profiel brengen) maakt het moeilijk het zettingsverloop van de zakbaken te interpreteren, zodat niet kon worden nagegaan wat de als uiteindelijke zakking na 30 jaar mag worden verwacht, laat staan of 2/3 daarvan binnen 70 dagen werd bereikt.

Wel zijn de berekende zettingen na 30 jaar vergeleken met de gemeten zettingen na $1\frac{1}{2}$ tot $2\frac{1}{2}$ jaar (einde metingen) waarbij overigens niet bleek dat het stadium van de seculaire zettingen al was bereikt. De resultaten zijn uitgezet op bijlage 15. De berekende zettingen na 30 jaar liggen alle tussen de 0,34 en 0,65 m, terwijl de gemeten zettingen meer gespreid zijn. Aangezien het middel van de puntenvolle redelijk op de lijn $Z_{\text{gemeten}} = Z_{\text{berekend}}$ ligt, zullen de berekende zettingen over 30 jaar gemiddeld te klein blijken.

Verder valt op dat de zettingen onder de nieuwe kruin relatief lager uitvallen dan die onder de bovenzijde van de asfaltglooiing. Dit werd reeds door het LGM voorspeld, omdat de laatste punten in het midden van de ophoging liggen, terwijl de nieuwe kruin meer naar de rand ligt (zie bijl. 2).

In de naaste toekomst zal een regelmatige waterpassing van de dijk uit moeten maken of de tendens van de metingen (versterkte zettingen) zich voortzet.

Het feit dat de dijk nu nog een redelijke overhoogte bezit, vloeit voort uit de extra hoogten die zijn aangebracht voor de relatieve bodemdaling en de klink van het ophoogmateriaal zelf. Deze klink is enigszins beneden de verwachting gebleven, de bodemdaling zal zich de komende decennia kunnen manifesteren.

Tenslotte is het een bijkomend voordeel dat de uitvoeringsfase meer dan een jaar heeft geduurd, zodat de zettingen over langere tijd dan de gedachte 70 dagen gecompenseerd zijn.

Overigens zou enige overslag de stabiliteit van het binnentalud niet verstoren, omdat dit een voldoende flauw beloop heeft. Wel zou dit van belang kunnen zijn voor mogelijke erosie van de kleibekleding, welk verschijnsel tevens op het buitentalud zal kunnen voorkomen.

Gegevens over dit verschijnsel ontbreken vrijwel geheel, zowel t.a.v. de hydraulische randvoorwaarden (laagdikten, snelheden etc.) als t.a.v. de erosiebestendigheid van klei. Criteria waaraan een kleibekleding getoetst kan worden zijn dringend nodig.

Drainage systeem

Ter ontwatering van de aan zeezijde aangebrachte zandaanvulling op het traject met gesloten teenconstructie (profiel 4) is een drainagesysteem aangebracht dat wordt gevormd door drainerende kunststof pijpen die in U-vorm zijn gelegd.

De beide "poten" liggen daarbij in sleuven door de oude dijk en komen twee aan twee uit in kolken aan de binnenteen, vanwaar het water door leidingen door de binnenberm wordt afgevoerd (zie bijlage 2b).

Ter controle van de werking van dit systeem is getracht een infiltratie via deze pijpen te realiseren, door in de uitmonding in de kolk water te pompen. De resultaten van deze proeven waren verbluffend.

Als eerste is de pomp aangesloten op de oostelijke pijpmonding in kolk B (dichtst bij profiel 4 gelegen).

Na enkele minuten werd geconstateerd dat - in tegenstelling tot de verwachting - niet de westelijke pijp in kolk A, doch die in kolk B water begon te geven. Door het aanbrengen van een staande pijp op die uitmonding, ontwikkelde zich daar een stijghoogte van ca. 2 m.

Op deze wijze werd in een half uur ca. 5 m^3 water geïnfilteerd, - ruimschoots voldoende om een kilometer drainpijp te vullen - zonder dat de overige kolken water gaven. Hierna werd de proef gestaakt.

De tweede poging vond plaats bij kolk A, waar de pomp op de oostelijke pijp werd aangesloten. Nu bleek alleen uit de westelijke pijp in kolk B water te sijpelen; ook dit strookte niet met de verwachtingen, doch mogelijk was dit nog een gevolg van de eerste proef. De overige kolken gaven geen water.

Na een tiental minuten ontstond echter in het klinkenpad op enkele meters afstand van de kolk een zandmeevoerende wel, waarna de proef ijlings werd afgebroken. Ook nu bleek een grote hoeveelheid (ca. $2,5 \text{ m}^3$) water in de dijk verdwenen.

Een herhaling van de eerste proef (pomp op oostelijke pijp van kolk B) gaf aanvankelijk dezelfde resultaten, n.l. een sterke uitstroming uit de westelijke pijp in die kolk.

Enige tijd na het opzetten tot ca. NAP + 2,5 m (1 m boven de kolkrand) van deze pijp, gaven zowel de westelijke pijp in kolk

A als die in kolk C water, de laatste in beperkte mate. Nadat zo ruim 5 m^3 water in de dijk was verdwenen, kwam de grasmat naast kolk B plaatselijk opdrijven, zodat ook deze proef moest worden afgebroken.

Daarna werd de pomp aangesloten op de westelijke pijp van kolk C. De oostelijke pijp in deze kolk reageerde totaal niet.

Wel gaf de westelijke pijp in kolk B (grijs) water; nadat deze pijp was opgezet tot ca. NAP + 2,0 m, begon de oostelijke uitmonding te lopen.

Ondertussen gaf kolk D - waar merkwaardigerwijs slechts één pijp in uitmondt - water, aanvankelijk veel samengeklonterd ondefinieerbaar vuil meevoerend, hetgeen later volledig ophield. Ook deze pijp werd opgezet in dit geval tot ca. NAP + 2,5 m, maar kolk E noch F bleken daarop te reageren.

Tenslotte werd de pomp aangesloten op de oostelijke uitmonding in kolk F, waarna zeer spoedig de westelijke pijp water begon te geven. Opzetten van deze pijp tot ruim NAP + 2,5 m bleek voldoende om in kolk E water uit de westelijke pijp te krijgen, terwijl de oostelijke druppelde.

Na verloop van tijd gaf ook de oostelijke pijp in kolk G water. In totaal werd ca. 5 m^3 water geïnfiltreerd.

In overleg met de Provinciale Waterstaat van Friesland werd besloten de drainbuizen door te spoelen met behulp van een flexibele spuitlans (\emptyset 25 mm).

Bij de eerste poging (kolk B, oost) liep de lans na ca. 80 m vast (vermoedelijk op een vernauwing in de buis) zodat terughalen onmogelijk bleek; de slang brak af.

Verdere proeven gaven te zien dat slechts in kolk F (beide pijpen) tot 30 m buis kon worden doorgespoeld, de overige buizen (B t/m G) bleken alle na kortere of langere afstand verstopt of dichtgeknepen, waarbij in een geval de buis vermoedelijk rechtstreeks in het zandpakket eindigde, gezien de hoeveelheid uitgespoeld fijn zand.

Beide buizen bij kolk E waren na 1 m zover dichtgeknepen te zijn dat de spuitlans daar niet kon doorkomen; na opgraving bleken de buizen nogal verwrongen te zijn, hetgeen vermoedelijk geweten moet worden aan een onzorgvuldige uitvoering. Wel bleek de opening nog water te kunnen doorlaten.

Opgemerkt zij dat deze proeven gedeeltelijk plaatsvonden bij mooi droog weer en gedeeltelijk bij wisselvallig weer. Het drainage-systeem gaf overigens geen water. De peilbuizen in profiel 4 reageerden niet op de "infiltratie". Controle van deze peilbuizen achteraf toonde aan dat zij niet verstopt waren, maar vermoedelijk wel in relatief slechts doorlatende grond waren geplaatst, zodat uit het uitblijven van een reactie niet mag worden geconcludeerd dat er zich geen wijzigingen in de waterspanningen in het zandpakket hebben voorgedaan.

Een nauwkeurige controle van de aangebrachte drainagesystemen verdient alle aanbeveling; ook de geconstateerde gebreken zouden b.v. door het opgraven van de buizen geanalyseerd moeten worden. Tenslotte zou de werking van het systeem tijdens hoog water of een bijzonder natte periode nagegaan dienen te worden.

Samenvatting en conclusies

Bij het onderzoek van een gedeelte van de Friese zeedijk nabij Wierum is gebleken dat de huidige kennis op het gebied van zeewaterkeringen van vrijwel uitsluitend empirische aard is. Aangezien op grond van de ervaringen vooral overslaand water als oorzaak van dijkdoorbraak wordt gezien, is daarop het enige duidelijke criterium waaraan zeedijken dienen te voldoen, gebaseerd, n.l. het 2% overslagcriterium.

Andere wijzen van bezwijken (erosie buitentalud, schade aan bekleding etc.) worden bij het ontwerp minder diepgaand doorberekend.

Ook zal, nu de frequentie van de maatgevende omstandigheden zoveel kleiner is dan vroeger algemeen werd aanvaard, de uiteindelijke inundatiekans sterk worden beïnvloed door factoren die voorheen door hun (relatieve) zeldzaamheid nauwelijks een rol speelden, zoals veroudering van de constructie, oorlogsgeweld, vreemde objecten etc.

Over die aspecten waarop de dijk wel beoordeeld kan worden het volgende:

- overslag

De te verwachten overslag onder maatgevende omstandigheden is bij de huidige kruinhoogte te verwaarlozen; wel zal, gezien de reeds geconstateerde zettingen binnen drie jaar na de uitvoering het toekomstig zettingsverloop nauwkeurig gevolgd moeten worden. Overigens zal de stabiliteit van het binnentalud bij overslag geen gevaar lopen.

- blokkenglooiing

De zwaarste aanval op de bekleding van koperslakblokken treedt op bij waterstanden van ca. 3 m + NAP. Aangezien deze standen binnen het ervaringsgebied liggen, behoeft voor het uitlichten van een blok onder golfaanval niet te worden gevreesd.

- teenconstructie

De sterkte van de teenconstructie is niet nader onderzocht; zolang deze zich onder de wadbodem bevindt, zal deze niet van invloed op de sterkte van de dijk zijn.

- drainagesysteem (profiel 4)

Uit de peilbuiswaarneming blijkt een constante grondwaterstand op ca. NAP - 1 m; gelet op de ervaringen met het doorspoelen van het drainagesysteem is het twijfelachtig of dit systeem veel bijdraagt aan de handhaving van dit grondwaterniveau. Ten aanzien van het mogelijk opdrijven van de gesloten asfaltbekleding (en eventueel ook de mijnsteen met koperslakblokken) bezit het dijkvak bij profiel 4 een grotere veiligheid dan dat met de "open teen" (profiel 2).

Bezwijkmogelijkheden als oorlogsgeweld, vreemde objecten e.d. vallen buiten het kader van het systematisch onderzoek; over aspecten als schade aan bekleding, erosie e.d. valt weinig te zeggen omdat de kans op dat gebied (nog) zeer gering is. Toegespitst op het proefprofiel zou ten aanzien van de volgende aspecten een duidelijk criterium ontwikkeld moeten worden, dan wel nader onderzoek noodzakelijk zijn:

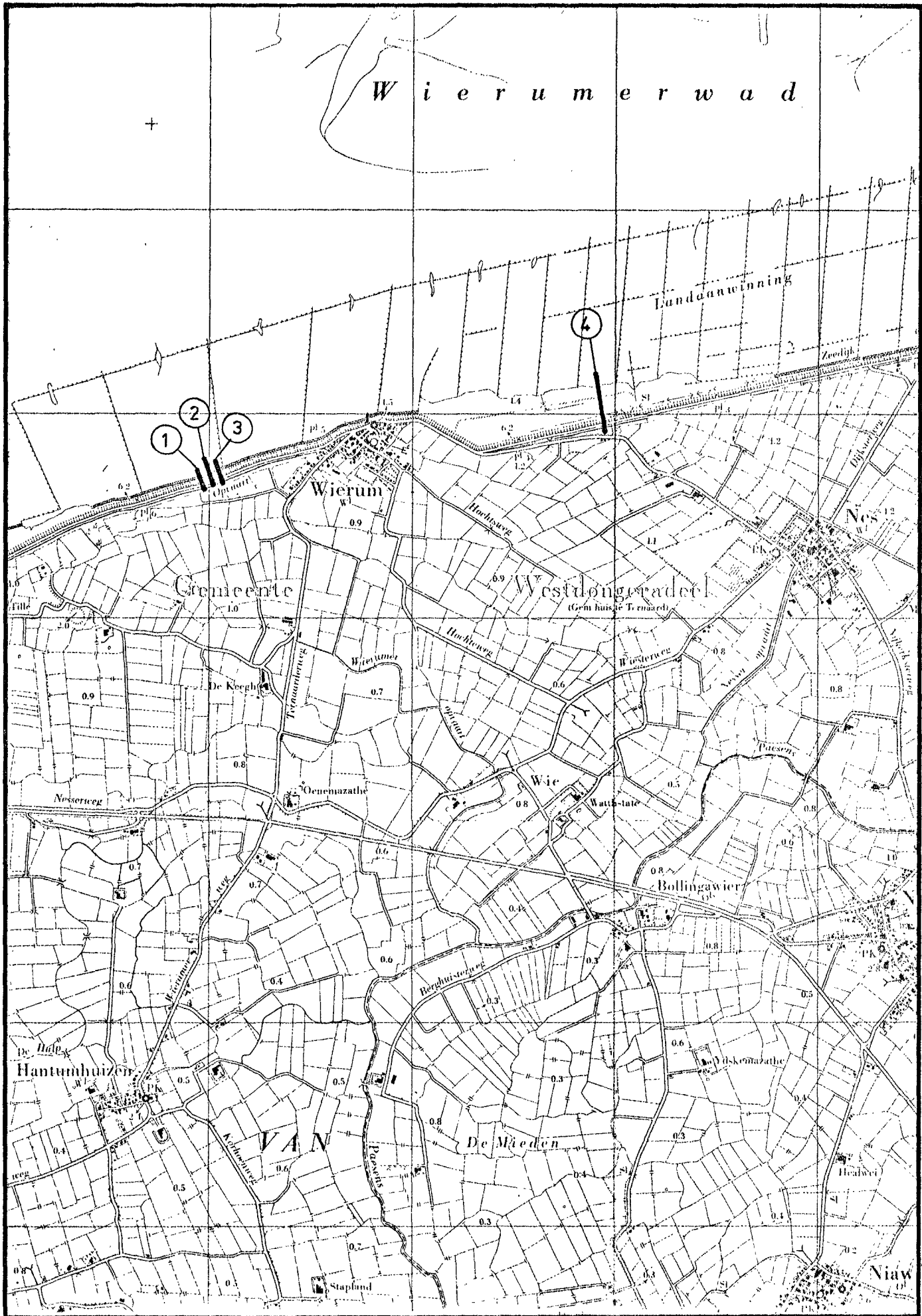
- grondwaterstroming in onvolledig verzadigde zones;
- grootte van golfklappen op taluds en stabiliteit en sterkte van asfaltbetonglooiingen op (vrijwel) droog zandbed;
- watersnelheden in oplopende en overslaande golven en erosiebestendigheid van kleibekledingen met grasmat;
- stabiliteit steenzettingen onder golfaanval.

Zolang omtrent deze aspecten nog onvoldoende kennis bestaat, zal het niet mogelijk zijn een gefundeerd oordeel te geven over het waterkerend vermogen van zeedijken als de onderzochte.

De Technische Adviescommissie voor de Waterkeringen dient dan ook in haar onderzoekprogramma aan deze aspecten een hoge urgentie toe te kennen.

Litteratuur

1. Eindverslag en interimadviezen
Deltacommissie (1960)
2. Golfoploopmetingen dijk Emmapolder
Studiedienst Delfzijl (1974-a)
3. Taludbekleding van gezette steen onder golfaanval (concept-
rapport M 1410)
Waterloopkundig Laboratorium (1978)
4. Bepaling van de zwaarte van een gladde betonblokkenglooiing
onder golfaanval
H.W. Tasma (PT 1978)
5. Voorlopig rapport
Werkgroep gesloten dijkbekledingen (1961)
6. Inventarisatie van methoden voor de berekening van kruin-
hoogten van zeedijken
Centrum voor Onderzoek Waterkeringen (1978)
7. Golfoploop en golfoverslag
Technische Adviescommissie voor de Waterkeringen (1971)



SITUATIE DWARSPROFIELEN

WIERUM

BIJLAGE 1

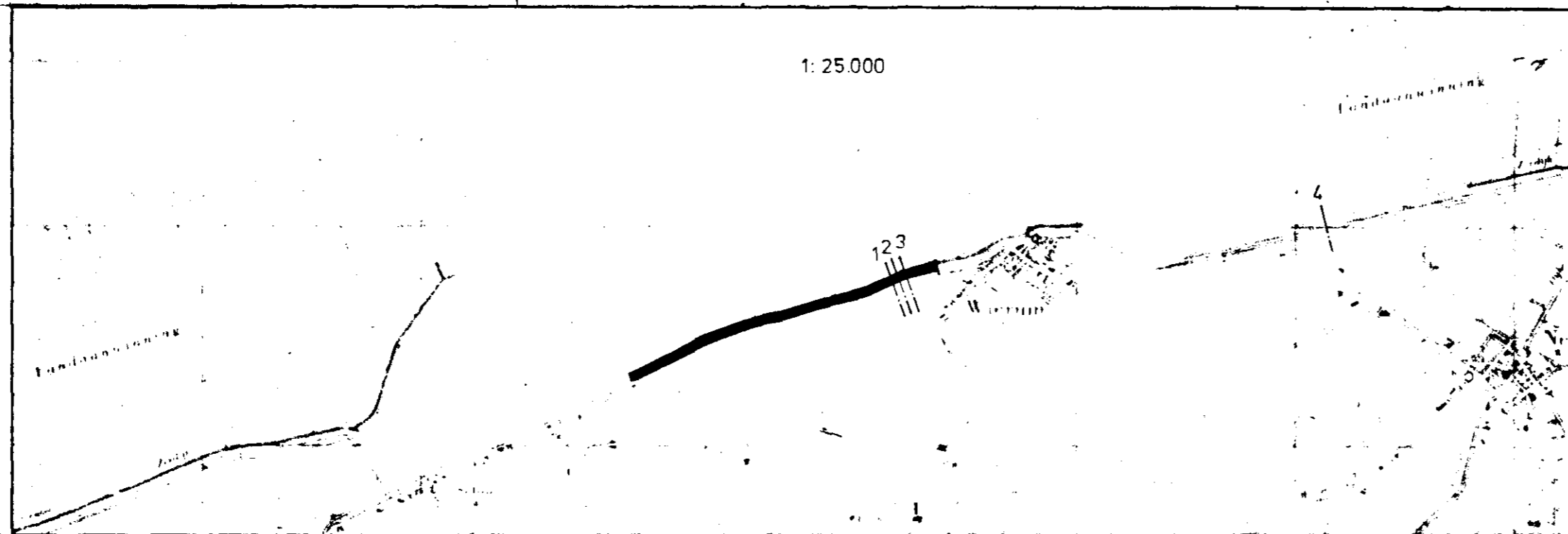
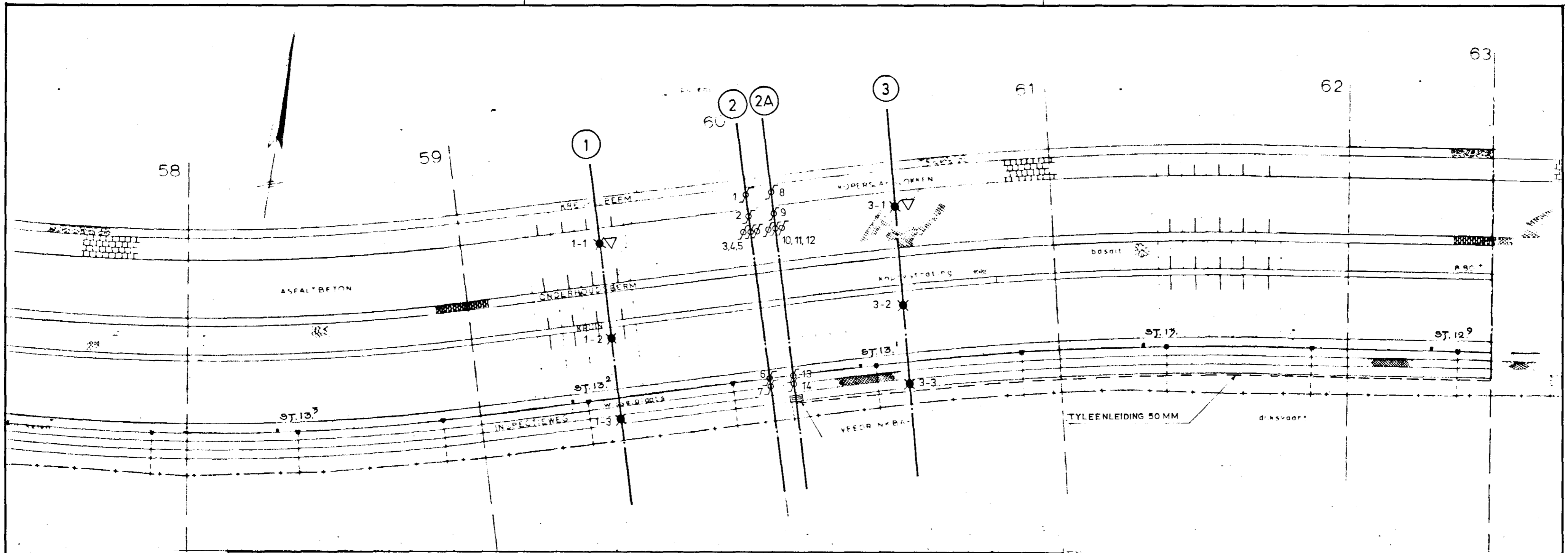
SCHAAL 1:25.000

CENTRUM VOOR ONDERZOEK
WATERKERINGEN

gem	get	gez
	vdl	
	12-77	

A4

WERKNR. S-77.057
TEK. NR. 77.524



- legenda
- ✕ boring
 - ▽ sondering
 - ⊗ peilbuis

SITUATIE DWARSPROFIELEN 1,2 EN 3
 WIERUM (overgenomen van prov. wat. Friesland)

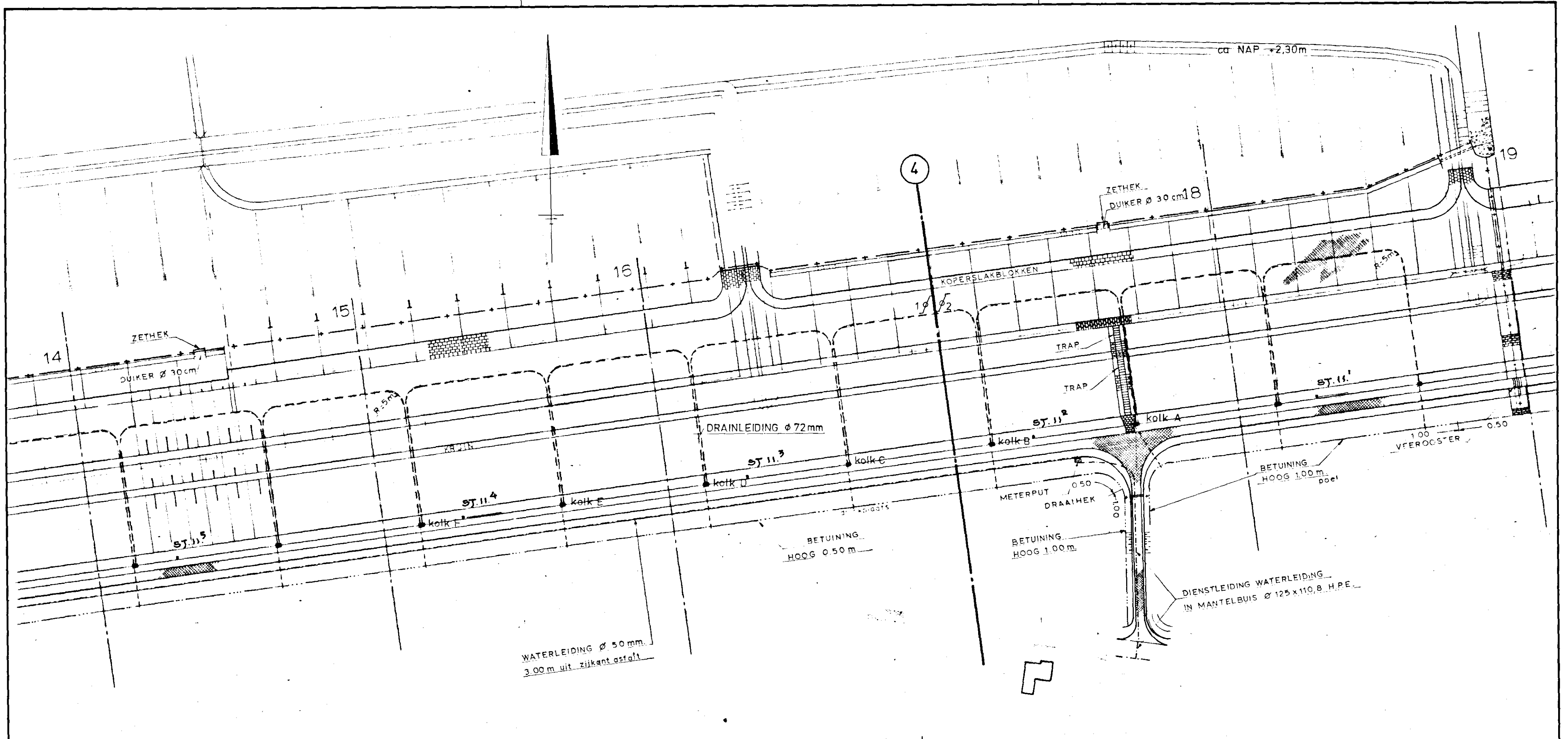
BIJLAGE 2A

SCHAAL 1:1000

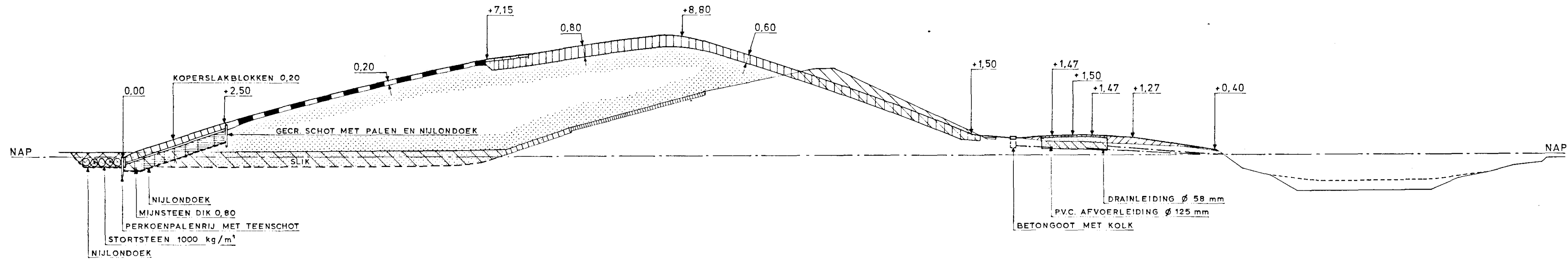
CENTRUM VOOR ONDERZOEK
 WATERKERINGEN

gem	get	gez
	vdl	
	778	

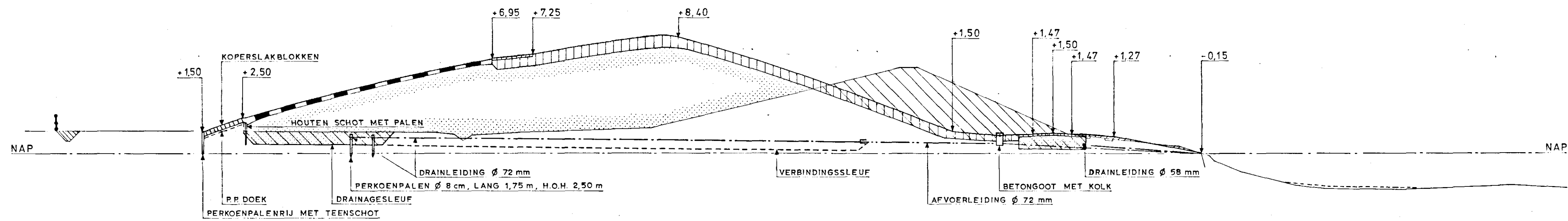
3Z WERKNR. S-77.057
 TEK. NR. 78.250



SITUATIE DWARSPROFIEL 4				BIJLAGE 2B	
WIERUM				SCHAAL 1:1000	
CENTRUM VOOR ONDERZOEK WATERKERINGEN	gem	get	gez	3Z	WERKNR. S-77 057 TEK. NR. 78 249
		vdl 778	I		

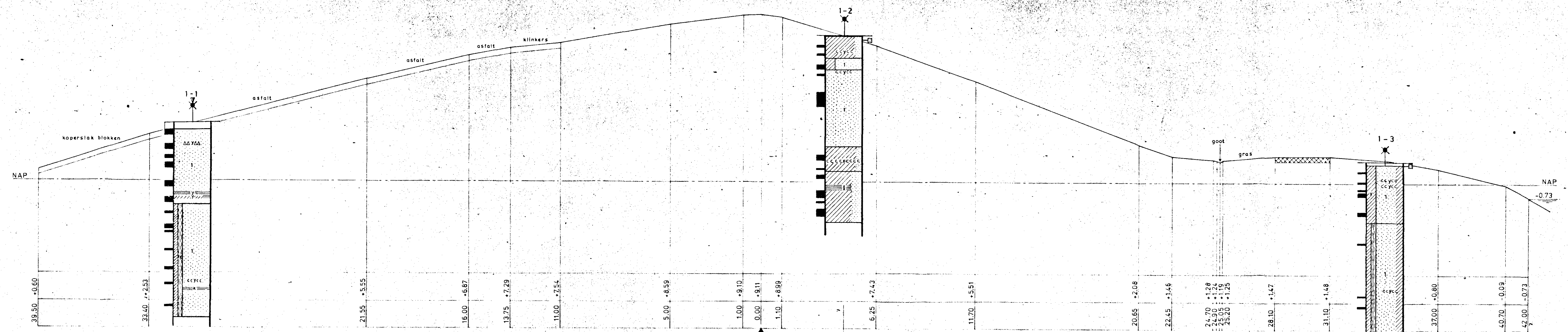


2



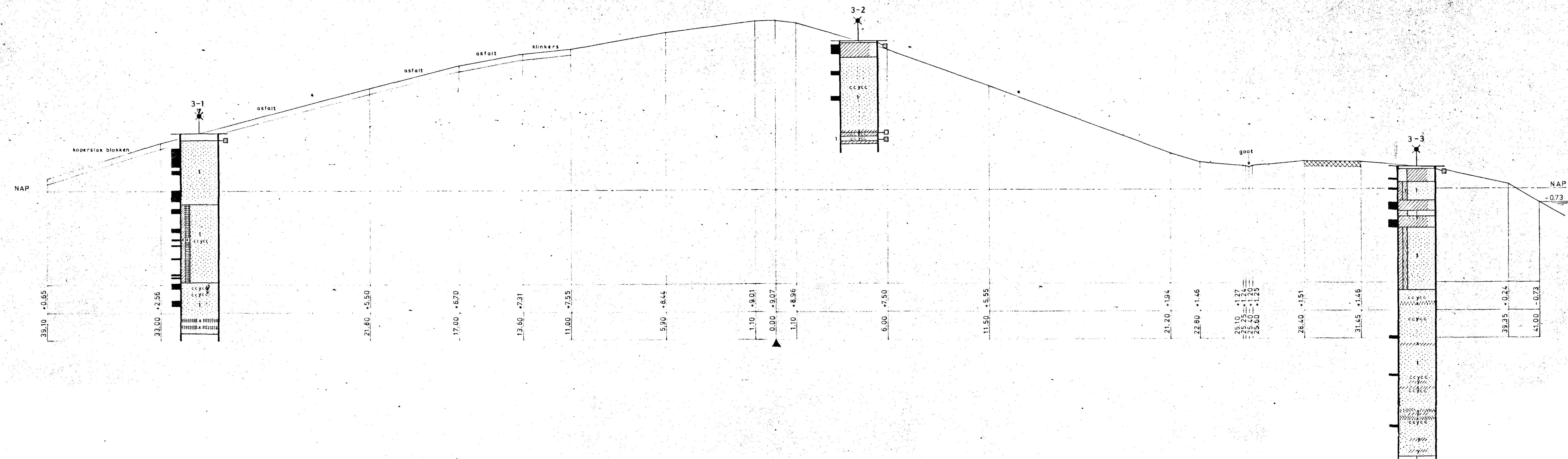
4

DWARSPROFIELEN 2 + 4			BIJLAGE 3	
WIERUM (overgenomen van Prov. Wat. Friesland)			SCHAAL 1:200	
CENTRUM VOOR ONDERZOEK WATERKERINGEN	gem	get	gez	4Z
		J.V. 2-78		

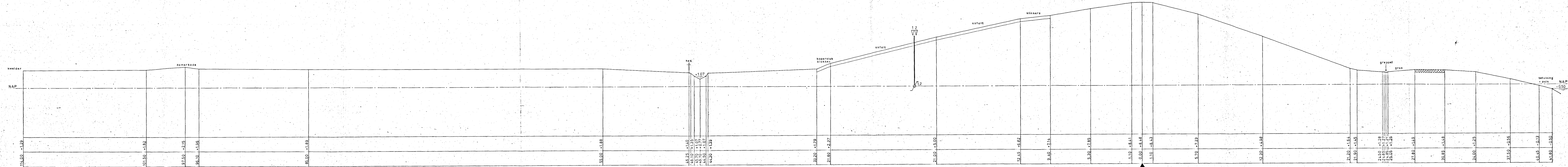


▲ NULPUNT
 MATEN IN METERS
 T.O.V. NAP EN NULPUNT

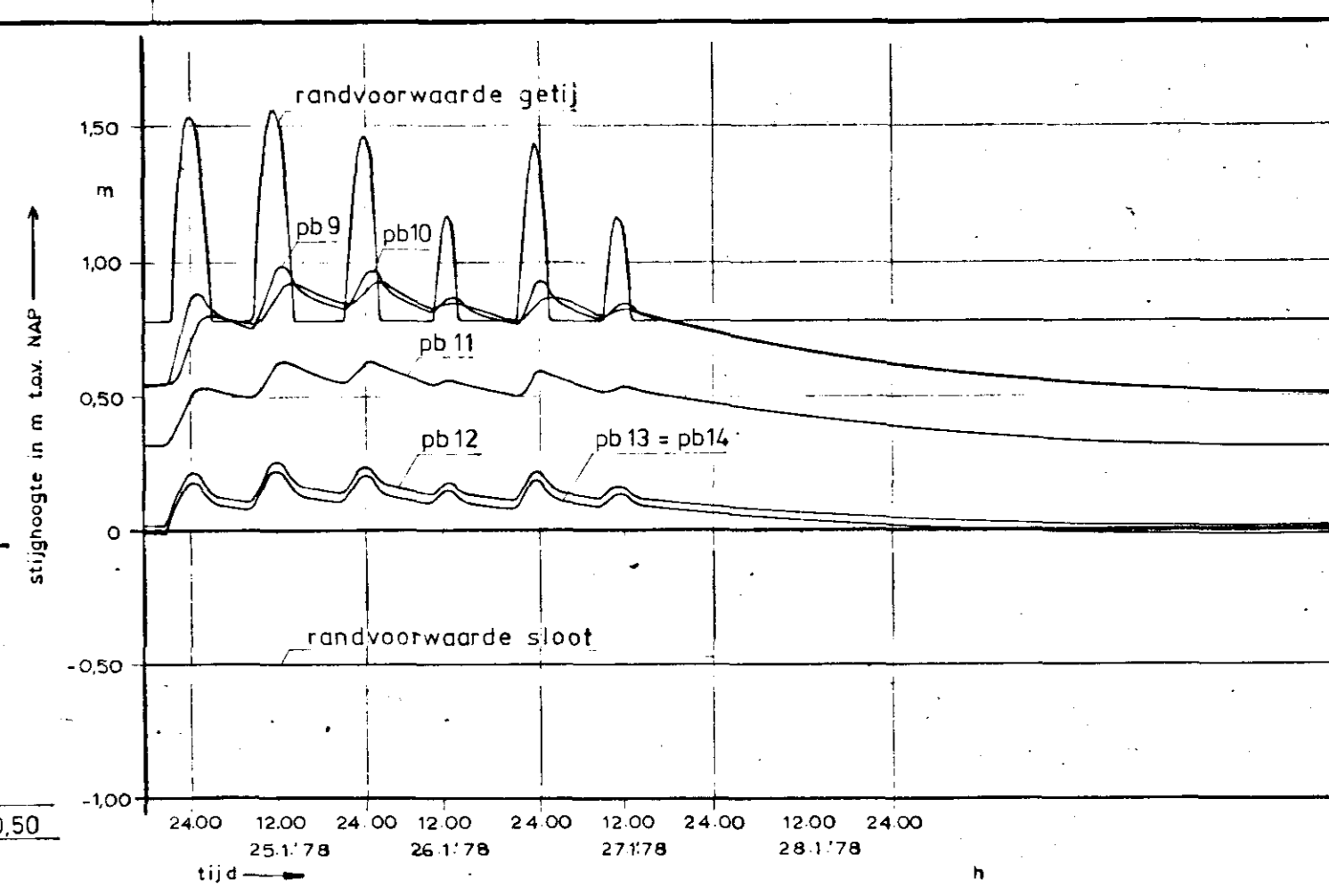
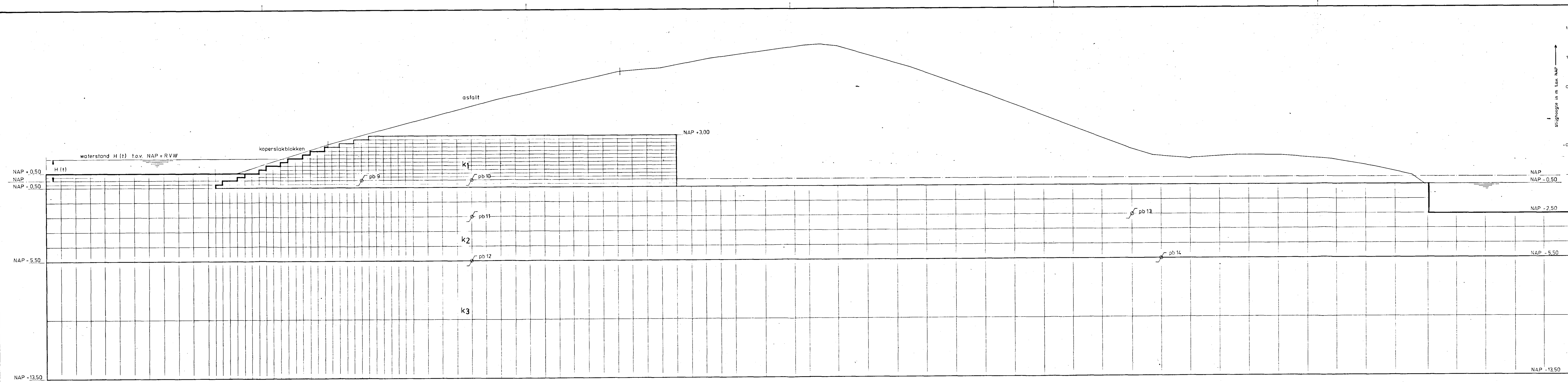
BORINGEN IN DWARSPROFIEL 2		BIJLAGE 4A	
WIERUM		SCHAAL 1:100	
CENTRUM VOOR ONDERZOEK	get	get	gez
WATERKERINGEN	vdt	778	78 248
6Z	WERKNR. S-77.057		
TEK NR 78 248			



BORINGEN IN DWARSPROFIEL 3		BIJLAGE 4C	
WIERUM		SCHAAL 1:100	
CENTRUM VOOR ONDERZOEK	gem	get	gez
WATERKERINGEN	778	778	778
6Z	WERKNR. S-77057		TEK NR. 78.247

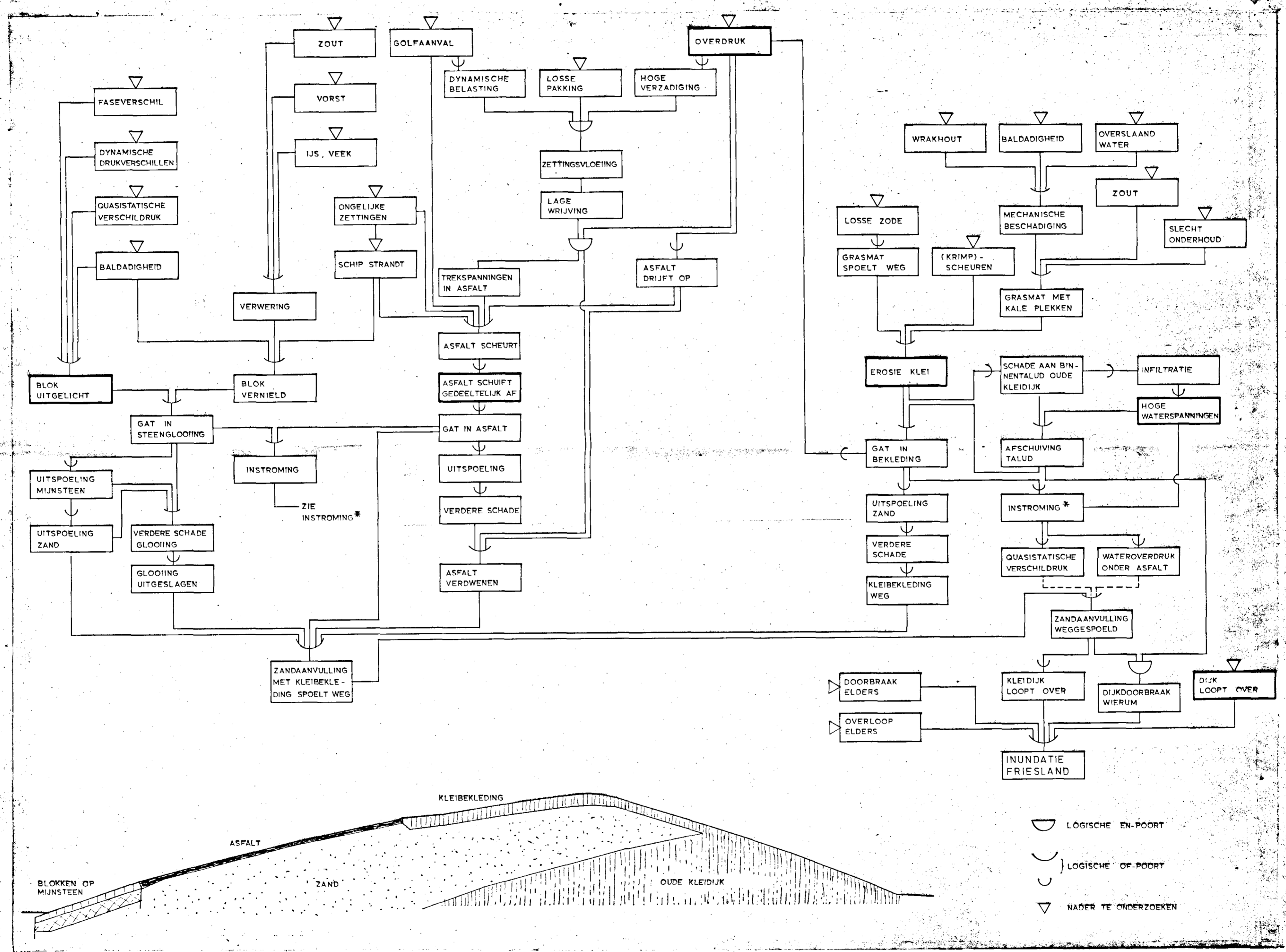


DWARSPROFIEL 4			BIJLAGE 4D	
WIERUM			SCHAAAL 1:100	
CENTRUM VOOR ONDERZOEK	sem	get	gez	WERKNR
WATERKERINGEN	8-77	8-77	92	S-77.057
				TEK NR 77.333



$k_1 = 10^{-4} \text{ m/s}$
 $k_2 = 2 \cdot 10^{-7} \text{ m/s}$
 $k_3 = 10^{-4} \text{ m/s}$
 $n = 0.8 \%$

SCHEMA ELNAG		BIJLAGE 5	
WIERUM		SCHAAL 1:100	
CENTRUM VOOR ONDERZOEK	gem	get	gez
WATERKERINGEN	vdl	778	778
	7Z	WERKNR. S-77.057	TEK. NR. 78.277

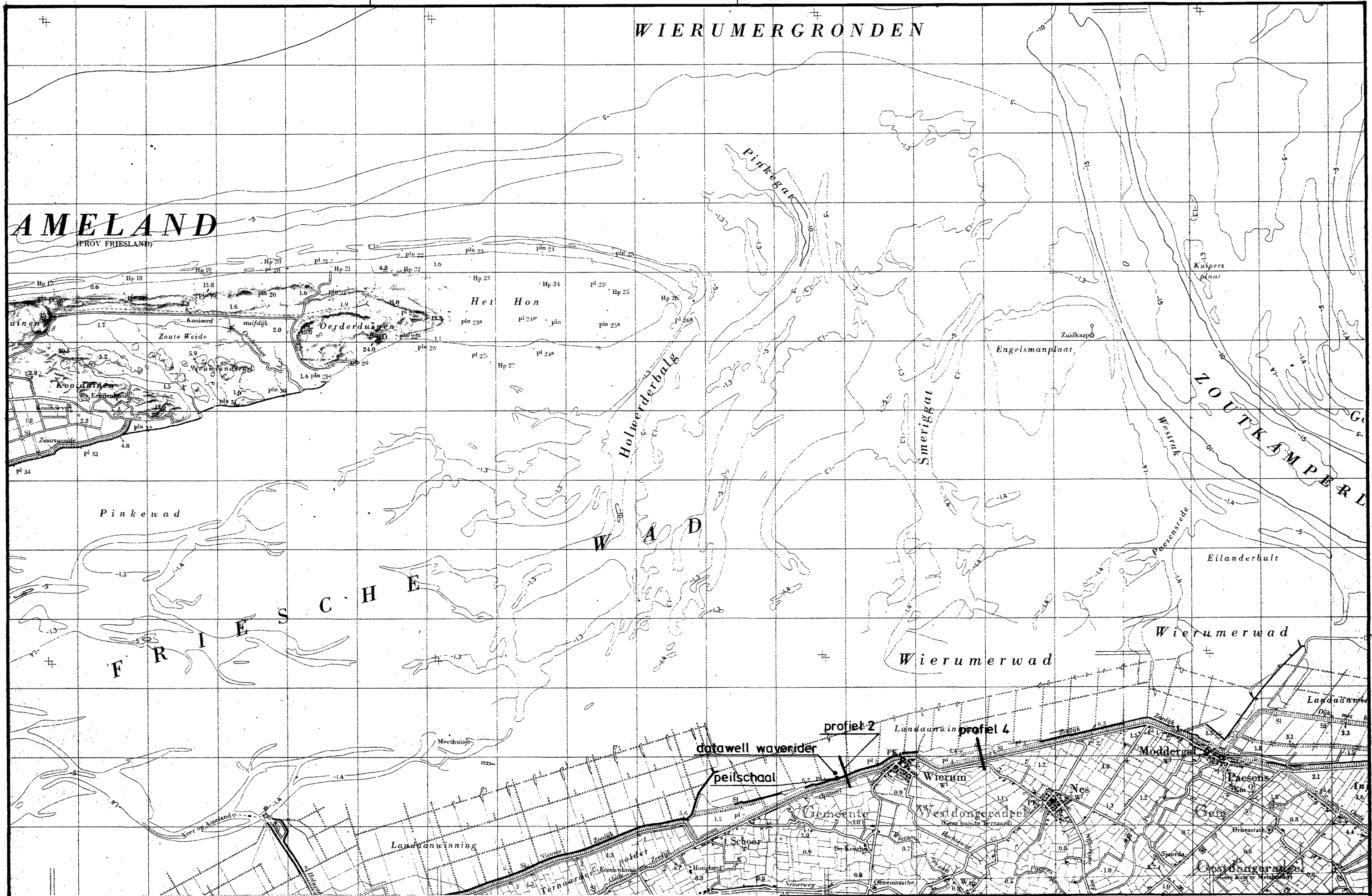


FOUTENBOOM			BIJLAGE 6	
WIERUM			SCHAAL -	
CENTRUM VOOR ONDERZOEK	gem	get	gez	2x3Z
WATERKERINGEN		vdL 8-78		WERKNR 5-72057 TEK. NR. 78.165

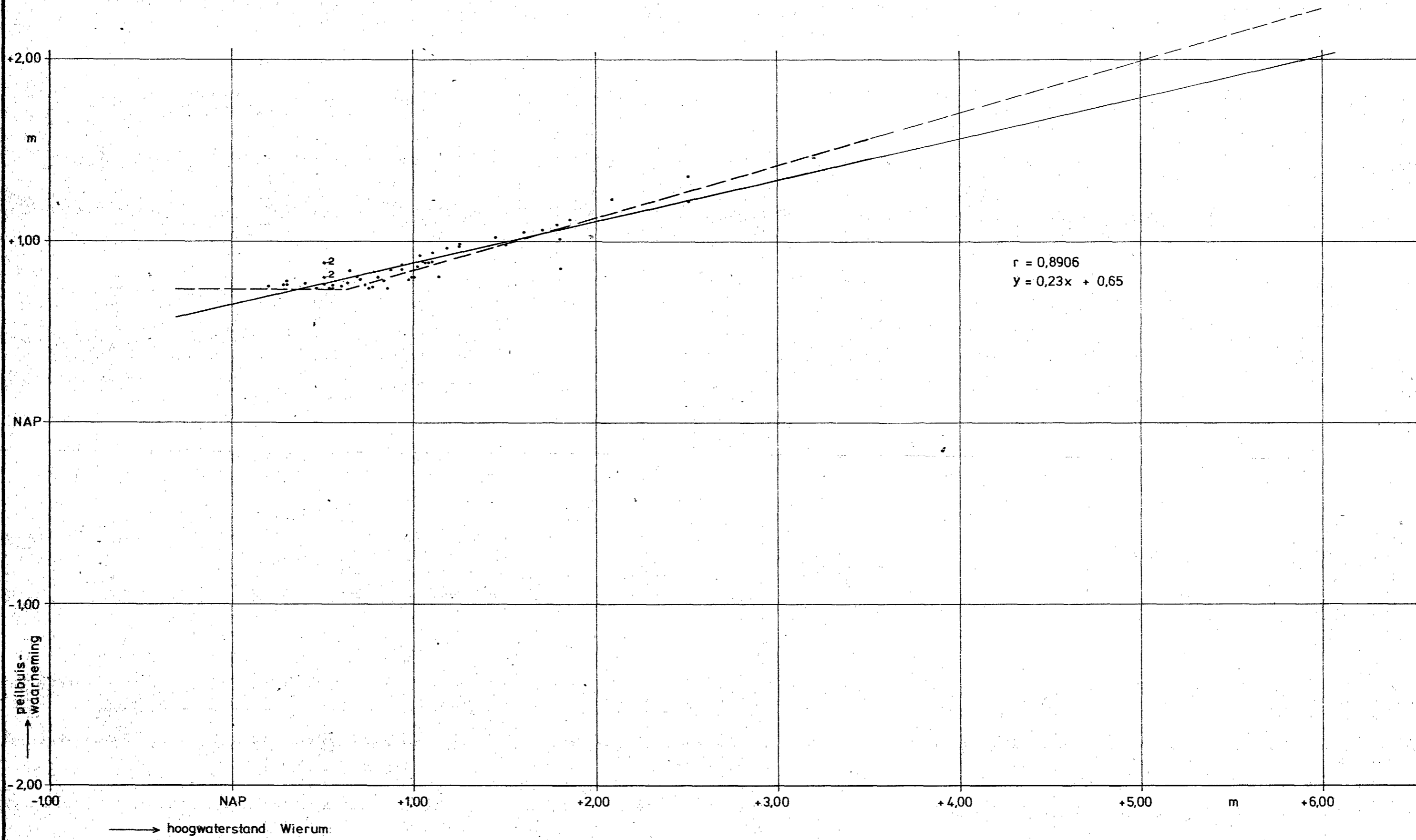
WIERUMERGRONDEN

AMELAND

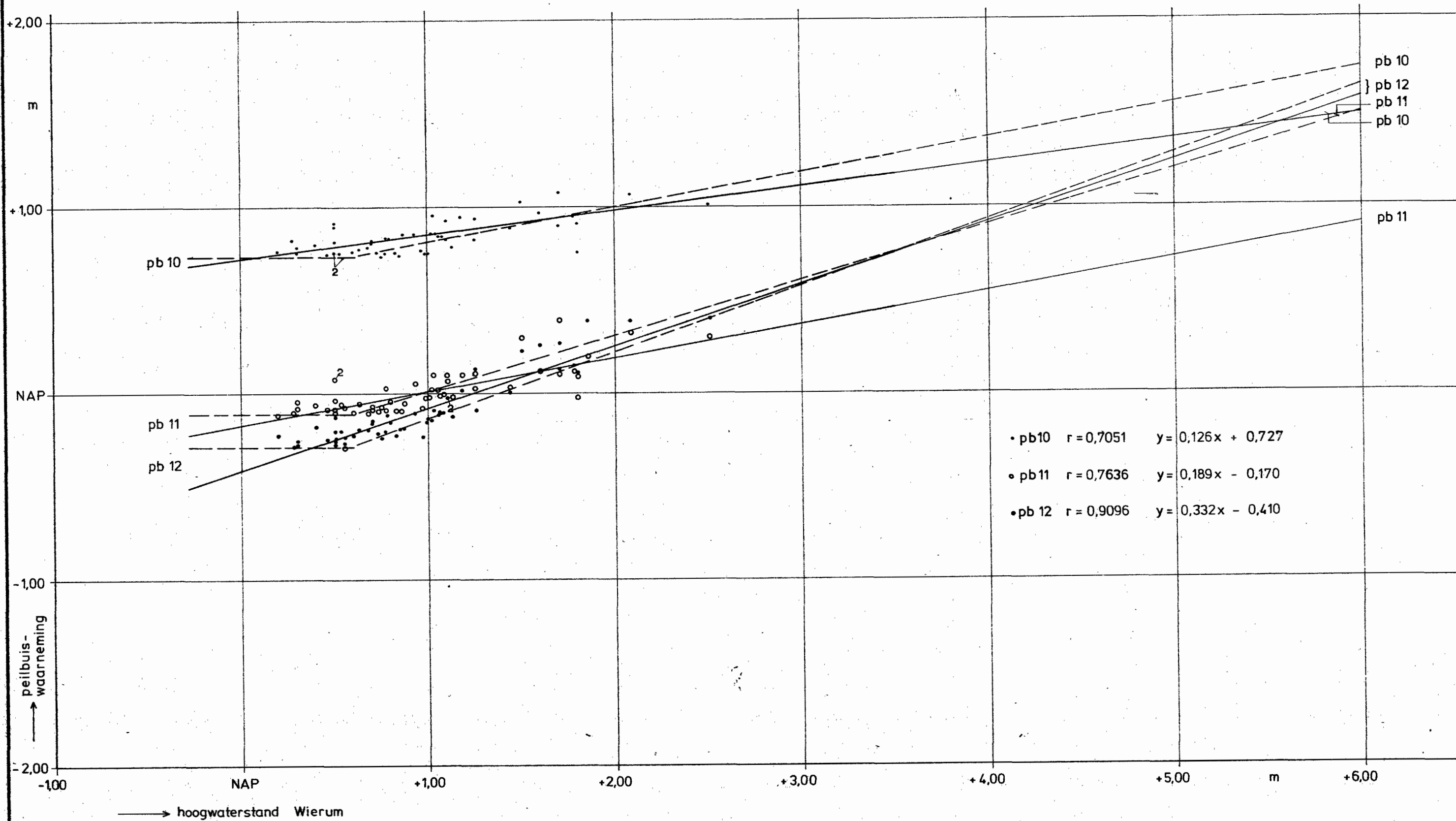
PROV. FRIESLAND



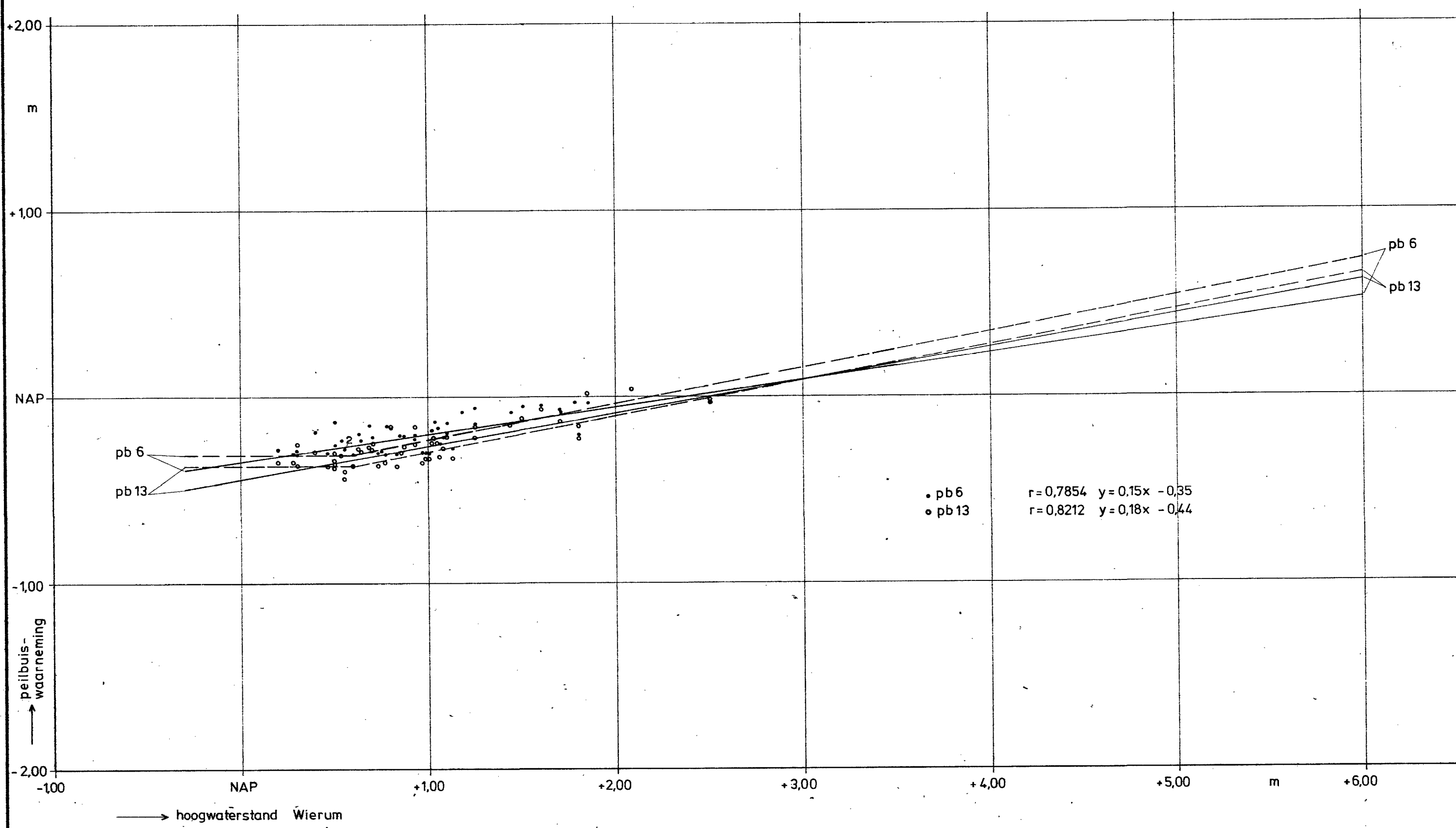
SITUATIE WIERUMERWAD		BIJLAGE 7	
WIERUM		SCHAAL 1:50.000	
CENTRUM VOOR ONDERZOEK	gem	get	gez
WATERKERINGEN		vdl	
		778	
		A3	WERKNR. S-77.057
			TEK. NR. 78.276



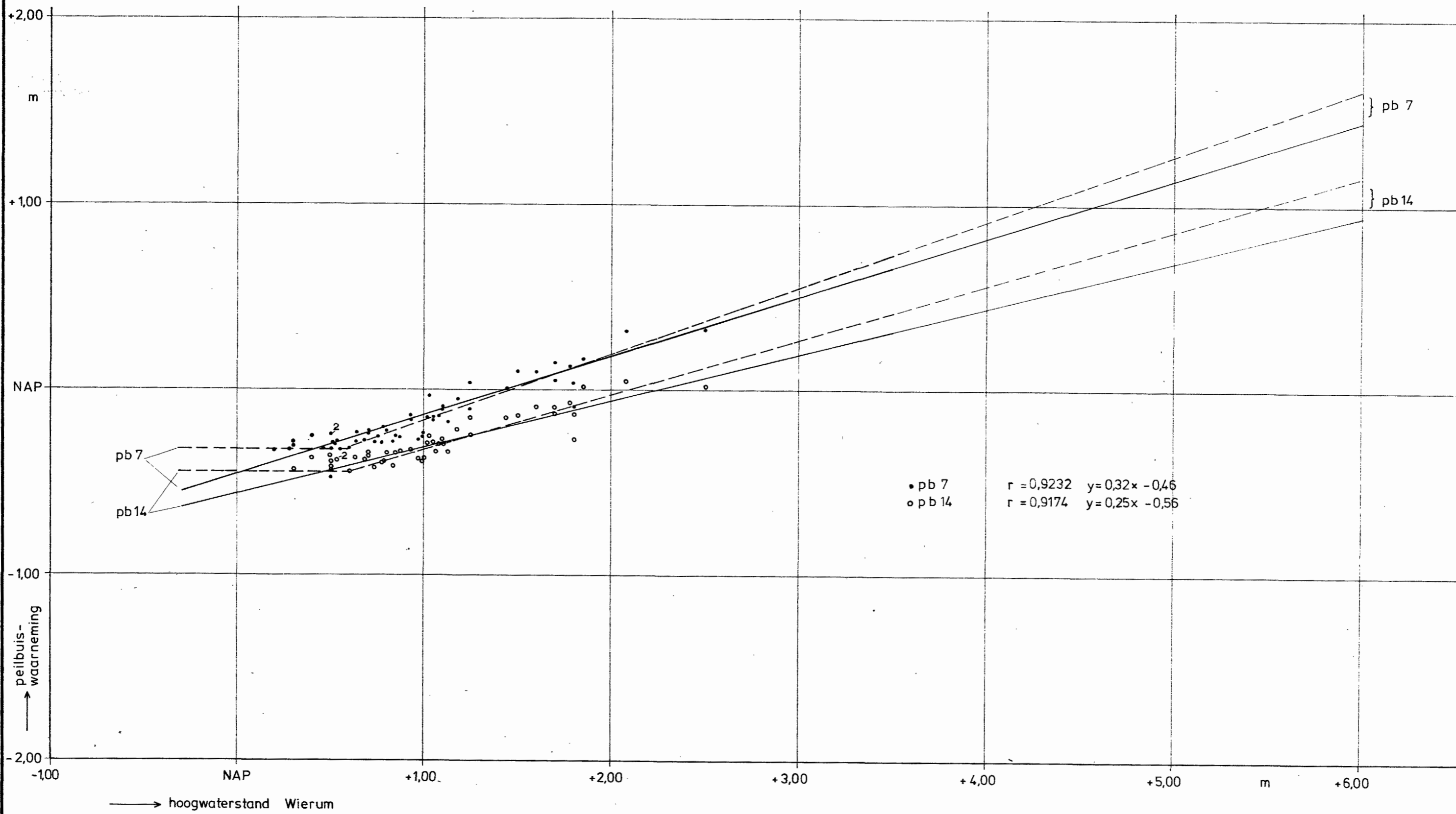
verband peilbuiswaarneming en hoog- waterstand peilbuis 9 WIERUM			BIJLAGE	8A
CENTRUM VOOR ONDERZOEK WATERKERINGEN			SCHAAL	-
gem	get	gez	A3	WERKNR. S-77.057 TEK. NR. 78.253
	vdl 778	+		



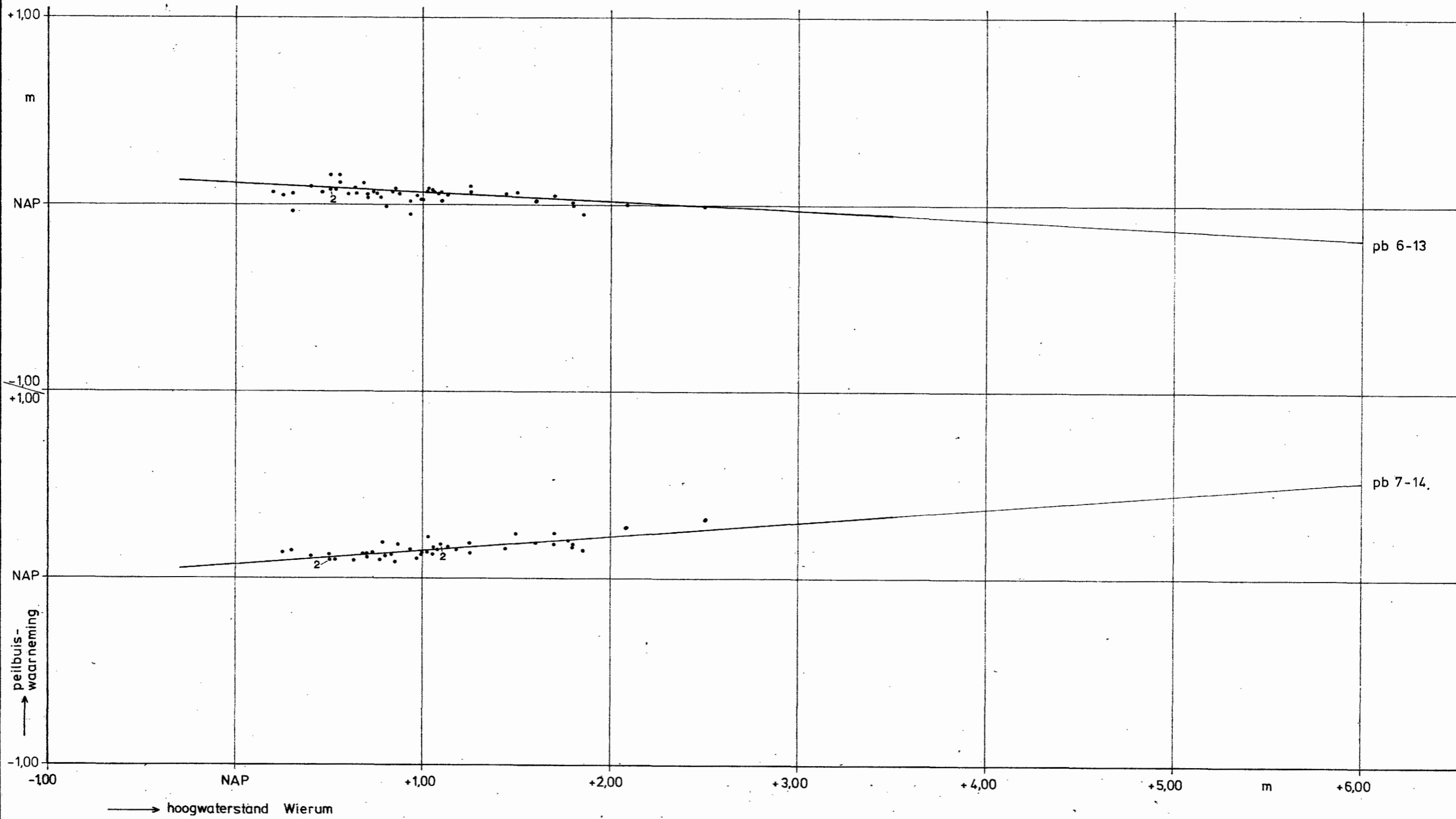
verband peilbuiswaarneming en hoogwaterstand WIERUM peilbuis 10, 11 en 12			BIJLAGE 8B
CENTRUM VOOR ONDERZOEK WATERKERINGEN			SCHAAL -
gem	get	gez	WERKNR. S-77.057
	vdl		TEK. NR. 78.254
	778	+	A3



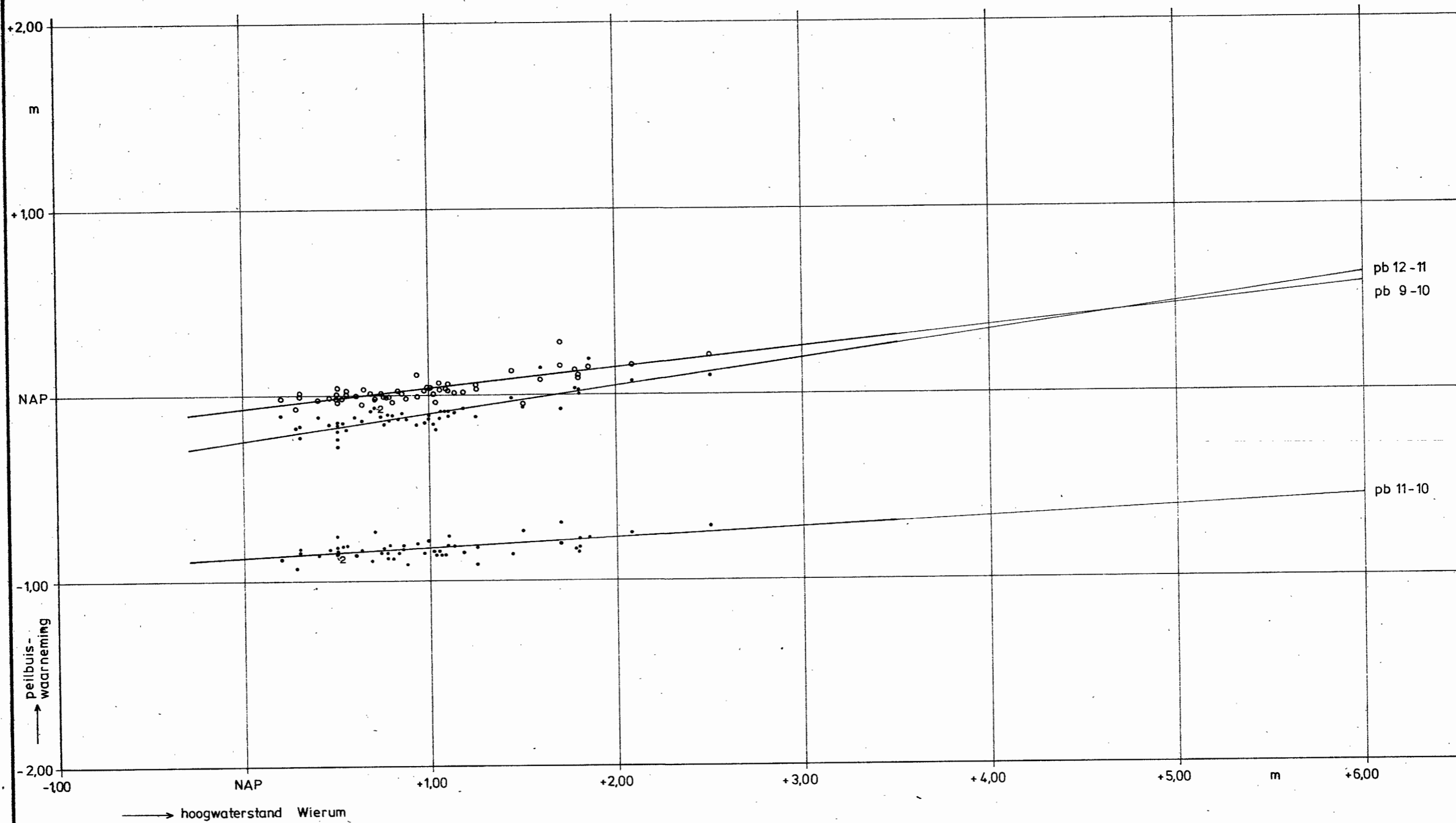
verband peilbuiswaarneming en hoogwaterstand WIERUM			peilbuis 6 en 13		BIJLAGE 8C
CENTRUM VOOR ONDERZOEK WATERKERINGEN			gem	get	SCHAAL -
				vdl 778	A3
				gez	WERKNR. S-77.057 TEK. NR. 78.255



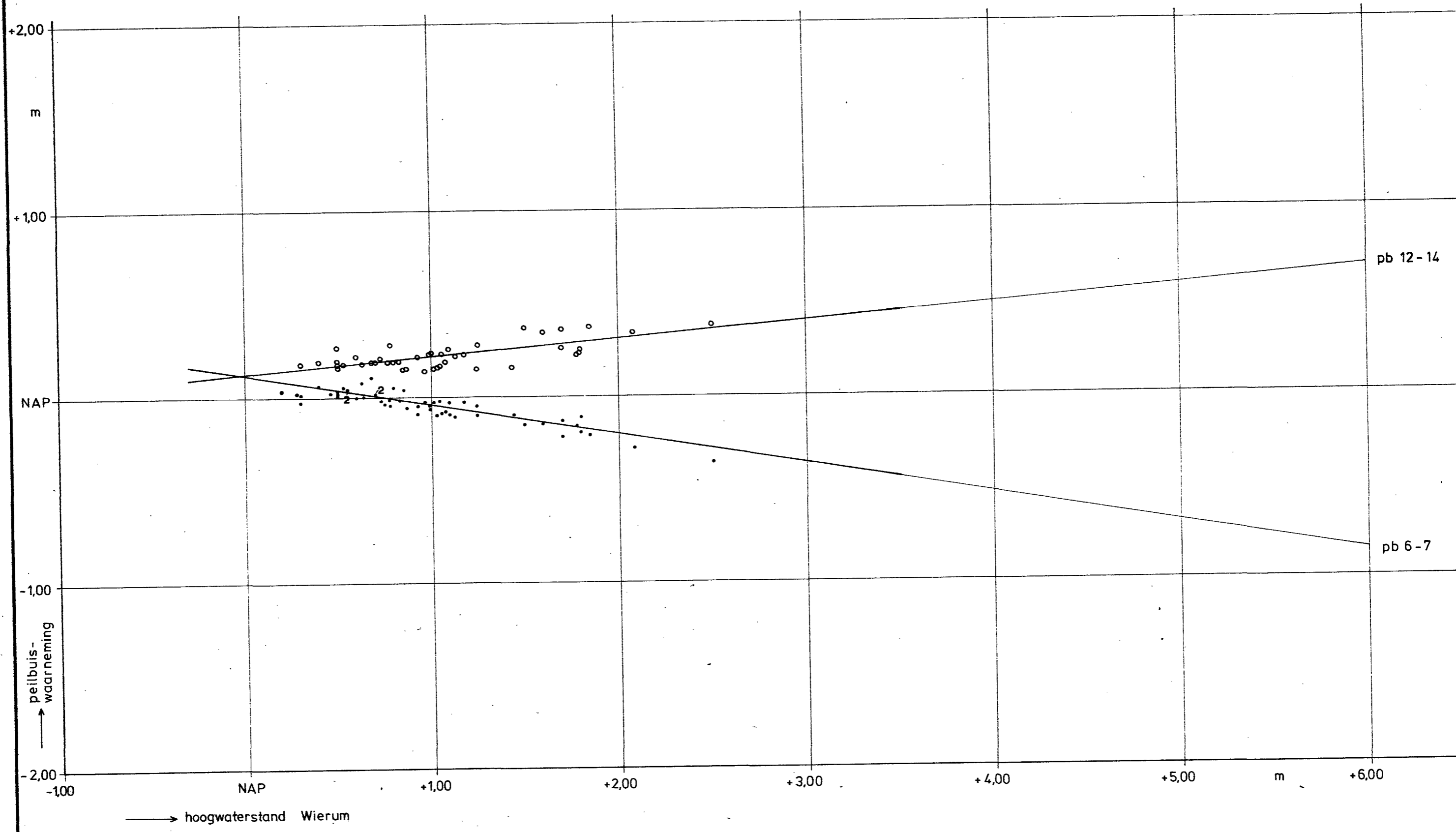
verband peilbuiswaarneming en hoog- waterstand peilbuis 7 en 14 WIERUM			BIJLAGE	8D
CENTRUM VOOR ONDERZOEK WATERKERINGEN			SCHAAL	-
gem	get	gez	A3	WERKNR S-77.057
	vdl 778			TEK NR 78.256



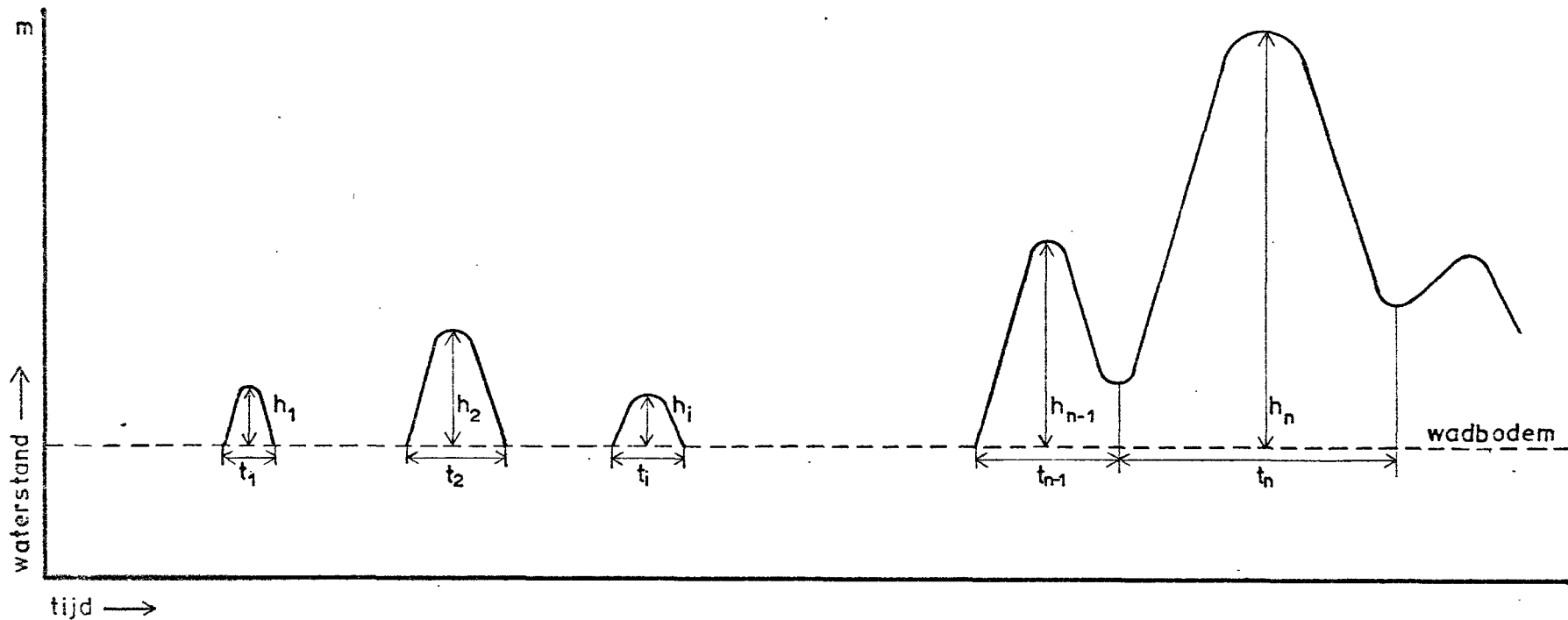
verband peilbuiswaarneming en hoogwaterstand WIERUM verschil tussen pb 6 en 13, en pb 7 en 14			BIJLAGE 8E
CENTRUM VOOR ONDERZOEK WATERKERINGEN			SCHAAL -
gem	get	gez	A3 WERKNR. S-77.057 TEK. NR. 78.257
	vdl 778	1	



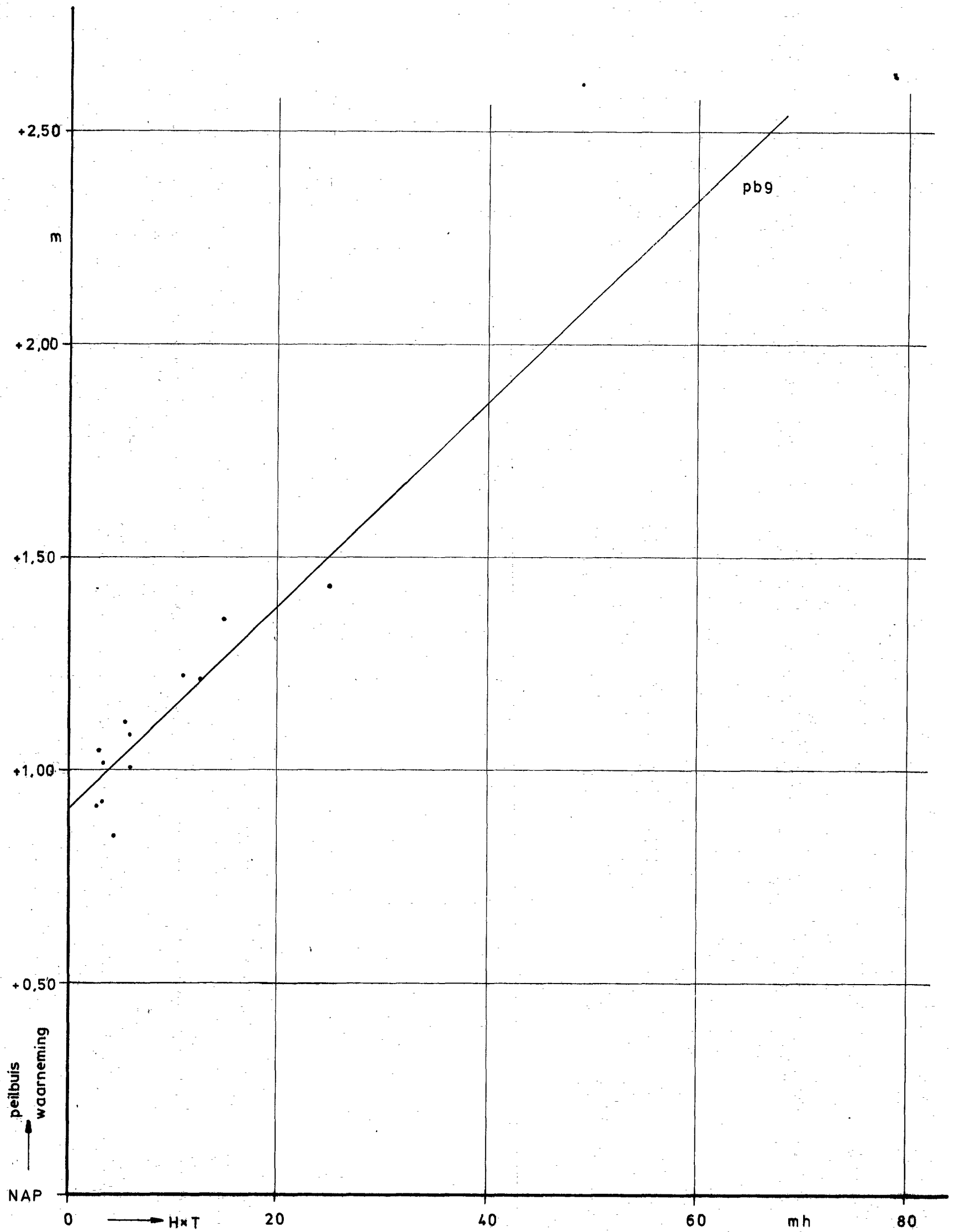
verband peilbuiswaarneming en hoogwaterstand			BIJLAGE	8F
verschil tussen pb 9 en 10, en 11 en 10, en 12 en 11			SCHAAL	-
WIERUM			A3	WERKNR. S-77.057
CENTRUM VOOR ONDERZOEK WATERKERINGEN				TEK. NR 78.258
gem	get	gez		
	vd1			
	778			



verband peilbuiswaarneming en hoogwaterstand WIERUM			verschil tussen pb 12 en 14, en pb 6 en 7		BIJLAGE 8G
CENTRUM VOOR ONDERZOEK WATERKERINGEN			gem	get	SCHAAL -
				vdl 778	A3
				gez	WERKNR. S-77.057 TEK. NR. 78.259



$$H_n \cdot T_n = \sum_{i=1}^n \alpha^{n-i} \cdot h_i \cdot t_i$$



**VERBAND PEILBUISWAARNEMING
EN WATERSTAND (H*T)**

BIJLAGE 10 A

CENTRUM VOOR ONDERZOEK
WATERKERINGEN

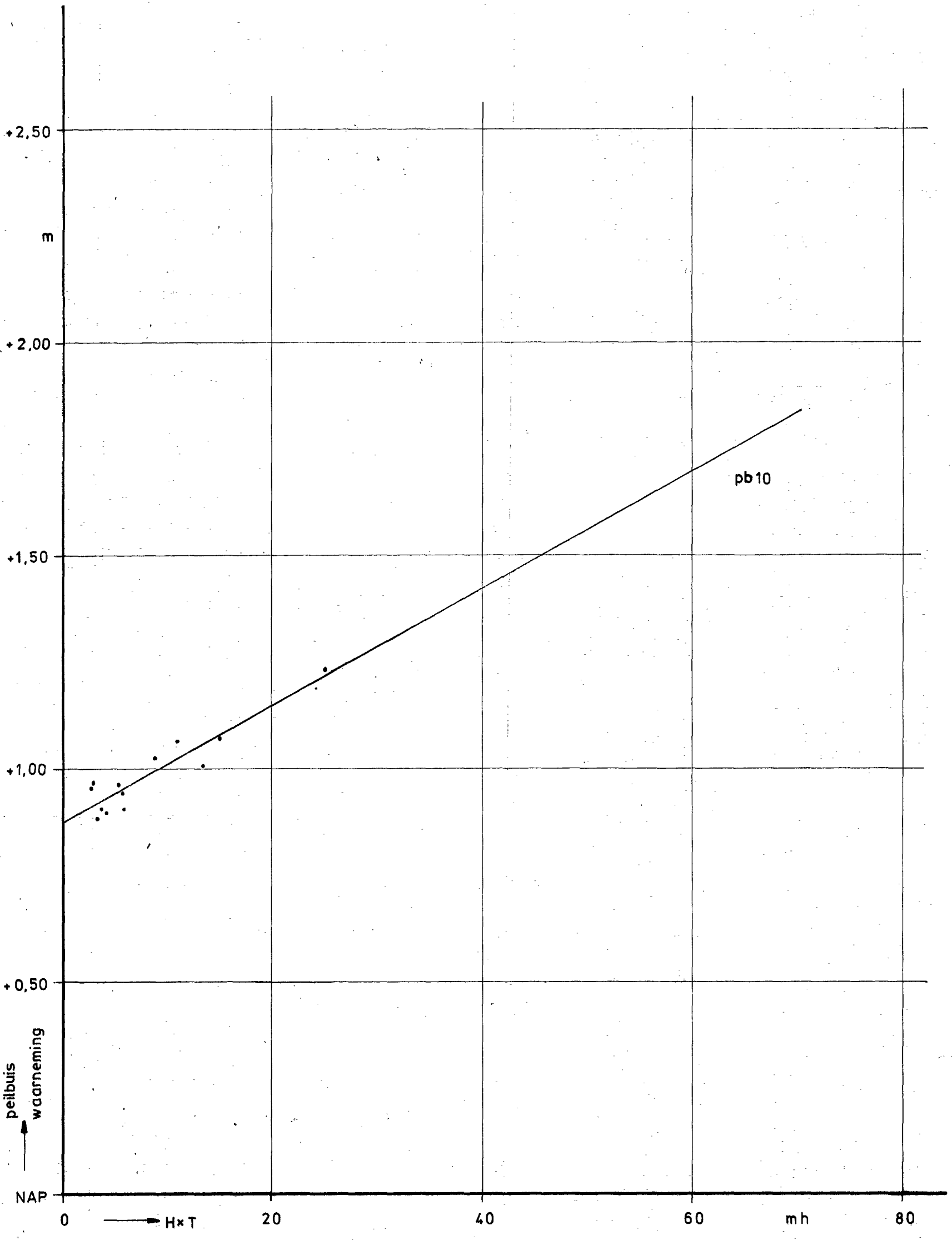
WIERUM

SCHAAL --

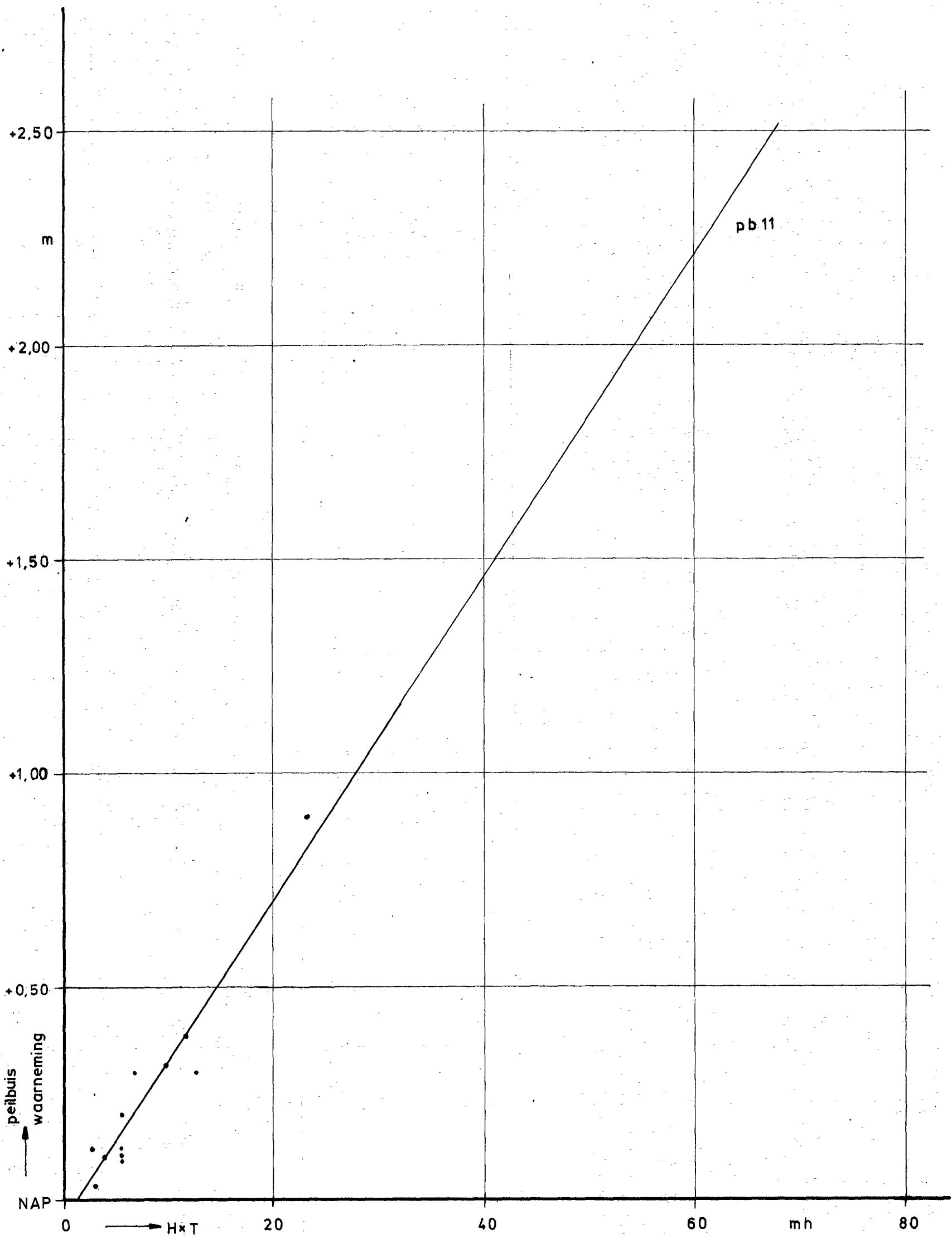
gem	get	gez
	JK	
	8-78	

A3

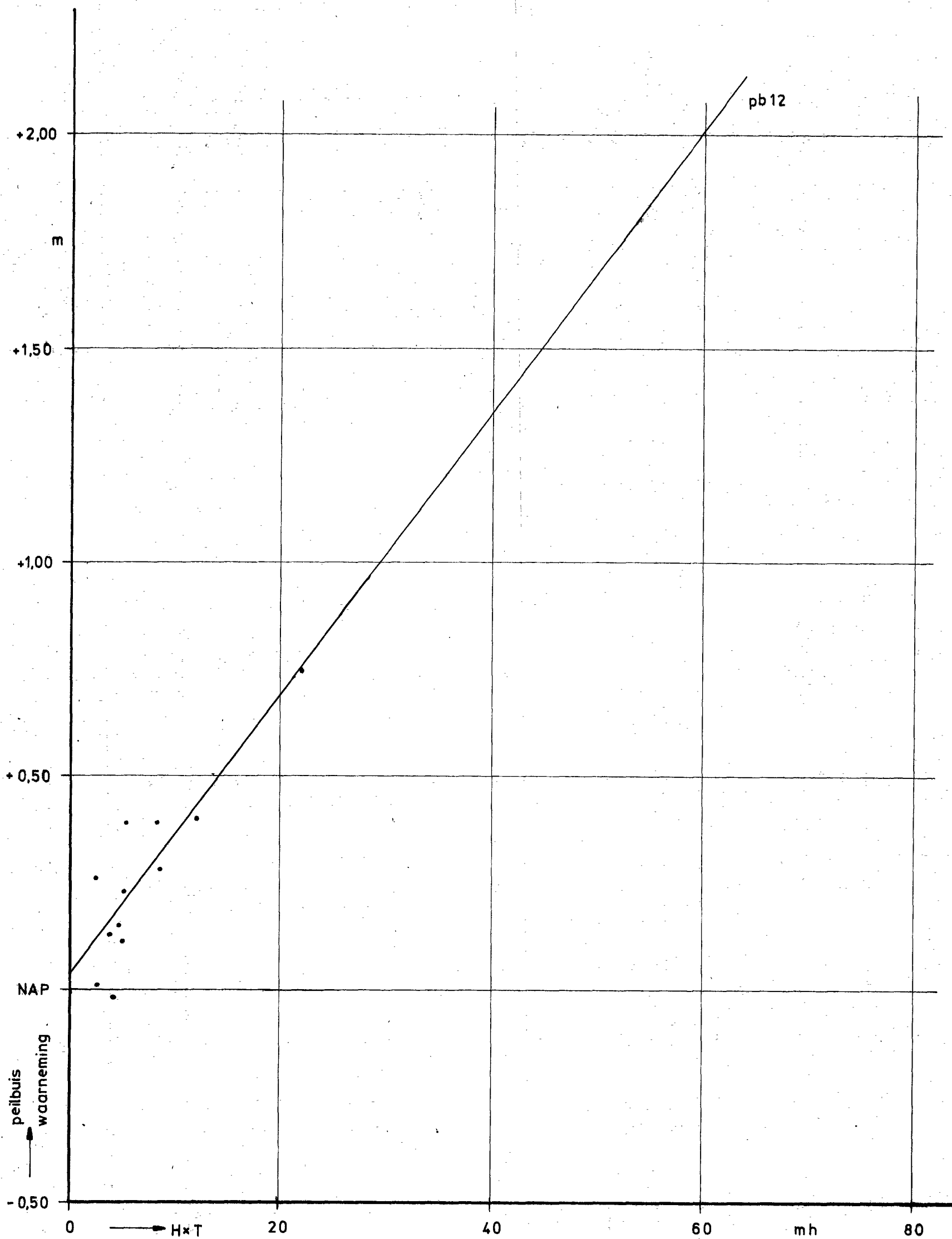
WERKNR. S-77057
TEK. NR. 78308



VERBAND PEILBUISWAARNEMING EN WATERSTAND (H*T)			BIJLAGE 10 B	
CENTRUM VOOR ONDERZOEK WATERKERINGEN			WIERUM	
			gem	get
			gez	SCHAAL —
			JK 8-78	A3
				WERKNR. S-77057 TEK. NR. 78309



VERBAND PEILBUISWAARNEMING EN WATERSTAND (H*T)			BIJLAGE 10 C	
CENTRUM VOOR ONDERZOEK WATERKERINGEN			WIERUM	
			gem	get
			SCHAAL —	
			A 3	WERKNR S-77.057
				TEK. NR. 78310



VERBAND PEILBUISWAARNEMING
EN WATERSTAND (H*T)

BIJLAGE 10 D

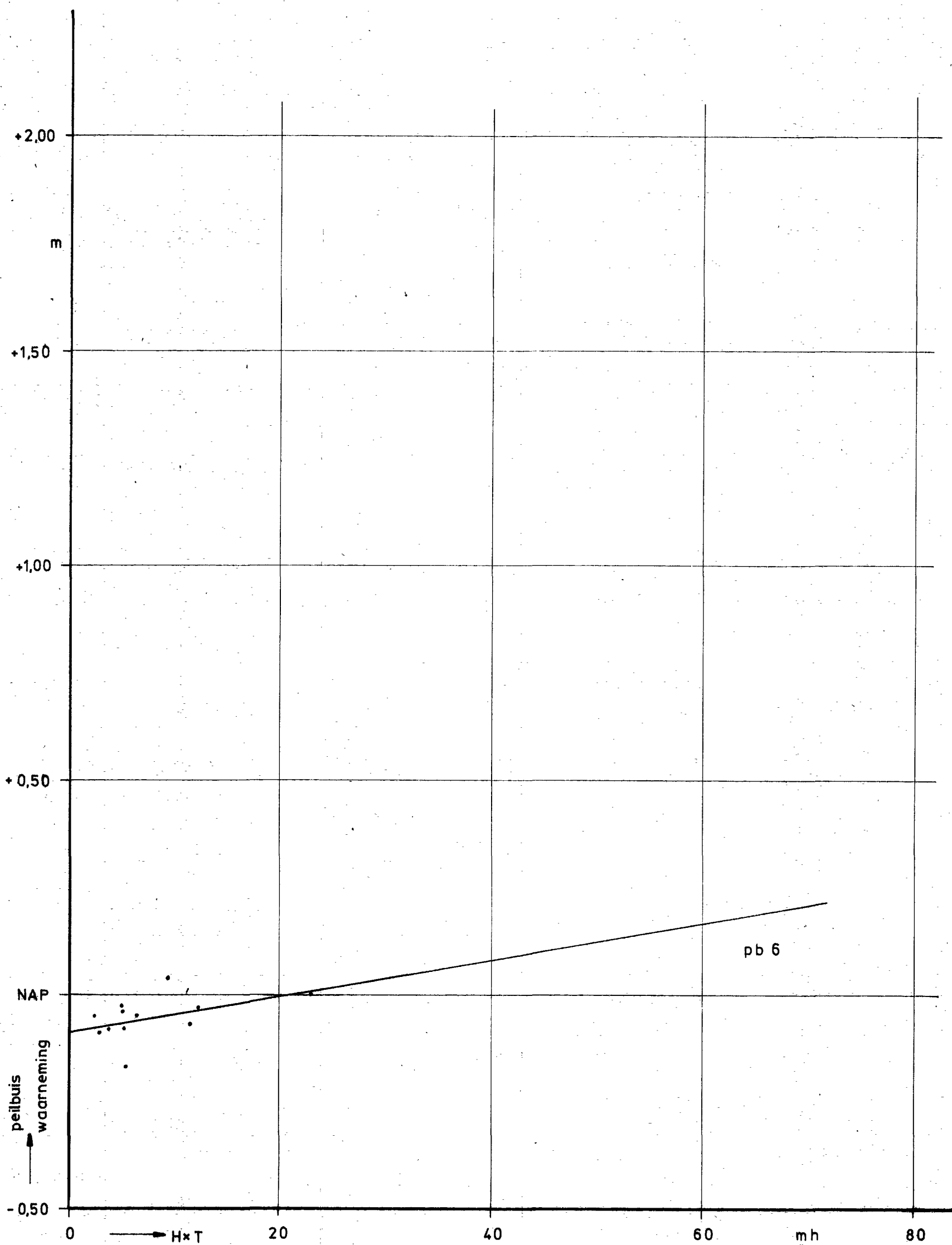
WIERUM

SCHAAL -

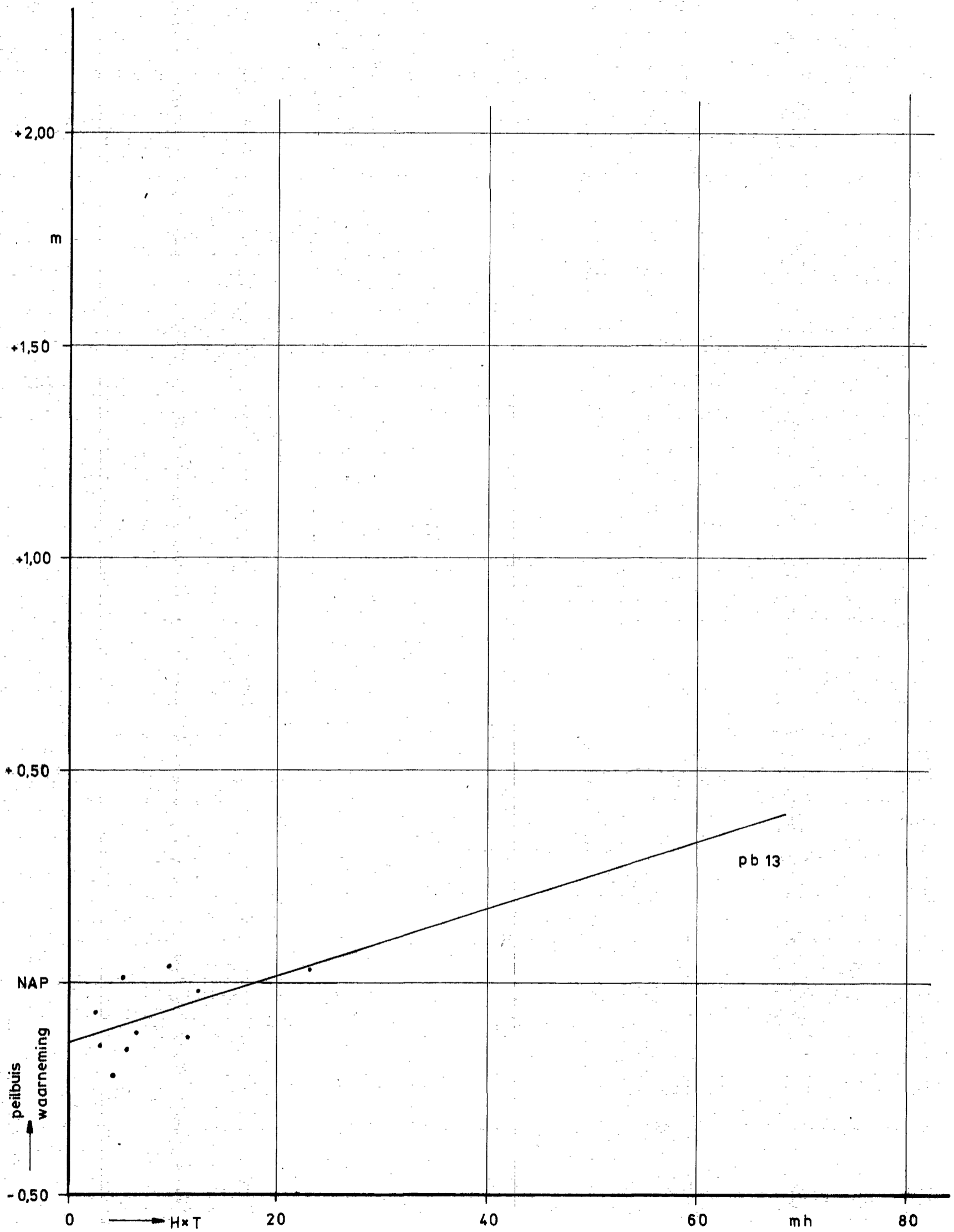
CENTRUM VOOR ONDERZOEK
WATERKERINGEN

gem	get	gez
	JK	
	8-78	

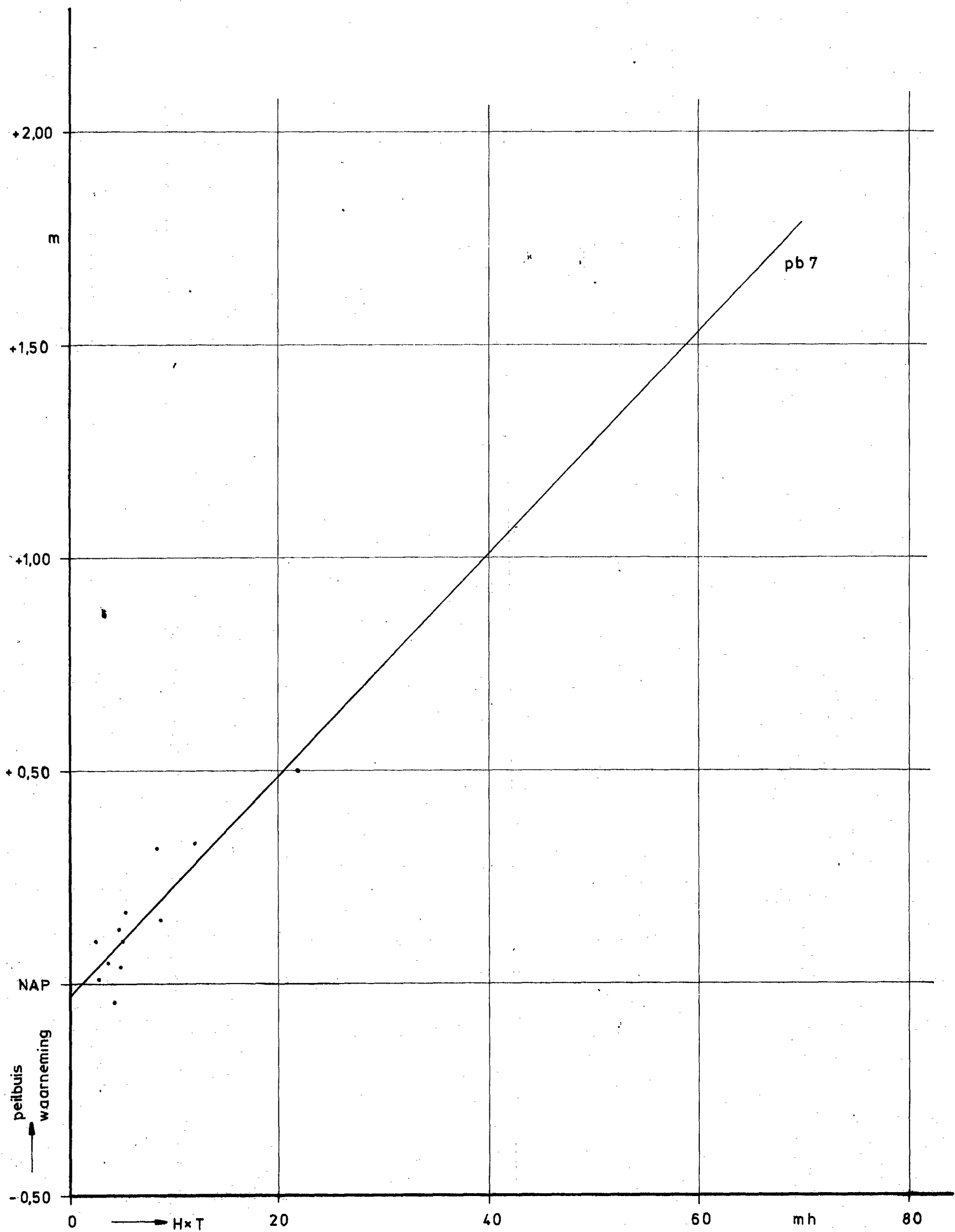
A3 WERKNR. S -77.057
TEK. NR. 78311



VERBAND PEILBUISWAARNEMING EN WATERSTAND (H*T)			BIJLAGE 10 E	
CENTRUM VOOR ONDERZOEK WATERKERINGEN			WIERUM	
			gem	get
			SCHAAL —	
			A 3	
			WERKNRS -77057	
			TEK. NR. 78312	



VERBAND PEILBUISWAARNEMING EN WATERSTAND (H*T)			BIJLAGE 10 F	
CENTRUM VOOR ONDERZOEK WATERKERINGEN			WIERUM	
			gem	get
			gez	SCHAAL —
			JK 8-78	A 3
				WERKNR. S-77057 TEK. NR. 78313



VERBAND PEILBUISWAARNEMING
EN WATERSTAND (H*T)

BIJLAGE 10 G

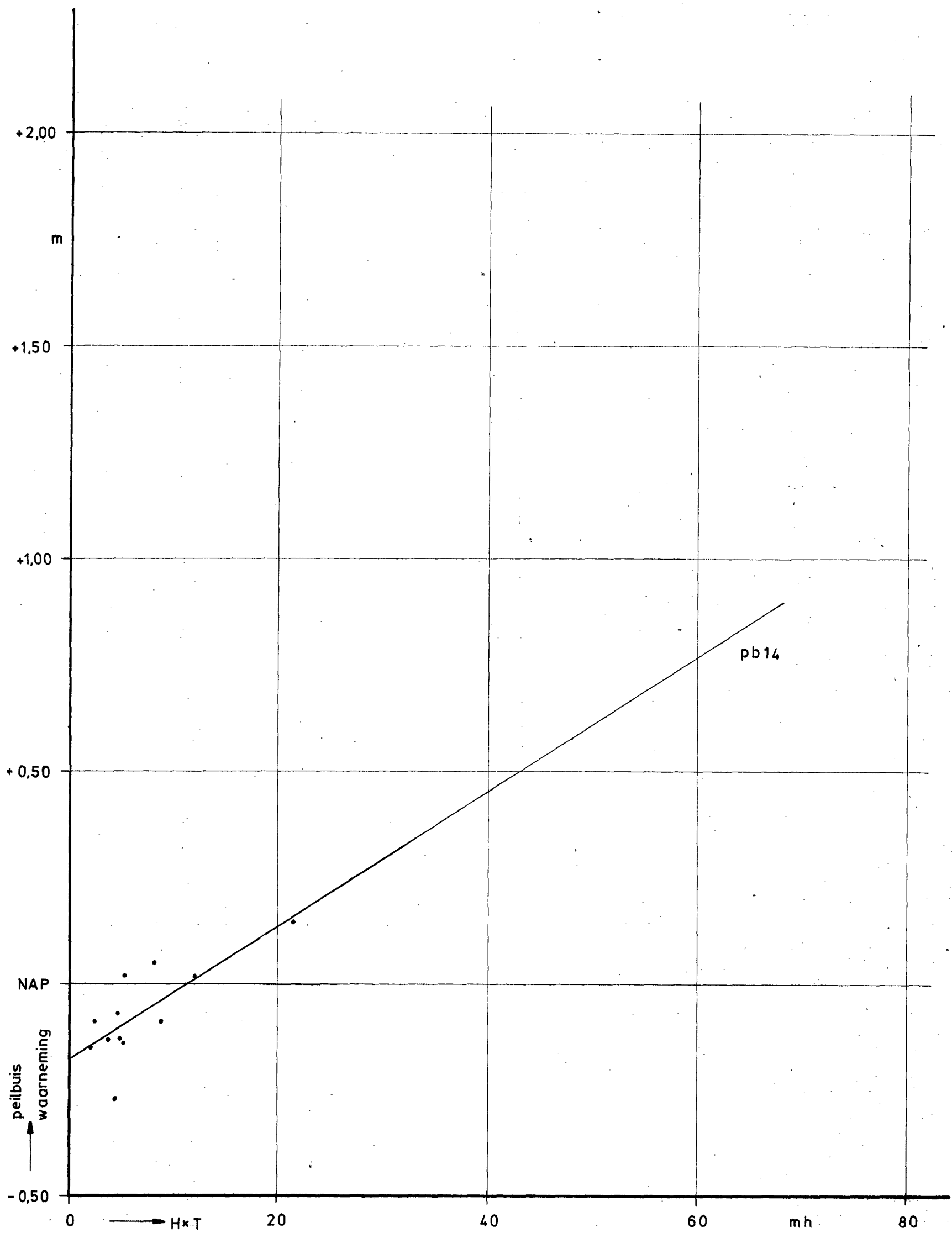
CENTRUM VOOR ONDERZOEK
WATERKERINGEN

WIERUM		
gem	get	gez
	JK	
	8-78	

SCHAAL —

A3

WERKNRS -77057
TEK. NR. 78314



VERBAND PEILBUISWAARNEMING
EN WATERSTAND (H*T)

CENTRUM VOOR ONDERZOEK
WATERKERINGEN

WIERUM

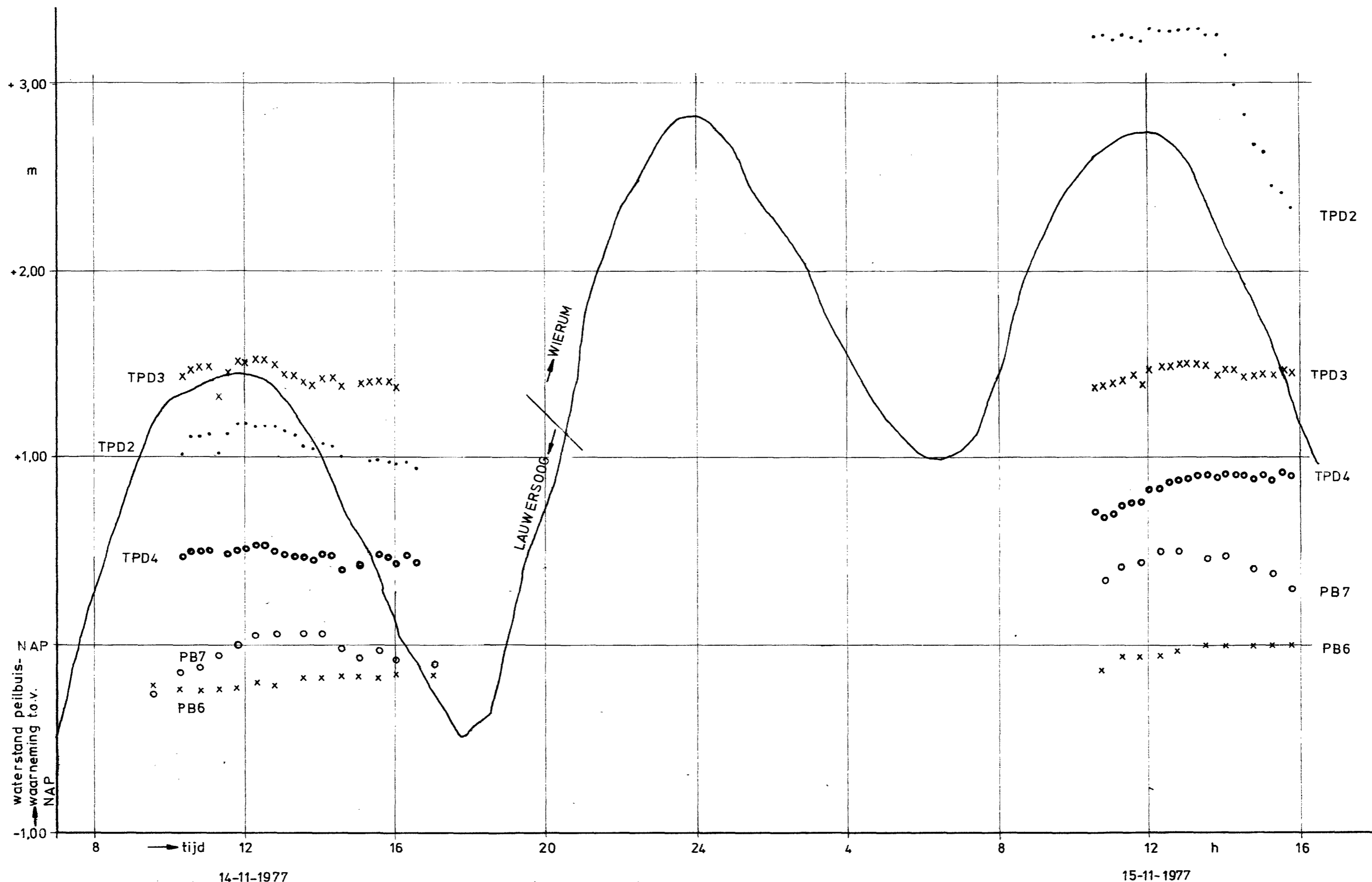
gem	get	gez
	JK	
	8-78	

BIJLAGE 10 H

SCHAAL —

A3

WERKNR. S -77.057
TEK. NR. 78315



REGISTRATIE TPD 5 ONBETROUWBAAR

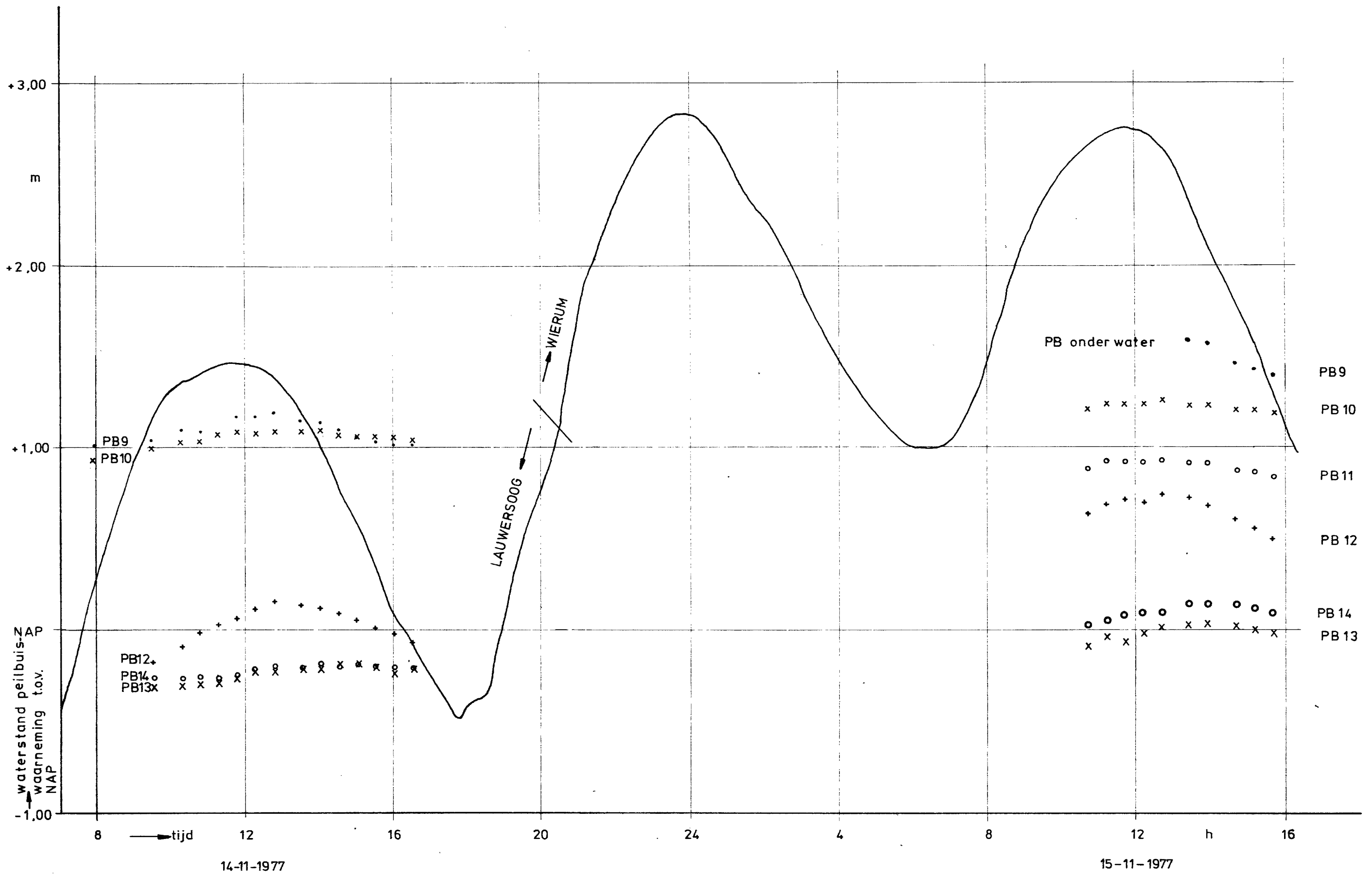
PEILBUISREGISTRATIE 14 EN 15 NOVEMBER 1977 PROFIEL 2

BIJLAGE 11A

CENTRUM VOOR ONDERZOEK WATERKERINGEN

WIERUM		
gem	get	gez
	JK	
	8-78	

SCHAAL -
A3 WERKNR. S-77.057
 TEK. NR. 78304



PEILBUISREGISTRATIE 14 EN 15 NOVEMBER 1977 PROFIEL 2A

BIJLAGE 11B

WIERUM

SCHAAL -

CENTRUM VOOR ONDERZOEK
WATERKERINGEN

gem

get

gez

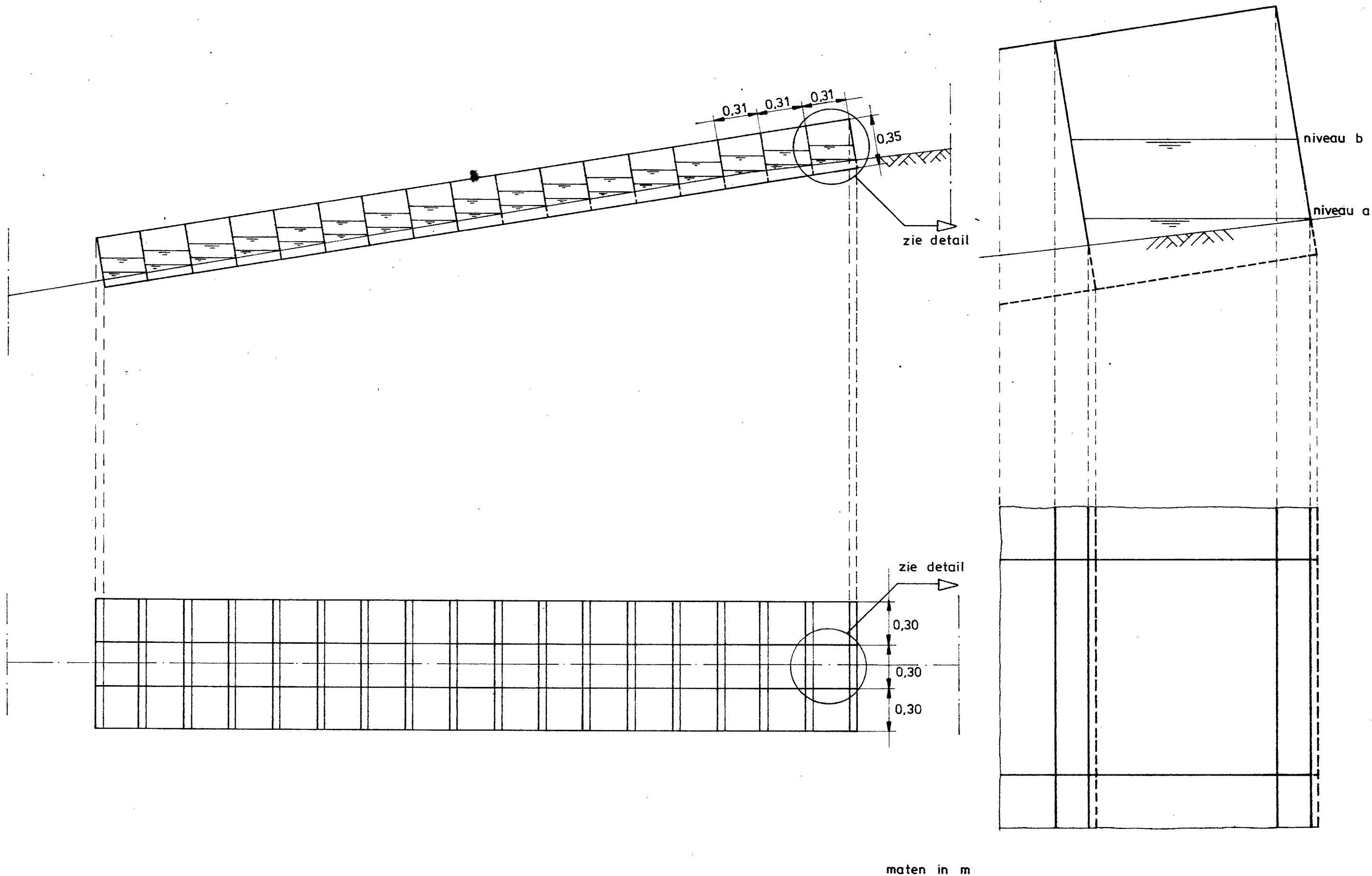
JK

8-78

A3

WERKNR. S-77.057

TEK. NR. 78.305



OPSTELLING INFILTRATIEPROEF

WIERUM

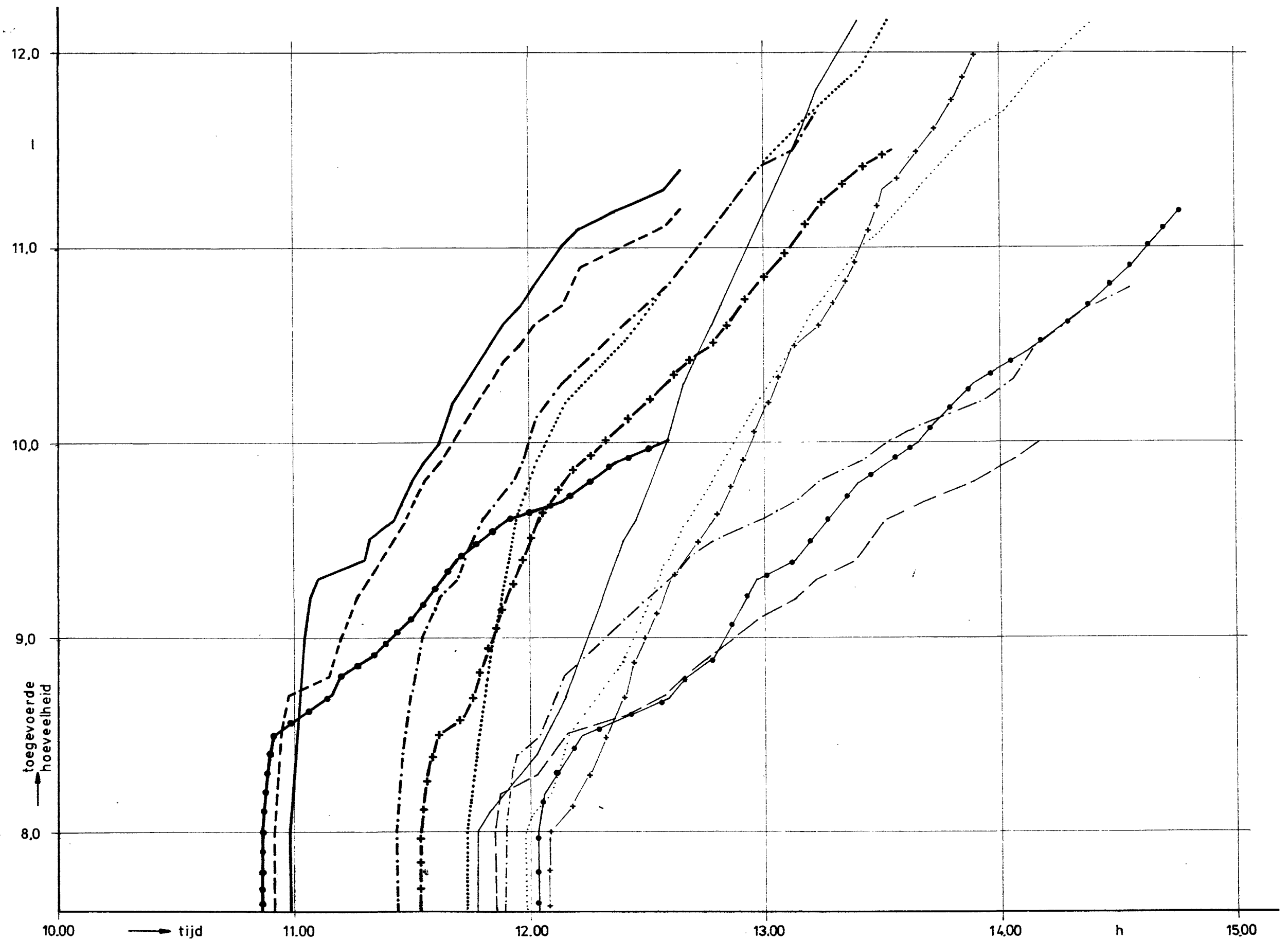
CENTRUM VOOR ONDERZOEK
WATERKERINGEN

gem	get	gez
	vdl	
	678	

BIJLAGE 12

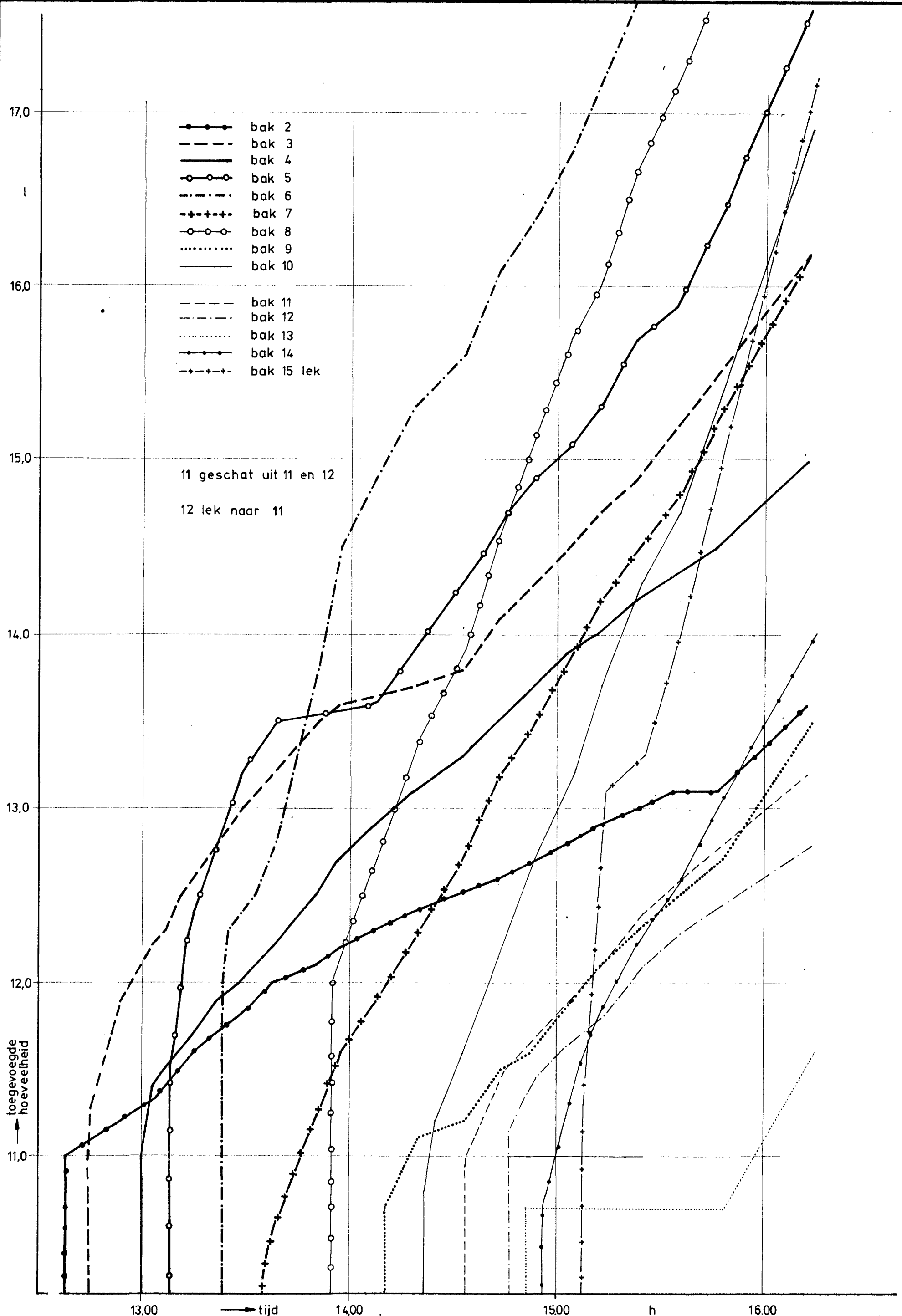
SCHAAL 1:25/ 1:5

A3 WERKNR. S-77.057
TEK. NR. 78.156



- | | | | | | |
|-----------|-------|-----------|--------|-----------|------------|
| ●—● | bak 2 | — | bak 10 | — | bak 1 lek |
| - - - | bak 3 | - - - | bak 11 | - - - | bak 5 lek |
| — | bak 4 | - · - · - | bak 12 | - · - · - | bak 8 lek |
| - · - · - | bak 6 | · - · - · | bak 13 | · - · - · | bak 16 lek |
| - + - + - | bak 7 | · - · - · | bak 14 | - + - + - | bak 17 lek |
| · - · - · | bak 9 | - + - + - | bak 15 | | |

INFILTRATIEVERLOOP PER BAK			BIJLAGE 13 A	
NIVEAU A BINNENTALUD WIERUM			SCHAAL —	
CENTRUM VOOR ONDERZOEK WATERKERINGEN	gem	get	gez	A3
		JK 8-78		



**INFILTRATIEVERLOOP PER BAK
NIVEAU B BINNENTALUD**

BIJLAGE 13 B

CENTRUM VOOR ONDERZOEK
WATERKERINGEN

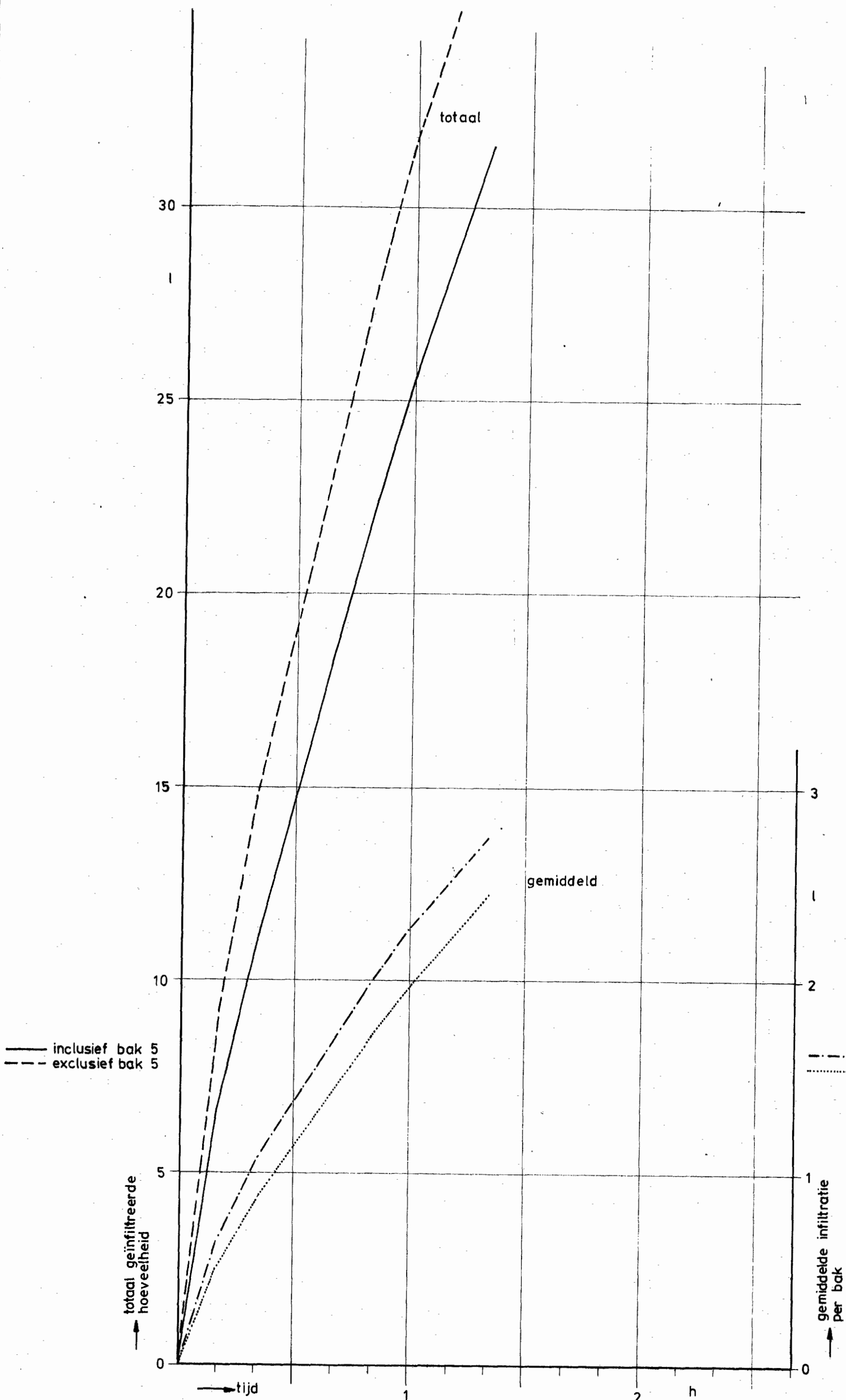
WIERUM

gem	get	gez
	JK 8-78	

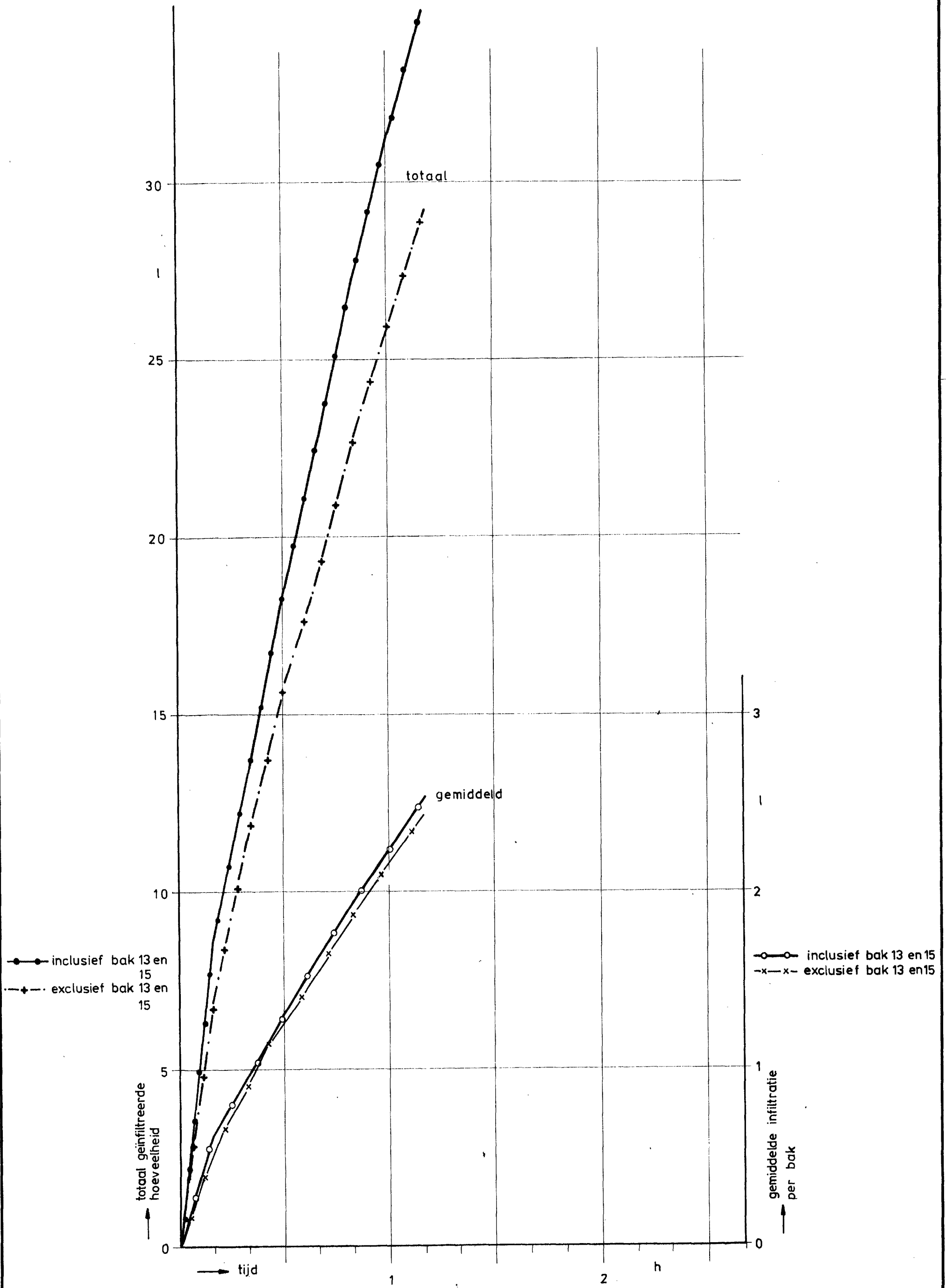
SCHAAL -

A3

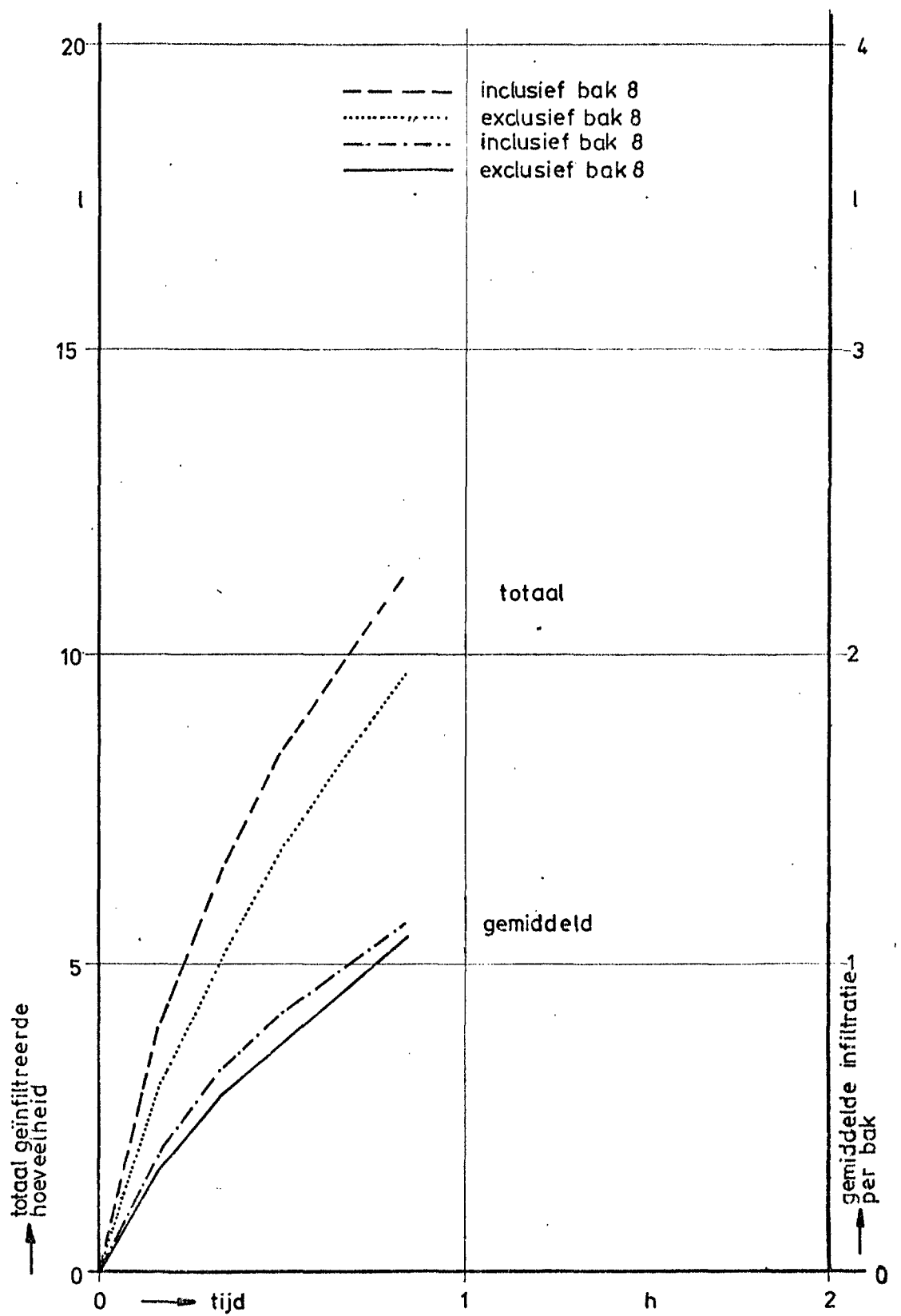
WERKNR. S-77.057
TEK. NR. 78307



INFILTRATIEPROEF BINNENTALUD		BIJLAGE 13 C	
NIVEAU A		SCHAAAL -	
CENTRUM VOOR ONDERZOEK WATERKERINGEN	WIERUM		A3
	gem	get	
	JK	gez	TEK. NR. 78316
	8-78		



INFILTRATIEPROEF BINNENTALUD			BIJLAGE 13 D	
NIVEAU B			SCHAALEN -	
CENTRUM VOOR ONDERZOEK WATERKERINGEN			gem	get
			JK	1
			8-78	
			WERKNR. S-77057	
A3			TEK. NR. 78317	



**INFILTRATIEPROEF
BUITENTALUD NIVEAU A**

WIERUM

CENTRUM VOOR ONDERZOEK
WATERKERINGEN

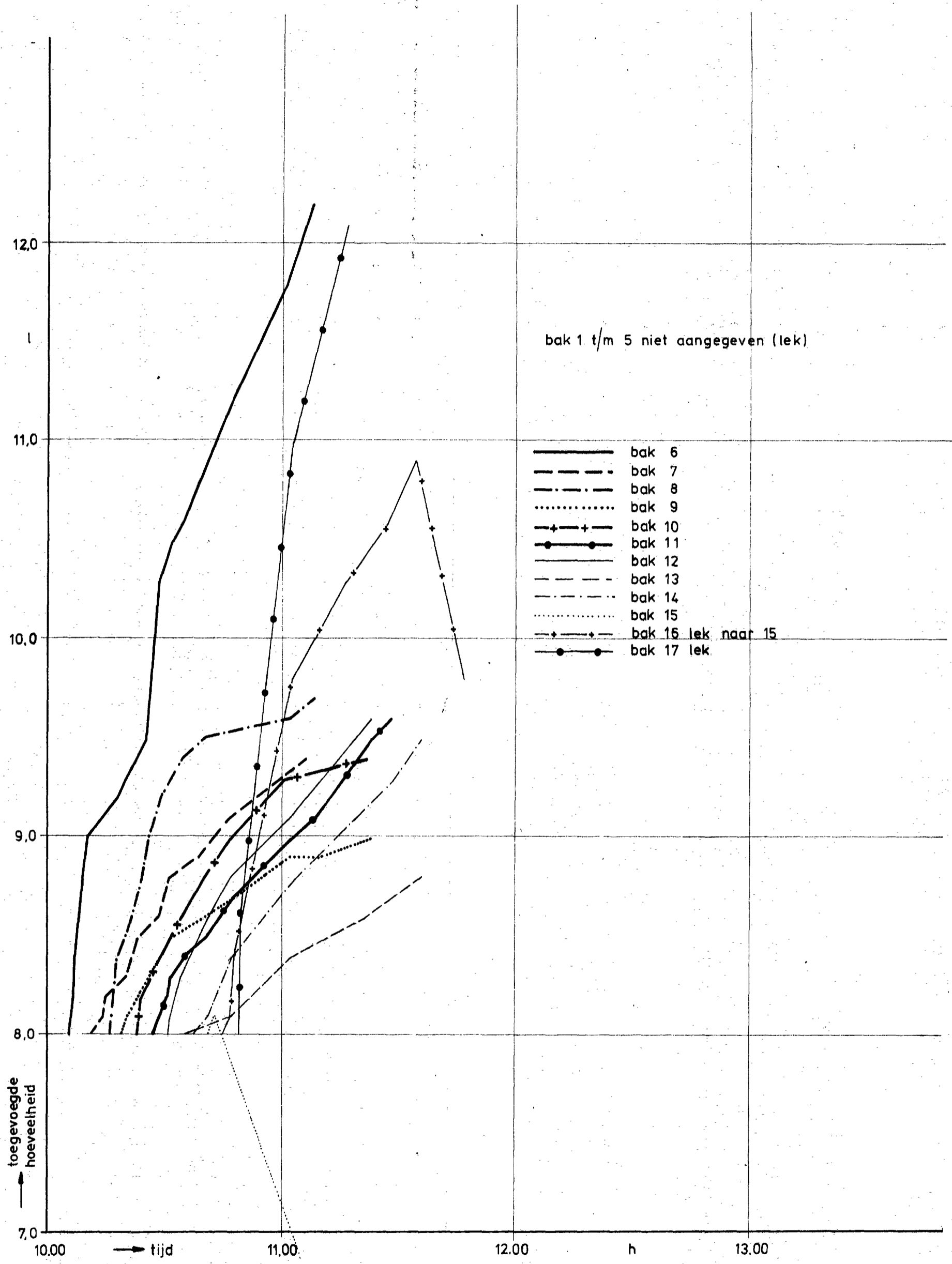
BIJLAGE 1/4 A

werknr. S 77.057

get. JK

gez.

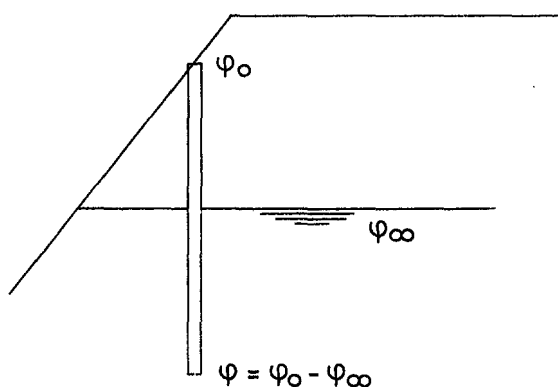
tek nr. A4-70318



INFILTRATIEVERLOOP PER BAK			BIJLAGE 14 B	
NIVEAU A BUITENTALUD			SCHAAL —	
CENTRUM VOOR ONDERZOEK WATERKERINGEN	gem	get	gez	A3
		JK 8-78	+	

Bepaling doorlatendheidscoëfficiënt

Proefuitvoering te Wierum op 29-11-'77



De φ_∞ wordt gemeten en vervolgens wordt de peilbuis tot de rand met water gevuld. M.b.v. een TPD-meter wordt het verloop van de waterspanning ter plaatse van het filter gemeten (zie bijlage 1).

Uit deze reeks van waarnemingen bepalen we de doorlatendheidscoëfficiënt k .

Bepaling doorlatendheidscoëfficiënt

Aanname: 3-dimensionale radiaalstroming uit bron met $r_0 = 5$ cm.

Enerzijds geldt dat de stroomsnelheid v gelijk is aan:

$$1) v(r) = \frac{Q}{4\pi r^2} \quad (= \frac{\text{debiet}}{\text{opp. bol}}) ;$$

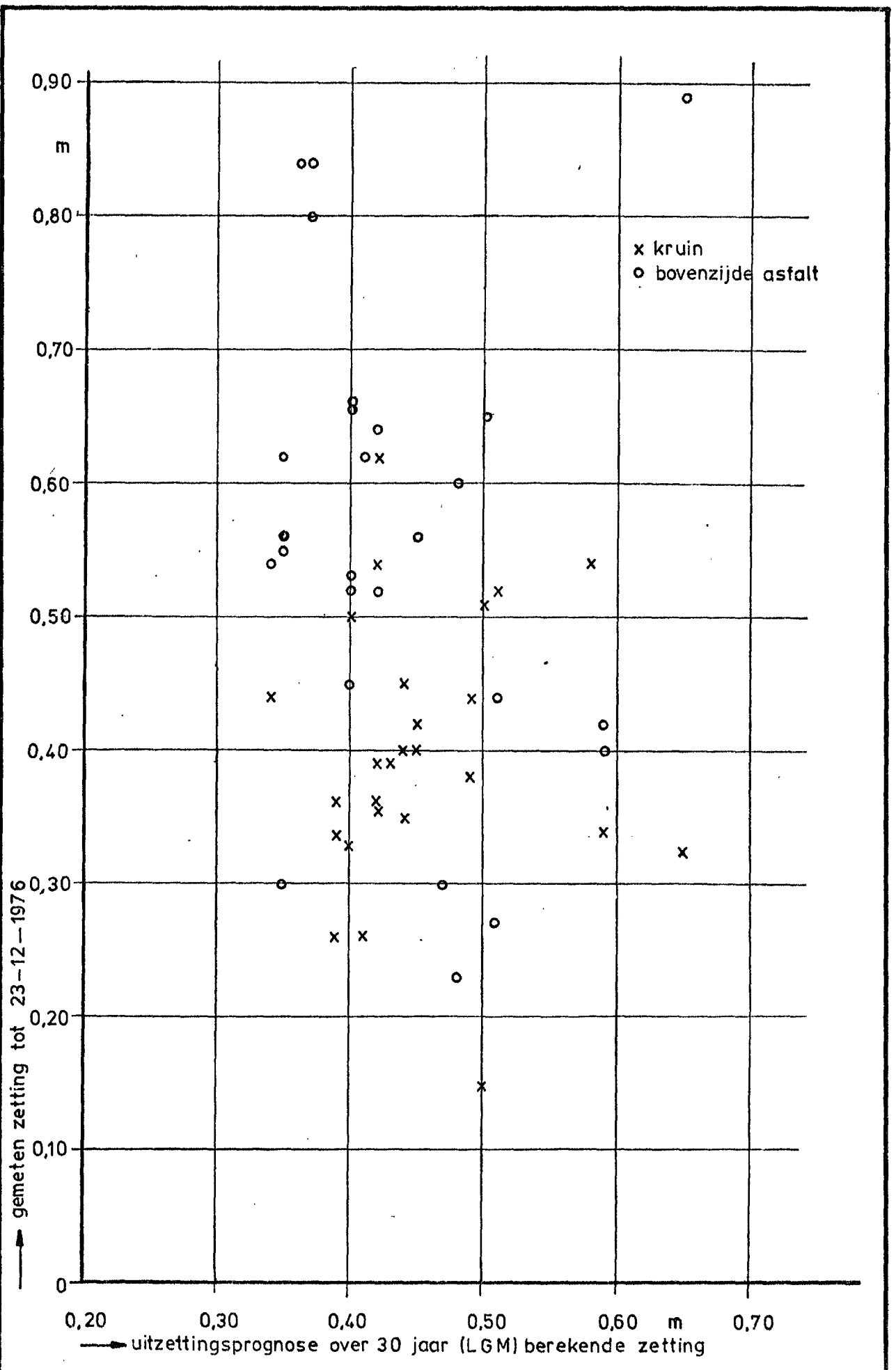
anderzijds geldt volgens Darcy:

$$2) v(r) = -k \frac{d\varphi}{dr} , \text{ waarin } k \text{ de doorlatendheidscoëfficiënt en}$$

$\frac{d\varphi}{dr}$ de verandering van de potentiaal in de stromingsrichting.

Uit 1) en 2) volgt dat $\frac{d\varphi}{dr} = -\frac{Q}{k 4\pi r^2}$, m.a.w. $\varphi = \frac{Q}{k \cdot 4\pi r} +$ constante.

Die constante bepalen we m.b.v. de volgende randvoorwaarden:



BEREKENDE EN GEMETEN ZETTINGEN

WIERUM

CENTRUM VOOR ONDERZOEK
WATERKERINGEN

BIJLAGE 15

werknr. S-77.057

get. JK

gez. _____

tek.nr. A4 - 78.320

voor $r = r_0$ geldt $\varphi = \varphi_0 \rightarrow c = \varphi_0 - \frac{Q}{k \cdot 4\pi r_0}$

voor $r \rightarrow \infty$ geldt $\varphi = \varphi_\infty \rightarrow c = \varphi_\infty$

De doorlatendheidscoëfficiënt is dus gelijk aan

$$k = \frac{Q}{4\pi r_0 (\varphi_0 - \varphi_\infty)} = \frac{Q}{4\pi r_0 h} \quad (\text{zie bijlage 2 en 3}).$$

Het debiet als functie van de tijd is de verandering van volume in de tijd:

$$Q(t) = \frac{dV}{dt} = \frac{\frac{1}{4} \pi d^2 dh}{dt}, \quad d = \text{diameter van de buis.}$$

Ook geldt $Q(t) = (\varphi_0(t) - \varphi_\infty) \cdot k \cdot 4\pi r_0 = h \cdot k \cdot 4\pi r_0$

Uit $\frac{1}{4} \pi d^2 \frac{dh}{dt} = k \cdot 4\pi r_0 h$ volgt dat $h(t) = h_0 e^{-\alpha t}$ met

$$\alpha = \frac{4\pi r_0 k}{\frac{1}{4} \pi d^2}$$

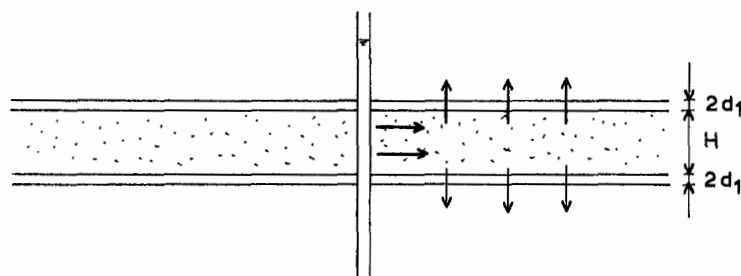
De doorlatendheidscoëfficiënt is dus gelijk aan

$$k = \frac{\alpha \cdot \frac{1}{4} \pi d^2}{4\pi r_0} \quad (\text{zie bijlage 8}).$$

Uit beide formules voor de doorlatendheid blijkt dat bij een andere keuze van r_0 de k -waarde omgekeerd evenredig verandert.

Een tweede aanname voor de bepaling van de doorlatendheidscoëfficiënt is de volgende: horizontale stroming in een zandpakket met dunne sliblaagjes waardoor enige lek naar boven en beneden.

Situatie:



We gaan uit van een zandlaag met dikte H en sliblaagjes met dikte $2d_1$. De doorlatendheidscoëfficiënt van de sliblaagjes is gelijk aan k_1 . Voor het boven omschreven stromingsbeeld geldt de volgende formule voor het potentiaalverschil.

$$\varphi - \varphi_\infty = - \frac{Q}{2 \pi kH} \ln \frac{r}{1,123 \lambda} \text{ met } \lambda = \sqrt{k \cdot H d_1 / k_1} \text{ mits}$$

$$r \ll 0,1 \text{ à } 0,2 \lambda$$

In de directe omgeving ($r=r_0$) van de peilbuis geldt:

$$\varphi_0 - \varphi_\infty = - \frac{Q}{2 \pi kH} \ln \frac{r_0}{1,123 \lambda}. \text{ M.b.v. de gemeten}$$

φ_0 -waarden kunnen we de doorlatendheidscoëfficiënt berekenen. We vinden de volgende resultaten bij verschillende aannamen voor H en k_1 :

waterspanningsmeter: TPD 3
 potentiaalverschil : 4,19 mwk
 dikte sliblaagjes : 0,10 m
 r_0 : 0,05 m
 Q : $4,56 \cdot 10^{-7} \text{ m}^3/\text{s}$.

k in m/s	$k_1 = 10^{-10} \text{ m/s}$	$k_1 = 10^{-9} \text{ m/s}$	$k_1 = 10^{-8} \text{ m/s}$
H= 0,2 m	$4,35 \cdot 10^{-7}$	$3,2 \cdot 10^{-7}$	$2,0 \cdot 10^{-7}$
H= 0,5 m	$1,75 \cdot 10^{-7}$	$1,28 \cdot 10^{-7}$	$8,2 \cdot 10^{-8}$

Het maximale verschil in de bovenstaande berekende k-waarden is een factor 5.

We vinden een gemiddelde k-waarde van $\approx 2,0 \cdot 10^{-7} \text{ m/s}$.

Deze waarde komt overeen met de volgens de eerste aanname berekende doorlatendheidscoëfficiënt ($1,73 \cdot 10^{-7} \text{ m/s}$, zie bijlage 2 resp. $1,8 \cdot 10^{-7} \text{ m/s}$, zie bijlage 8).

Meetgegevens en bewerkingen daarvan. (Wierum 29-11-'77) φ_{∞} voor TPD 1 is 1,24 + NAP φ_{∞} voor TPD 2 is 1,05 + NAP φ_{∞} voor TPD 3 is 2,75 + NAP

Waarnemingen TPD 1		Waarnemingen TPD 2				Waarnemingen TPD 3	
t in s	$\varphi_{\sigma}-\varphi_{\infty}=h$ in mwk	1 ^e meting		2 ^e meting		t in s	$\varphi_{\sigma}-\varphi_{\infty}=h$ in mwk
		t in s	$\varphi_{\sigma}-\varphi_{\infty}=h$ in mwk	t in s	$\varphi_{\sigma}-\varphi_{\infty}=h$ in mwk		
0 (=11.50u)	2,44	0 (=12.05u)	4,17	0 (=12.58u)	4,11	0 (=12.25u)	5,42
30	2,42	30	4,10	30	4,06	30	5,40
60	2,41	60	4,00	60	4,00	60	5,37
90	2,40	90	3,94	90	3,96	90	5,35
120	2,38	120	3,85	120	3,90	120	5,32
180	2,34	150	3,80	180	3,77	180	5,27
240	2,30	180	3,71	240	3,70	240	5,23
300	2,30	210	3,65	300	3,61	300	5,17
360	2,27	240	3,60	360	3,50	450	5,07
480	2,22	300	3,45	420	3,43	540	5,02
600	2,19	360	3,35	505	3,32		
750	2,11	420	3,25	540	3,27	900	4,84
900	2,06	480	3,17	630	3,15	1200	4,70
		600	3,00	660	3,13	1500	4,55
1800	1,88	750	2,85	780	2,97	1800	4,40
2520	1,75			840	2,91	2100	4,23
3000	1,66	1620	2,30	900	2,86	2400	4,12
3300	1,62	2100	1,91	960	2,78	2700	4,00
3600	1,56	2400	1,71	1020	2,71	3000	3,89
3900	1,51	2700	1,55	1140	2,58	3300	3,80
4200	1,46	3000	1,38	1200	2,51	3600	3,71
4500	1,42					3900	3,60
4800	1,38			1320	2,40	4500	3,42
5100	1,32			1620	2,16	5100	3,27
5400	1,30			1920	1,92	5700	3,08
5700	1,30			2520	1,53		
6000	1,23			3120	1,27		
6600	1,20			3720	0,96		
7200	1,16						
7800	1,06						

Berekeningen van Q en k op tijdstip $t_i = t_{i-1} + \Delta t$

$t_1 = 150 \text{ s}$ $t_i = t_{i-1}$ $+ 300 \text{ s}$ voor $i \geq 2$	TPD 1		TPD 3	
	$Q = 3,8 \cdot 10^{-6} \Delta h$ in m^3/s	$k = Q/4\pi r_0 \bar{h}$ in m/s	$Q = 3,8 \cdot 10^{-6} \cdot \Delta h$ in m^3/s	$k = Q/4\pi r_0 \bar{h}$ in m/s
t_1	$5,70 \cdot 10^{-7}$	$3,84 \cdot 10^{-7}$	$9,50 \cdot 10^{-7}$	$2,86 \cdot 10^{-7}$
t_2	$4,18 \cdot 10^{-7}$	$2,97 \cdot 10^{-7}$	$7,22 \cdot 10^{-7}$	$2,26 \cdot 10^{-7}$
t_3	$3,42 \cdot 10^{-7}$	$2,55 \cdot 10^{-7}$	$6,84 \cdot 10^{-7}$	$2,22 \cdot 10^{-7}$
t_4	$2,85 \cdot 10^{-7}$	$2,21 \cdot 10^{-7}$	$5,32 \cdot 10^{-7}$	$1,79 \cdot 10^{-7}$
t_5	$2,66 \cdot 10^{-7}$	$2,12 \cdot 10^{-7}$	$5,32 \cdot 10^{-7}$	$1,84 \cdot 10^{-7}$
t_6	$2,48 \cdot 10^{-7}$	$2,06 \cdot 10^{-7}$	$5,32 \cdot 10^{-7}$	$1,90 \cdot 10^{-7}$
t_7	$2,46 \cdot 10^{-7}$	$2,10 \cdot 10^{-7}$	$4,94 \cdot 10^{-7}$	$1,82 \cdot 10^{-7}$
t_8	$2,09 \cdot 10^{-7}$	$1,86 \cdot 10^{-7}$	$4,56 \cdot 10^{-7}$	$1,73 \cdot 10^{-7}$
t_9	$2,09 \cdot 10^{-7}$	$1,90 \cdot 10^{-7}$	$4,56 \cdot 10^{-7}$	$1,78 \cdot 10^{-7}$
t_{10}	$2,09 \cdot 10^{-7}$	$1,97 \cdot 10^{-7}$	$4,56 \cdot 10^{-7}$	$1,83 \cdot 10^{-7}$
t_{11}	$2,09 \cdot 10^{-7}$	$1,83 \cdot 10^{-7}$	$4,18 \cdot 10^{-7}$	$1,73 \cdot 10^{-7}$
t_{12}	$1,90 \cdot 10^{-7}$	$1,90 \cdot 10^{-7}$	$3,80 \cdot 10^{-7}$	$1,62 \cdot 10^{-7}$
t_{13}	$1,90 \cdot 10^{-7}$	$1,97 \cdot 10^{-7}$	$3,80 \cdot 10^{-7}$	$1,67 \cdot 10^{-7}$
t_{14}	$1,90 \cdot 10^{-7}$	$2,03 \cdot 10^{-7}$	$3,42 \cdot 10^{-7}$	$1,53 \cdot 10^{-7}$
t_{15}	$1,90 \cdot 10^{-7}$	$2,10 \cdot 10^{-7}$	$3,42 \cdot 10^{-7}$	$1,58 \cdot 10^{-7}$
t_{16}	$1,90 \cdot 10^{-7}$	$1,94 \cdot 10^{-7}$	$3,42 \cdot 10^{-7}$	$1,62 \cdot 10^{-7}$
t_{17}	$1,71 \cdot 10^{-7}$	$1,79 \cdot 10^{-7}$	$3,04 \cdot 10^{-7}$	$1,48 \cdot 10^{-7}$
t_{18}	$1,52 \cdot 10^{-7}$	$1,36 \cdot 10^{-7}$	$2,28 \cdot 10^{-7}$	$1,13 \cdot 10^{-7}$
t_{19}	$1,14 \cdot 10^{-7}$	$1,41 \cdot 10^{-7}$	$2,28 \cdot 10^{-7}$	$1,15 \cdot 10^{-7}$
t_{20}	$1,14 \cdot 10^{-7}$	$1,43 \cdot 10^{-7}$		
t_{21}	$1,14 \cdot 10^{-7}$	$1,48 \cdot 10^{-7}$		
t_{22}	$1,14 \cdot 10^{-7}$	$1,50 \cdot 10^{-7}$		
t_{23}	$1,14 \cdot 10^{-7}$	$1,54 \cdot 10^{-7}$		
t_{24}	$1,14 \cdot 10^{-7}$	$1,59 \cdot 10^{-7}$		
t_{25}	$1,14 \cdot 10^{-7}$	$1,63 \cdot 10^{-7}$		
t_{26}	$1,14 \cdot 10^{-7}$	$1,68 \cdot 10^{-7}$		

$t_1 = 75 \text{ s}$ $t_i = t_{i-1} + 150 \text{ s}$ voor $i \geq 2$	TPD 2			
	meting 1		meting 2	
	$Q=7,6 \cdot 10^{-6} \Delta h$ in m^3/s	$k=Q/4\pi r_o \bar{h}$ in m / s	$Q=7,6 \cdot 10^{-6} \Delta h$ in m^3/s	$k=Q/4\pi r_o \bar{h}$ in m / s
t_1	$2,81 \cdot 10^{-6}$	$1,12 \cdot 10^{-6}$	$2,05 \cdot 10^{-6}$	$8,2 \cdot 10^{-7}$
t_2	$2,66 \cdot 10^{-6}$	$1,17 \cdot 10^{-6}$	$1,82 \cdot 10^{-6}$	$7,79 \cdot 10^{-7}$
t_3	$1,90 \cdot 10^{-6}$	$9,1 \cdot 10^{-7}$	$1,67 \cdot 10^{-6}$	$7,62 \cdot 10^{-7}$
t_4	$1,52 \cdot 10^{-6}$	$7,6 \cdot 10^{-7}$	$1,52 \cdot 10^{-6}$	$7,38 \cdot 10^{-7}$
t_5	$1,14 \cdot 10^{-6}$	$6,2 \cdot 10^{-7}$	$1,44 \cdot 10^{-6}$	$7,43 \cdot 10^{-7}$
t_6	$1,14 \cdot 10^{-6}$	$6,5 \cdot 10^{-7}$	$1,29 \cdot 10^{-6}$	$7,07 \cdot 10^{-7}$
t_7	$0,91 \cdot 10^{-6}$	$5,5 \cdot 10^{-7}$	$1,21 \cdot 10^{-6}$	$7,03 \cdot 10^{-7}$
t_8	$0,84 \cdot 10^{-6}$	$5,3 \cdot 10^{-7}$	$1,14 \cdot 10^{-6}$	$7,02 \cdot 10^{-7}$
t_9	$0,84 \cdot 10^{-6}$	$5,5 \cdot 10^{-7}$	$1,06 \cdot 10^{-6}$	$6,91 \cdot 10^{-7}$
t_{10}	$0,68 \cdot 10^{-6}$	$4,7 \cdot 10^{-7}$	$0,99 \cdot 10^{-6}$	$6,81 \cdot 10^{-7}$
t_{11}	$0,76 \cdot 10^{-6}$	$5,5 \cdot 10^{-7}$	$0,91 \cdot 10^{-6}$	$6,61 \cdot 10^{-7}$
t_{12}	$0,68 \cdot 10^{-6}$	$5,1 \cdot 10^{-7}$	$0,84 \cdot 10^{-6}$	$6,44 \cdot 10^{-7}$
t_{13}	$0,68 \cdot 10^{-6}$	$5,3 \cdot 10^{-7}$	$0,84 \cdot 10^{-6}$	$6,80 \cdot 10^{-7}$
t_{14}	$0,68 \cdot 10^{-6}$	$5,6 \cdot 10^{-7}$	$0,84 \cdot 10^{-6}$	$7,21 \cdot 10^{-7}$
t_{15}	$0,76 \cdot 10^{-6}$	$6,5 \cdot 10^{-7}$	$0,76 \cdot 10^{-6}$	$6,91 \cdot 10^{-7}$
t_{16}	$0,76 \cdot 10^{-6}$	$6,9 \cdot 10^{-7}$	$0,76 \cdot 10^{-6}$	$7,33 \cdot 10^{-7}$
t_{17}	$0,68 \cdot 10^{-6}$	$6,6 \cdot 10^{-7}$	$0,68 \cdot 10^{-6}$	$6,96 \cdot 10^{-7}$
t_{18}	$0,61 \cdot 10^{-6}$	$6,1 \cdot 10^{-7}$	$0,68 \cdot 10^{-6}$	$7,39 \cdot 10^{-7}$
t_{19}	$0,61 \cdot 10^{-6}$	$6,5 \cdot 10^{-7}$	$0,68 \cdot 10^{-6}$	$7,87 \cdot 10^{-7}$
t_{20}	$0,61 \cdot 10^{-6}$	$6,9 \cdot 10^{-7}$	$0,53 \cdot 10^{-6}$	$6,51 \cdot 10^{-7}$
			$0,53 \cdot 10^{-6}$	$6,89 \cdot 10^{-7}$
			$0,46 \cdot 10^{-6}$	$6,31 \cdot 10^{-7}$
			$0,46 \cdot 10^{-6}$	$6,66 \cdot 10^{-7}$
			$0,38 \cdot 10^{-6}$	$5,79 \cdot 10^{-7}$
			$0,30 \cdot 10^{-6}$	$4,77 \cdot 10^{-7}$

Bepaling k-waarden uit de coëfficiënt α

Waterspanningmeter	α	k in m/s	k uit de grafiek op bijlagen 4, 5, 6 en 7 k in m/s
TPD 1	$8,2 \cdot 10^{-5}$	$1,49 \cdot 10^{-7}$	$1,5 \cdot 10^{-7}$
TPD 2 (1 ^e meting)	$3,45 \cdot 10^{-5}$	$6,26 \cdot 10^{-7}$	$6,0 \cdot 10^{-7}$
TPD 2 (2 ^e meting)	$3,84 \cdot 10^{-5}$	$6,97 \cdot 10^{-7}$	$7,0 \cdot 10^{-7}$
TPD 3	$9,21 \cdot 10^{-5}$	$1,67 \cdot 10^{-7}$	$1,8 \cdot 10^{-7}$

Appendix B

Systematisch onderzoek zeedijken
proefprofiel Wierum

S-77.057

Bepaling van de doorlatendheid van
de ondergrond.

Augustus 1978

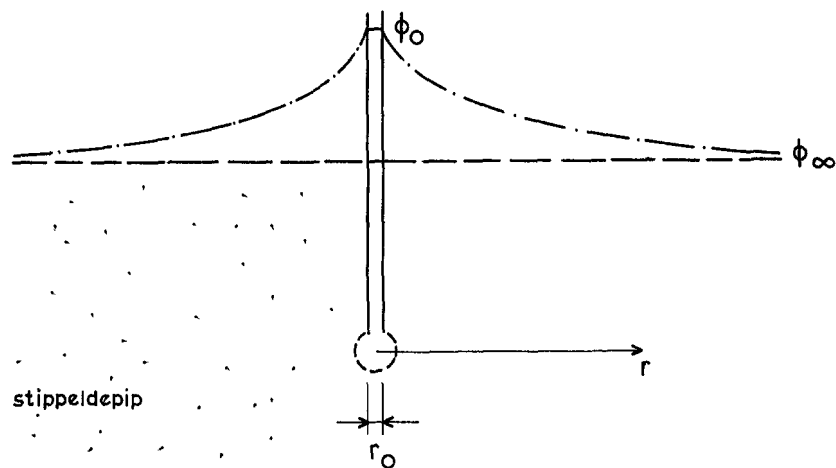
Bijlagenlijst behorende bij nota S-77.057. Appendix B

<u>Bijlage</u>	<u>Omschrijving</u>	<u>Form./tek.nr.</u>
1	Potentiaalverschil en doorlatendheidscoëfficiënt in de tijd pb 2	A4/78.322
2	Potentiaalverschil en doorlatendheidscoëfficiënt in de tijd pb 3 (1 ^e meting)	A4/78.323
3	Potentiaalverschil en doorlatendheidscoëfficiënt in de tijd pb 3 (2 ^e meting)	A4/78.324
4	Potentiaalverschil en doorlatendheidscoëfficiënt in de tijd pb 4	A4/78.325

Bepaling van de doorlatendheid van de ondergrond

Aan de hand van infiltratie van water via de peilbuis in de ondergrond, is het mogelijk een indruk te krijgen van de doorlatendheid. De resultaten van een dergelijke bewerking zijn wel sterk afhankelijk van het verwachte stromingsbeeld. In het volgende is zulks uitgaande van twee stromingsbeelden gedaan.

A. Drie-dimensionale radiaalstroming uit bron met straat r_0 in homogeen grondpakket.



Voor een willekeurig boloppervlak op afstand r van de bron geldt:

$$v_r = \frac{Q}{4\pi r^2}, \text{ terwijl volgens Darcy geldt } v_r = -k \frac{d\phi}{dr}, \text{ waarin } \phi$$

de potentiaal op afstand r bedraagt.

$$\text{Dus } \frac{d\phi}{dr} = - \frac{Q}{k \cdot 4\pi r^2} \text{ geeft } \phi = \frac{Q}{k \cdot 4\pi r} + C.$$

$$\text{Voor } r = r_0 \text{ geldt } \phi = \phi_0 \rightarrow C = \phi_0 - \frac{Q}{k \cdot 4\pi r_0};$$

$$\text{Voor } r = \infty \text{ geldt } \phi = \phi_\infty \rightarrow C = \phi_\infty,$$

$$\text{Samenvoegen geeft: } k = \frac{Q}{4\pi r_0 (\phi_0 - \phi_\infty)} = \frac{Q}{4\pi r_0 h}.$$

$$\text{Bij eenmalige vulling van de peilbuis geldt } Q = \frac{1}{4}\pi D^2 \frac{dh}{dt}$$

waarin D de inwendige diameter van de buis is.

Uit $\frac{1}{4}\pi D^2 \frac{dh}{dt} = k \cdot 4\pi r_0 h$ volgt dat $h_t = h_0 e^{-\alpha t}$ met

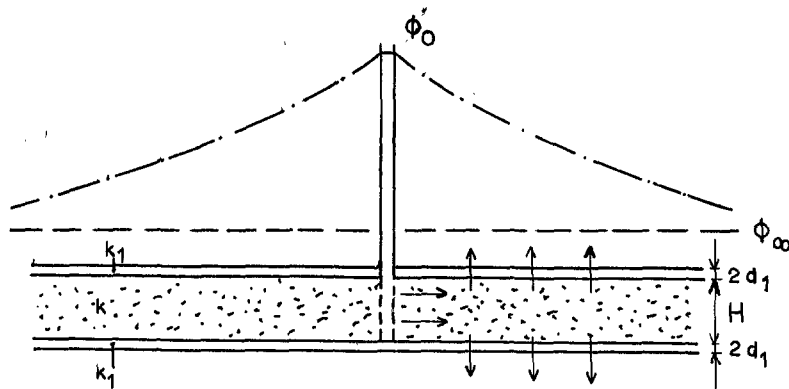
$$\alpha = \frac{16r_0 k}{D^2} \quad \text{ofwel} \quad k = \frac{\alpha D^2}{16r_0}$$

Uit de formules blijkt k omgerekend evenredig met r_0 . Indien de weerstand van het peilbuisfilter wordt verwaarloosd, lijkt een $r_0 = 0,05$ m een redelijk equivalent voor een bron in de vorm van een cilindermantel met straal 0,02 m en lengte 0,20 m. Op bijlage 1 t/m 4 zijn de meetresultaten weergegeven en de daaruit berekende k -waarden voor de peilbuizen 2, 3 en 4. Deze waarde blijkt tussen 10^{-7} en 10^{-6} m/s te liggen.

Merkwaardigerwijze valt geen significant verschil te ontdekken tussen de metingen met peilbuis 4 en beide anderen, terwijl op grond van de hoogte waarop de filters waren geplaatst (in de wadafzettingen resp. de zandaanvulling) wel een belangrijk verschil verwacht mocht worden.

Het aanhouden van een kleinere r_0 (0,02 m) en een half oneindig grondmassief als rekenschema, betekent nog slechts een verhoging van k met een factor 5, terwijl door het invoeren van freatische berging k kleiner wordt. Als mogelijke oorzaak kan verstopping van de peilbuizen (alle drie lijkt weinig waarschijnlijk) of te diepe plaatsing van de filters worden genoemd. De vraag rijst of bij dergelijke kleine k -waarden de peilbuisstanden nog wel voldoende snel de potentiaalwijzigingen onder invloed van de getijbeweging hebben kunnen volgen.

B. Twee dimensionale radiaalstroming door een laag met dikte H en lek door afsluitende lagen met dikte $2d_1$ en doorlatendheid k_1 .



Hiervoor geldt $\phi - \phi_\infty = - \frac{Q}{2\pi kH} \ln \frac{r}{1,123\lambda}$ met

$\lambda = kHd_1/k_1$ mits $r \ll 0,1 \text{ à } 0,2 \lambda$ (litt. 1)

In de directe omgeving van de bron geldt:

$\phi_0 - \phi_\infty = - \frac{Q}{2\pi kM} \ln \frac{r_0}{1,123 \lambda}$

Voor peilbuis 3 geldt dan bij een potentiaalverschil van 4,19 m, $Q = 4,56 \cdot 10^{-7} \text{ m}^3/\text{s}$, $d_1 = 0,10 \text{ m}$ en $r_0 = 0,05 \text{ m}$:

$H \backslash k_1$	10^{-10} m/s	10^{-9} m/s	10^{-8} m/s
0,2 m	$4,35 \cdot 10^{-7}$	$3,20 \cdot 10^{-7}$	$2,0 \cdot 10^{-7}$
0,5 m	$1,75 \cdot 10^{-7}$	$1,28 \cdot 10^{-7}$	$0,82 \cdot 10^{-7}$

k in m/s

De invloed van de gelaagdheid is bij deze aannamen vrij gering; zoals ook blijkt uit het feit dat de k-waarde gemiddeld goed overeenkomt met die uit het eerste rekenschema.

Litteratuur.

- 1 Grondwater flow
dr.ir. A. Verruijt, 1971

Overzicht golfmetingen Wierum m.b.v. Datawell waverider

Tijd	waterstand te Wierum in m boven NAP	windsnelheid in m/s en richting te Terschel- ling	H_s in m	\bar{T} in s	ϵ
15-11-'77					
9.14- 9.28	2,28	18 WNW	0,67 ¹⁾		
10.14-10.28	2,60	18 WNW	0,80 ¹⁾		
11.14-11.28	2,72	17 WNW	0,73 ¹⁾		
12.14-12.29	2,68	16 WNW	0,63 ¹⁾		
13.14-13.22	2,42	16 WNW	0,60 ¹⁾		
14.15-14.29	1,98	15 NW	0,57 ²⁾		
15.15-15.29	1,55	15 WNW	0,43	1,73	0,53
16-11-'77					
11.31-11.45	1,20	10 NW	0,25	1,56	0,56
12.00-12.13	1,38	11 NW	0,33	1,67	0,54
12.29-12.44	1,47	11 NW	0,35	1,71	0,50
12.58-13.13	1,50	11 WNW	0,29 ²⁾	1,61	0,54
13.27-13.42	1,52	11 WNW	0,33 ²⁾	1,68	0,60
13.58-14.13	1,46	10 WNW	0,34	1,63	0,48
14.27-14.42	1,35	10 NW	0,29	1,63	0,51
14.57-15.11	1,15	10 NW	0,23	1,53	0,59
15.28-15.42	droog	9 NW	-	-	-
25-11-'77					
8.29- 8.44	2,02	14 N	0,59 ²⁾	2,29	0,69
8.55- 9.09	2,02	14 N	0,54 ²⁾	2,21	0,64
9.26- 9.40	1,98	14 N	0,49 ¹⁾		
9.55-10.10	1,86	14 N	0,49	2,11	0,57
10.27-10.41	1,73	14 N	0,52	2,11	0,59
10.56-11.11	1,43	14 N	0,44 ¹⁾		
11.26-11.40	1,24	14 N	0,36 ¹⁾		
11.54-12.09	1,02	15 N	-		
12.25-12.40	droog	15 N	-		
12.56-13.10	droog	15 NNW	-		

(Vervolg) Overzicht golfmetingen Wierum m.b.v. Datawell waverider

Tijd	Waterstand te Wierum in m boven NAP	windsnelheid in m/s en richting te Terschelling	H_s in m	\bar{T} in s	ϵ
3-1-'78					
13.59-14.13	1,25	22 W	0,40 ¹⁾		
14.30-14.44	1,44	22 NW	0,45 ¹⁾		
14.59-15.14	1,55	22 NNW	0,48	1,78	0,56
15.32-15.46	1,57	22 NNW	0,44	1,82	0,53
16.00-16.15	1,82	12 NNW	0,68 ²⁾	2,40	0,62
16.29-16.44	2,03	15 NNW	0,73	2,72	0,66
16.57-17.12	1,89	16 N	0,64	2,38	0,68
17.30-17.44	1,68	16 NNW	0,55	2,29	0,64
18.00-18.14	1,42	16 NNW	0,48 ²⁾	2,18	0,61

1) Storing in walapparatuur; H_s uit analoge registratie bepaald

2) Storing in ontvangst.

Appendix C
Systematisch onderzoek zeedijken
proefprofiel Wierum
S-77.057
Golfbeweging voor de dijk

Augustus 1978

Bijlagenlijst behorende bij nota S-77.057, Appendix C

<u>Bijlage</u>	<u>Omschrijving</u>	<u>Form./tek.nr.</u>
1A	Golfwaarnemingen op diep water	A3/78.334
1B	Golfwaarnemingen op ondiep water	A4/78.327
2	Situatie Wierumerwad	A2/78.321
3A	Invloed strijklengte op golfhoogte	A4/78.335
3B	Invloed strijklengte op golfhoogte	A4/78.336
4	Golfvoorspelling op ondiep water	A4/78.328
5A t/m E	Gemeten golfspectra	3Z/78.329/33
6	Verband tussen H_s en D	A4/78.338
7	Invloed spectrumbreedte op H'/d'	A4/78.337

Tabel. Overzicht golfmetingen Wierumerwad 1977/1978

Golfbeweging voor de dijk

De golfbeweging wordt hoofdzakelijk bepaald door de waterdiepte voor de dijk, de windsnelheid en de strijklengte. Ook andere factoren, die veelal wegens de geringe invloed worden verwaarloosd of gemakshalve worden weggelaten omdat er weinig over bekend is, spelen een rol: buigtheid, temperatuursverschillen, stromingen, e.d. Voor het voorspellen van de golfbeweging op het Wierumerwad tijdens stormvloed kan gebruik worden gemaakt van de vele verschillende methoden die daarvoor zijn ontwikkeld. Verwezen zijn naar de studie die in het kader van werkgroep 1 wordt verricht (litt. 3). Van de drie daarin vermelde categorieën, van golfvoorspellingsmethoden (t.w., de voorspelling van H_S en T_S , de voorspelling van een spectrum en die voor alle golfcomponenten afzonderlijk) worden de twee eenvoudigste het meest gebruikt, ook al omdat van de extra informatie die de laatstgenoemde en meest bewerkelijke methode geeft, geen gebruik wordt gemaakt.

Op ondiep water zoals het waddengebied, kunnen ook de tweede categorie voorspellingsmethoden niet worden gebruikt; deze geven immers een standaardspectrum dat op ondiep water niet tot ontwikkeling komt.

Derhalve blijven uitsluitend de methoden van de eerste categorie over, waarvan weer die methoden afvallen die uitsluitend voor diep water gelden.

Op bijlage 1a en 1b zijn een groot aantal golfwaarnemingen weergegeven ontleend aan litt. 5 en 6 op diep resp. ondiep water. Tevens zijn enkele golfvoorspellingslijnen getekend die het verband tussen H' en F' resp. H' en d' aangeven, zoals dat door verschillende onderzoekers is verondersteld. De spreiding van de waarnemingen rond deze lijnen is groot; in hoeverre de herleiding van de golfparameters tot dimensieloze grootheden hier bij een rol speelt is uit de gegevens niet te achterhalen. Vermoedelijk blijft de spreiding van dezelfde orde van grootte indien in plaats van de dimensieloze grootheden de werkelijke golfhoogten, strijklengte e.d. worden gehanteerd.

Wil men op ondiep water de golfbeweging voorspellen, dan dient eerst een schematisatie van de bodem en strijklengte te worden gemaakt (zie ook litt. 2). Op bijlage 2 is een overzicht van het wad gegeven, waarop voor de verschillende windrichtingen de

geschematiseerde strijklengte is weergegeven. Daarnaast zijn in de inzet op bijlage 2 twee schematische profielen over het voorland getekend: de invloed van de geul op de H_s volgens Bretschneider/Miche bedraagt bij een waterstand van NAP + 2,5 m (waterdiepte op het wad 3,0 m) nog slechts 0,1 m, op een golfhoogte van 0,8 m; bij hogere standen is deze invloed nog kleiner.

Om deze reden is eenvoudshalve verder geen rekening met eventuele geulen gehouden.

Op bijlage 3 is het verband aangegeven tussen de strijklengte, waterstand, golfhoogte en windsnelheid indien de golfgroeiprofielen van Bretschneider worden toegepast op de geschematiseerde situatie te Wierum. Ter vergelijking is op bijlage 4 te zien hoe - voor een drietal strijklengten - de grafieken en formules van andere auteurs uitkomen. De spreiding in de resultaten neemt daarbij progressief toe met de golfhoogte; een factor 2 verschil tussen de uitersten hoeft geen verwondering te wekken als bedacht wordt dat alle grafieken zijn geijkt aan waarnemingsmateriaal zoals op bijlage 1.

De verschillen in H_s als gevolg van andere strijklengten (bijl. 3) blijken dus van dezelfde orde van grootte of zelfs kleiner dan de verschillen tussen de diverse auteurs.

Gezien de spreiding in de uitkomsten van de verschillende methoden, is besloten om door een aantal golfmetingen te trachten een indruk te krijgen van de golfbeweging op het wad. Door de Meet- en Adviesdienst Delfzijl van de Rijkswaterstaat werd een golfmeetboei (Datawell waverider) op ca. 100 m voor de dijk gelegd (zie bijl. 2).

Tijdens een aantal stormen in het winterseizoen 1977-1978 werd elk uur en zo mogelijk elke halfuur gedurende ongeveer een kwartier de golfbeweging geregistreerd.

De registraties zijn door de DIV geanalyseerd (programma WAVEPA 19).

De resultaten zijn in tabel 1 samengevat, de geanalyseerde golfspectra zijn op bijlage 5 weergegeven.

Uit deze spectra blijkt zeker geen duidelijke standaardvorm; er is zelfs geen dubbeltoppigheid waarneembaar, die door door-dringende Noordzeedesning veroorzaakt zou kunnen zijn.

Met verwaarlozing van de mogelijk beperkende invloed van de kleinere strijklengte - hoewel van steeds minder belang bij kleinere waterdiepten - zijn de meetresultaten op bijl. 7 (over-

eenkomstig bijl. 1b) uitgezet

De meeste waarnemingen blijken minder dan 10% af te wijken van de best passende rechte door de overige punten, terwijl slechts een enkele waarneming meer dan 20% (te kleine golfhoogte) afwijkt.

De meetresultaten zijn ook vergeleken met de metingen van de Meet- en Adviesdienst Delfzijl (litt. 3), zie bijlage 6. De waarnemingen van Delfzijl op het Uithuizer wad blijken zeer goede overeenstemming met de soortgelijke waarnemingen te Wierum te vertonen. Opgemerkt zij dat hier als diepte niet de wadhoogte over grotere lengte (geschematiseerd op NAP - 0,50 m) maar de hoogte bij de boei, direct voor de dijk is genomen (NAP + 0,50 m).

Bij extrapolatie naar hogere waterstanden, b.v. NAP + 5,5 m geeft de formule van de Meet- en Adviesdienst Delfzijl ($H_s = 0,41 D - 0,04$) een H_s van 2 m. Bijlage 1b (bij $H = 31$ m/s) geeft dan eveneens een H_s van ca. 2 m. Bij andere windsnelheden zullen de uitkomsten meer van elkaar verschillen, maar zolang het lineaire logaritmische verband van bijlage 1b geldt wijzigt H_s evenredig met u , zodat een 20% hogere of lagere windsnelheid slechts ca. 10% variatie in H_s ten gevolge heeft.

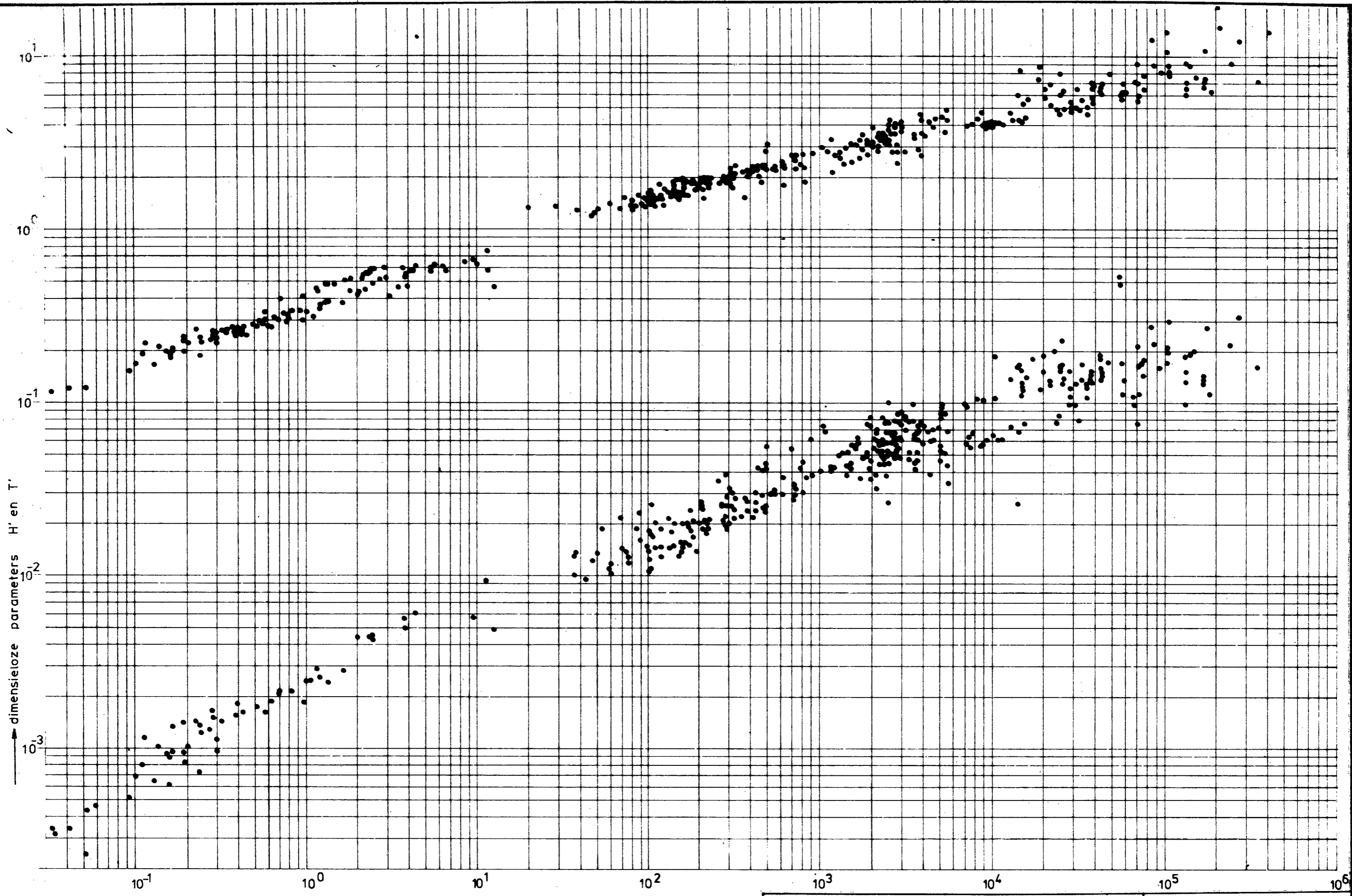
De beperkte strijklengte (afhankelijk van de windrichting) heeft een grotere invloed. Volgens Bretschneider (litt. 4) betekent een strijklengte van 15 km een verlaging van H_s met 0,25 m ten opzichte van de volgroeide situatie, welke reductie ook door Delfzijl wordt aangehouden; een strijklengte van 7 km betekent nogmaals een verlaging met 0,25 m tot ca. 1,5 m.

Hoewel zeker tijdens hoge waterstand een zekere hoeveelheid energie uit Noordzeegolven door de zeegaten in het Waddengebied zal kunnen doordringen, zal de bijdrage aan de lokale golfbeweging door spreiding over een groot gebied betrekkelijk gering zijn, te minder naarmate de lokaal opgewekte golven het volgroeide stadium benaderen. Getracht is aan de hand van de meetresultaten een verband te vinden tussen de spectrumbreedte (ϵ) en H_s/D (bijl. 7). Een harde uitspraak is niet te doen, gezien het karige aantal waarnemingen, andere reeds eerder genoemde invloeden vertroebelen het beeld vermoedelijk; een zekere tendens lijkt echter niet aanwezig.

Ervan uitgaand dat ook tijdens hogere waterstanden andere factoren een grotere afwijking van H kunnen veroorzaken, wordt verondersteld dat de direct m.b.v. de grafieken van Bretschneider voor de locale golfgroei bepaalde H een redelijke benadering is, waarbij echter bedacht moet worden dat de mogelijke afwijkingen groot zijn.

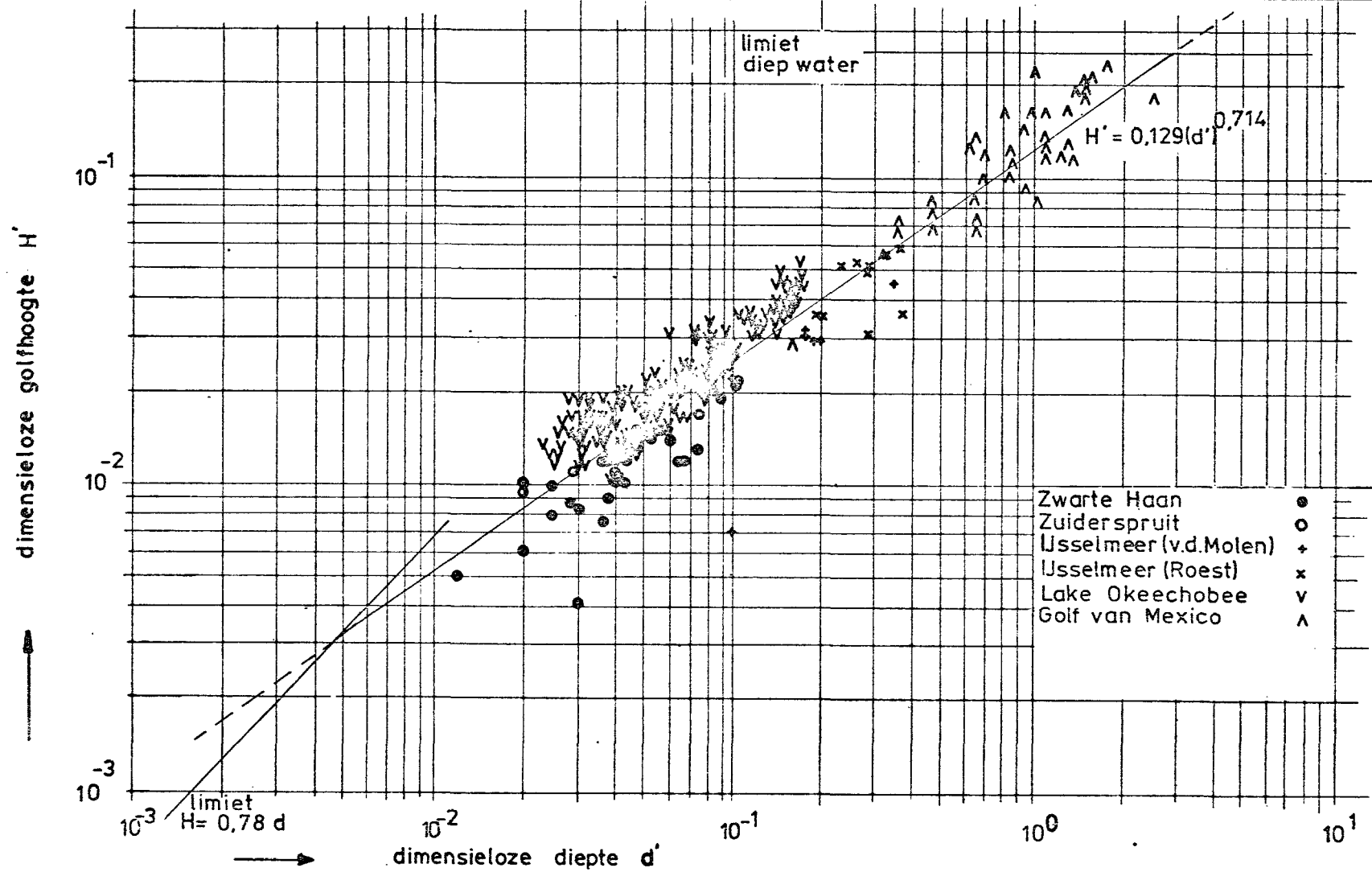
Litteratuur.

- 1 Inventarisatie en evaluatie golfvoorspellingsmethoden (concept)
ir. L.H. Holthuysen.
- 2 Over het berekenen van deltaprofielen
Studiedienst Vlissingen (1972).
- 3 Golfoploopmeting dijk Emmapolder
Studiedienst Delfzijl (1974).
- 4 Shore Protection Manual
Coastal Engineering Research Center (1973).
- 5 Numerical Prediction of Ocean Waves in the North Atlantic
B.W. Wilson, Deutsche Hydrografische Zeitschrift (1965).
- 6 Oceanographical Engineering
R.L. Wiegel (1964).



→ dimensionloze parameter F'

GOLFWAARNEMINGEN OP DIEP WATER			BIJLAGE 1 A	
APPENDIX C			WIERUM	
CENTRUM VOOR ONDERZOEK WATERKERINGEN	gem	get	gez	SCHAAL -
		JK		
	8-78			A3
			WERKNR. S-77.057	
			TEK. NR. 78.334	



GOLFWAARNEMINGEN OP ONDIEP WATER

BIJLAGE 1B

APPENDIX C WIERUM

SCHAAL —

CENTRUM VOOR ONDERZOEK
 WATERKERINGEN

gem	get	gez
	JK	1
	878	

A 4

WERKNR. S-77.057
 TEK. NR. 78.327

N O O R D Z E E

SCHEMATISCHE DOORSNEDE F = 10 km

I wadbodem NAP - 0.50 m

4 km

3 km

3 km

II wadbodem NAP - 0.50 m

geulbodem NAP - 3.00 m

AMELAND

WIERUMERGRONDEN

F NOORD = ∞

F NNW = 7 km

F NW = 9 km

F WNW = 12 km

F R I E S C H E

SITUATIE WIERUMERWAD

APPENDIX C WIERUM

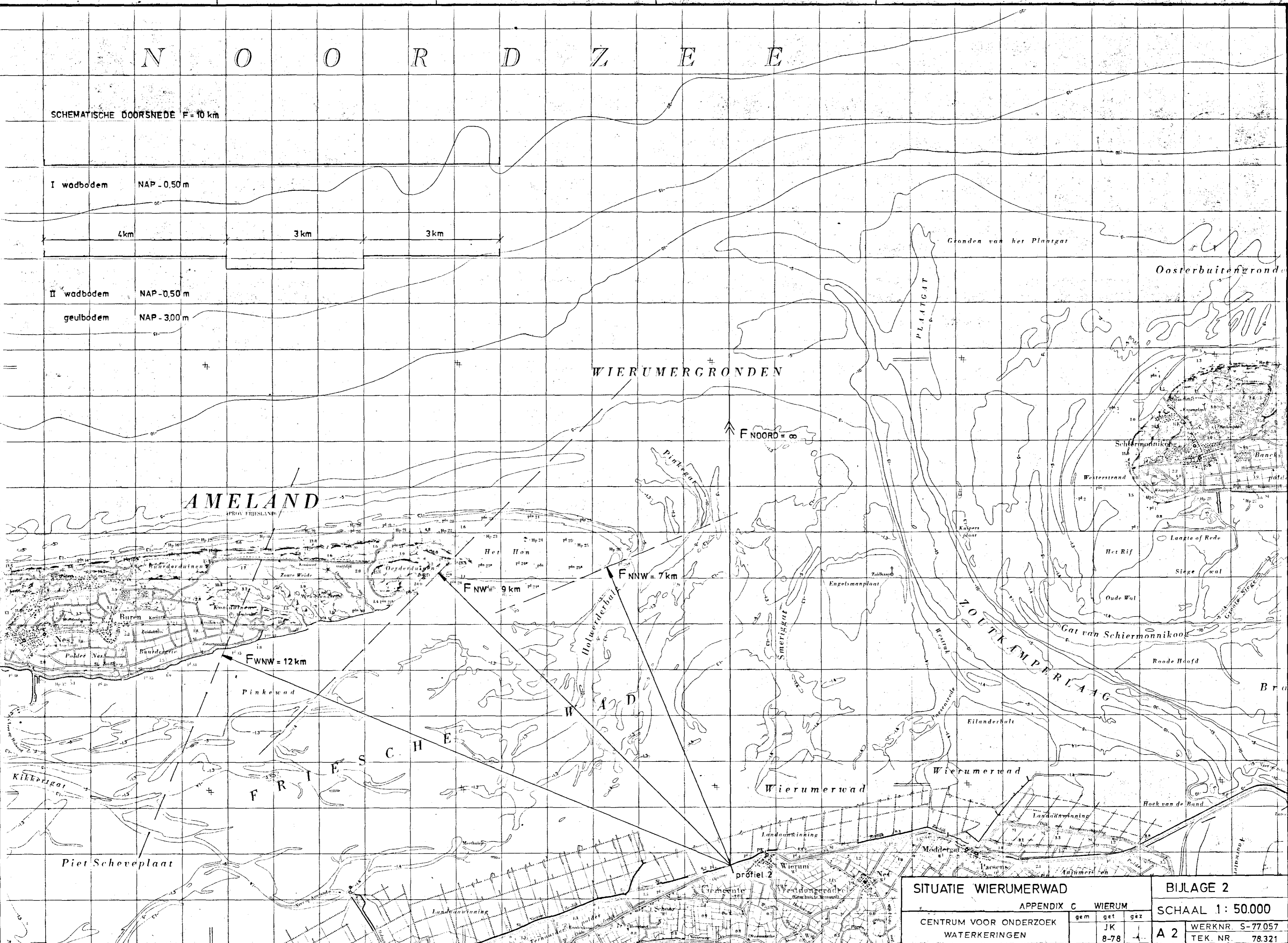
CENTRUM VOOR ONDERZOEK
WATERKERINGEN

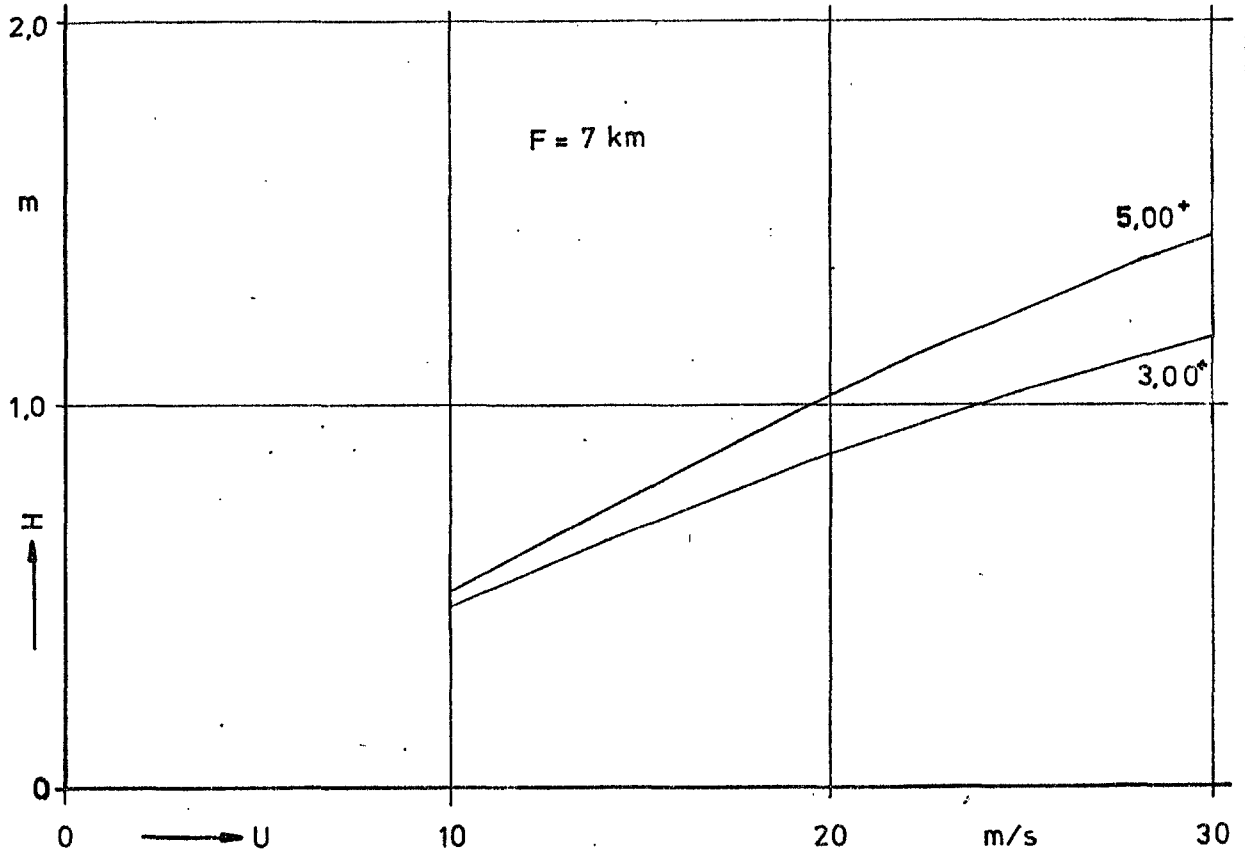
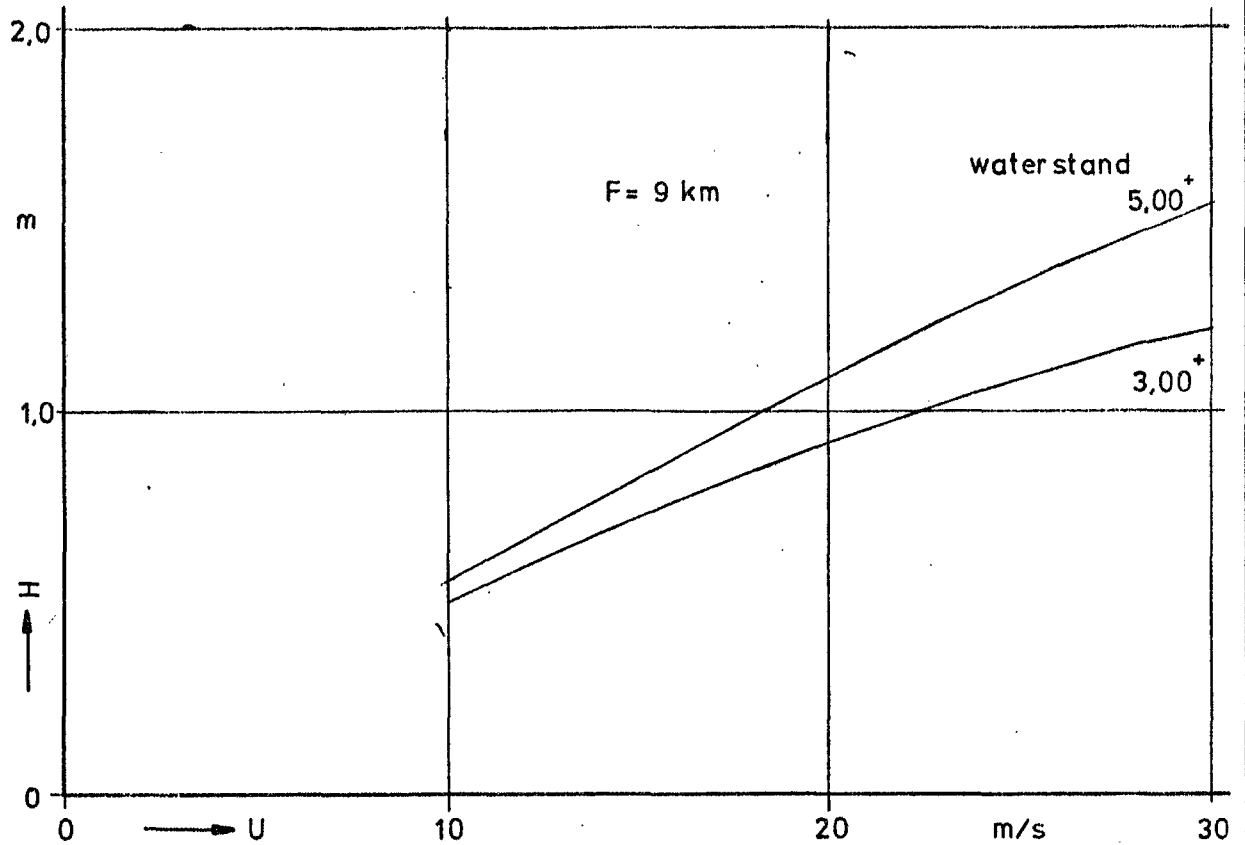
gem	get	gez
JK		
8-78		

BIJLAGE 2

SCHAAL 1 : 50.000

A 2 WERKNR. S-77.057
TEK. NR. 78.321



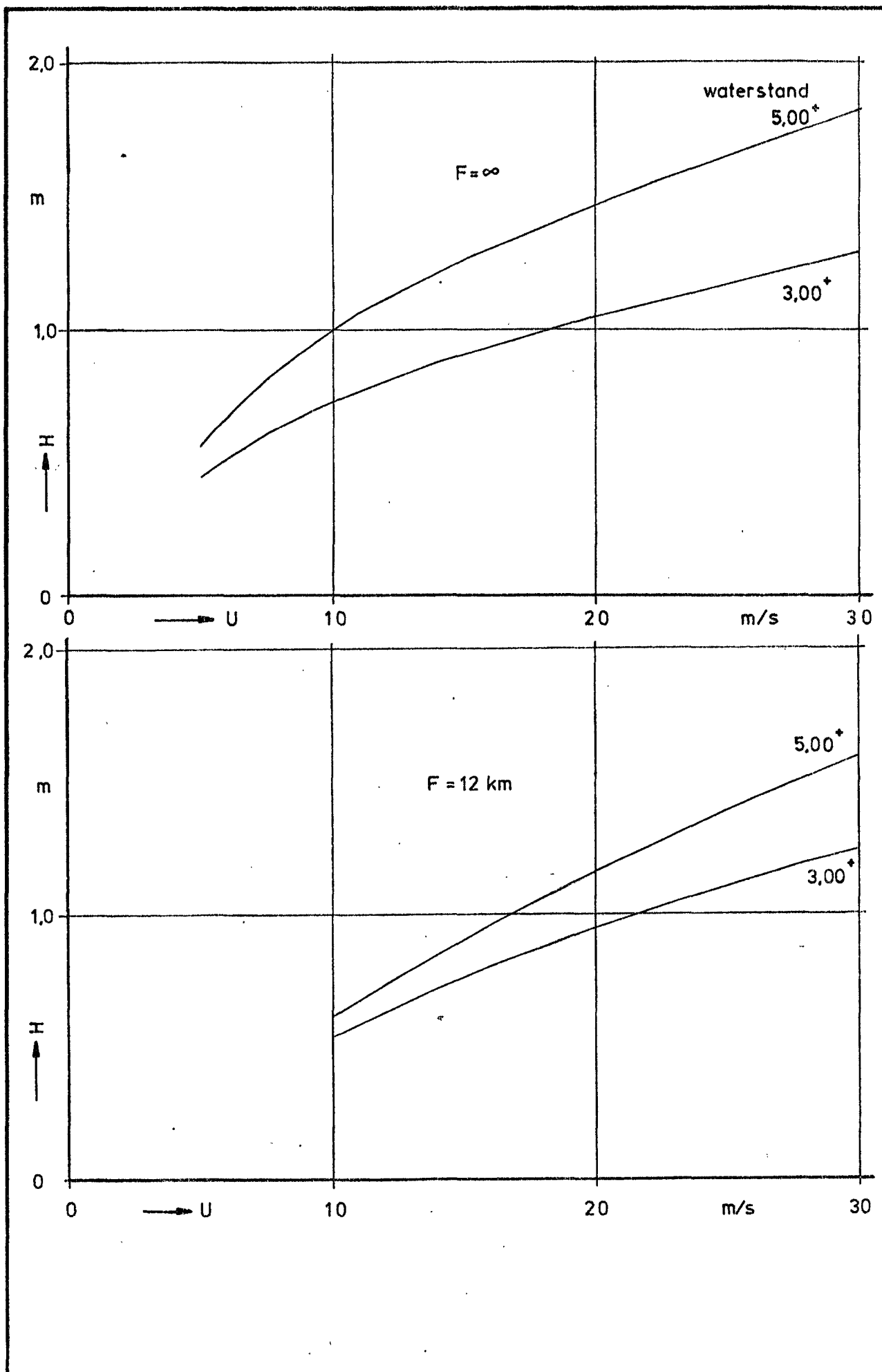


INVLOED STRIJKLENGTE OP GOLFHOOGTE

APPENDIX C WIERUM

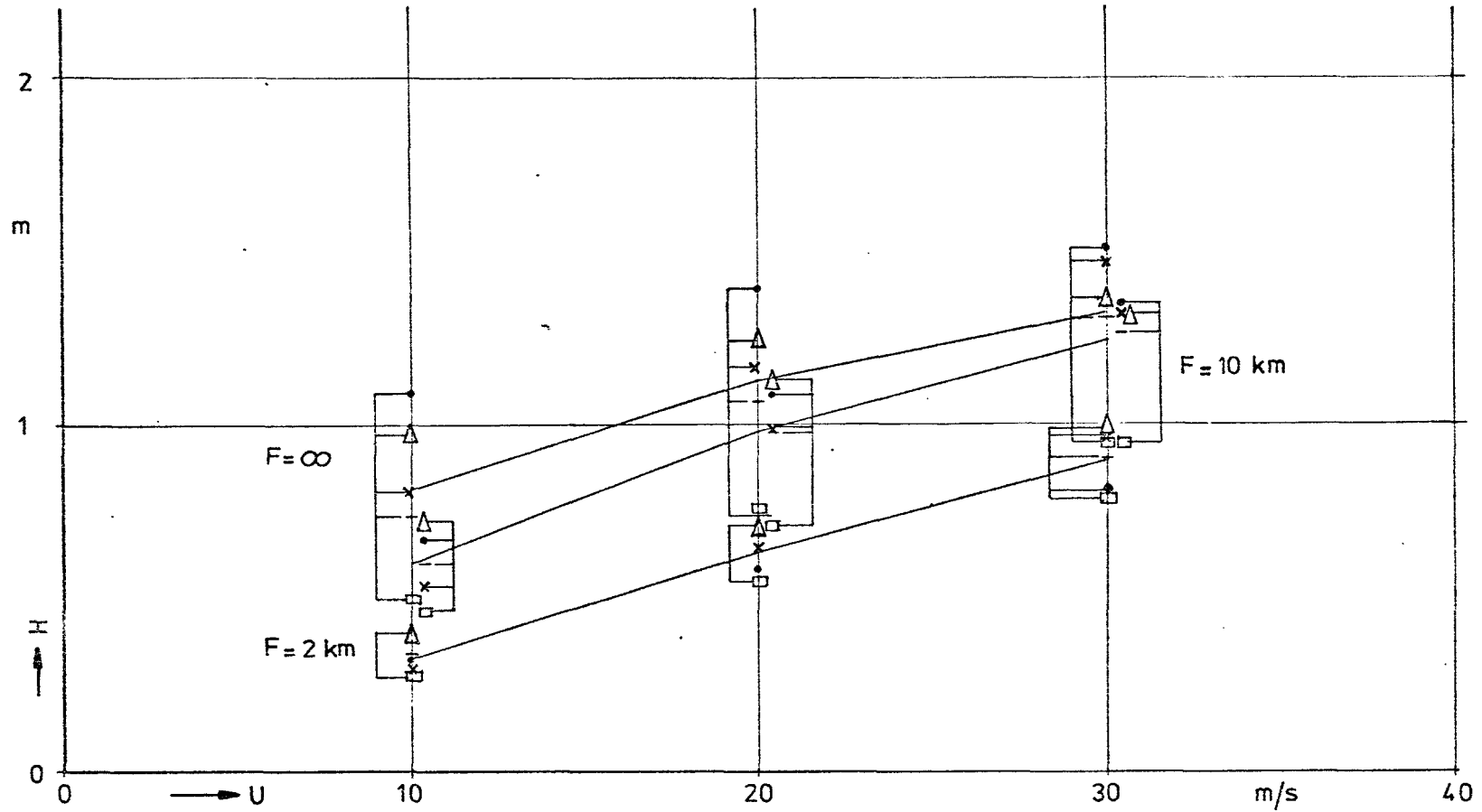
CENTRUM VOOR ONDERZOEK
WATERKERINGEN

BIJLAGE 3B	werknr. S - 77.057
get. JK 878 gez. . . .	tek.nr. A4 - 78.336

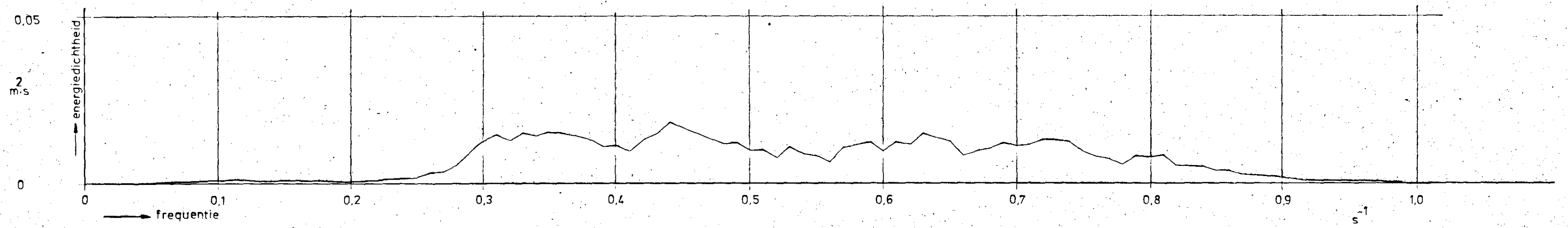


INVLOED STRIJKLENGTE OP GOLFHOOGTE		
		APPENDIX C. WIERUM
CENTRUM VOOR ONDERZOEK WATERKERINGEN	BIJLAGE 3A	werknr. S-77.057
	get. JK 87s	tek nr. A4-78.335

- Groen en Dorrestein
- x Bretschneider
- Ou en Tang
- △ Thijssse en Schijf
- Ijuna en Tang



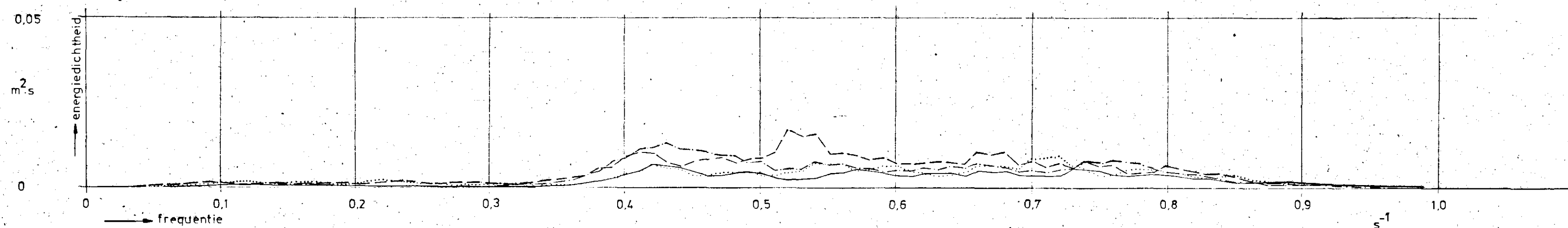
15 november 1977
1515 - 1529 uur



GEMETEN GOLFSPECTRA			BIJLAGE 5A	
APPENDIX C WIERUM			SCHAAL	
CENTRUM VOOR ONDERZOEK WATERKERINGEN	gem	get	gez	3Z
		JK 878	↓	

16 november 1977

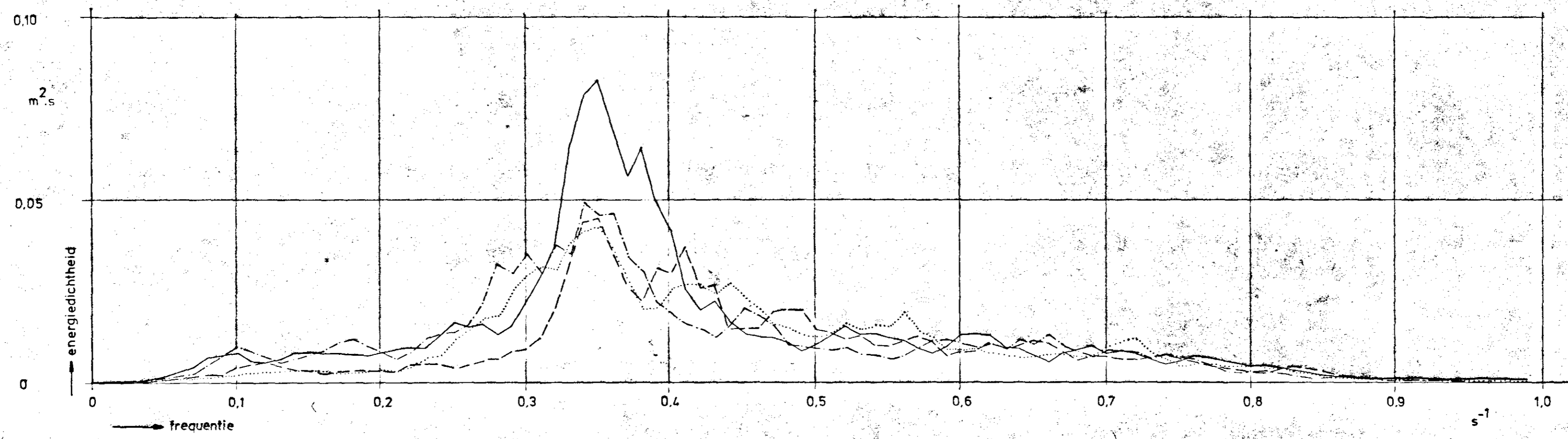
- 11.31 - 11.45 uur
- - - 11.59 - 12.13 uur
- - - 12.29 - 12.44 uur
- 12.58 - 13.13 uur



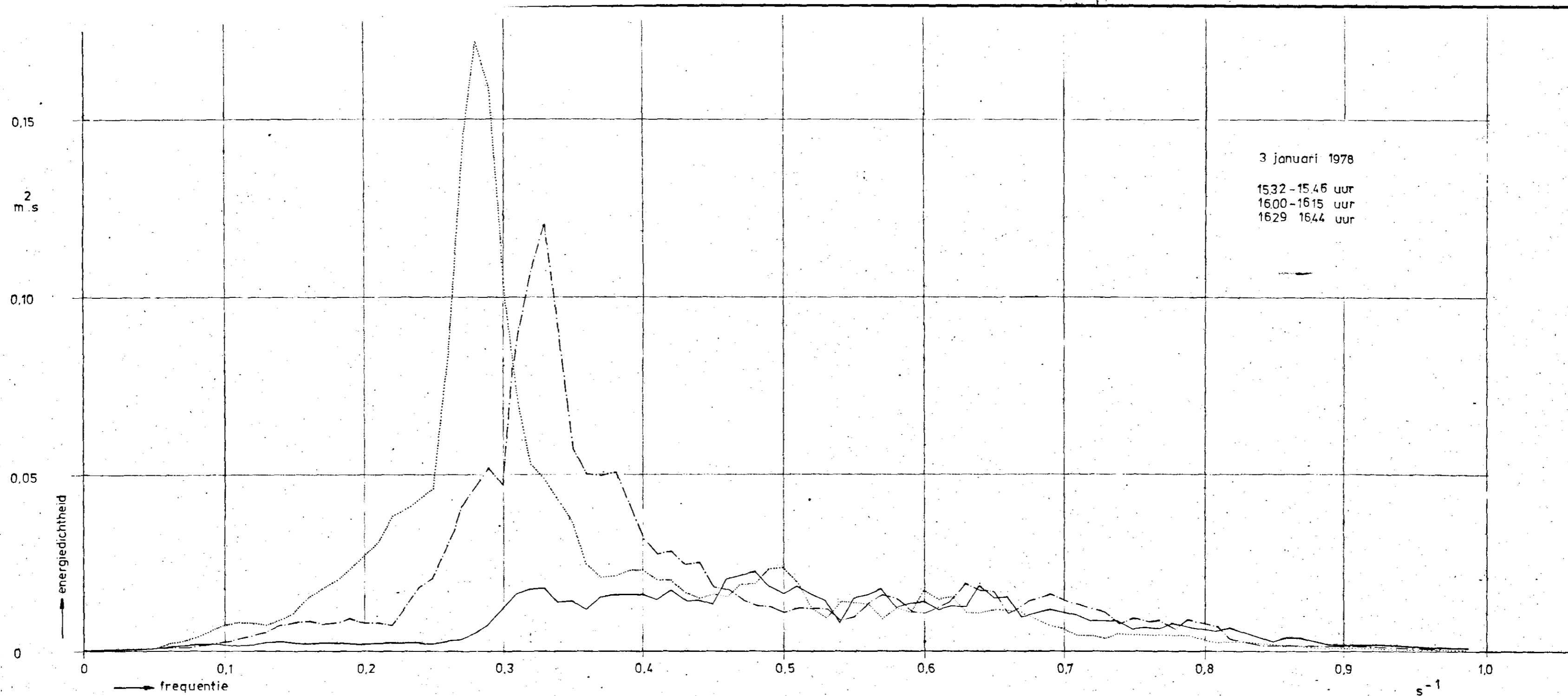
GEMETEN GOLFSPECTRA			BIJLAGE 5B	
APPENDIX C WIERUM			SCHAAL -	
CENTRUM VOOR ONDERZOEK WATERKERINGEN	gem	get	gez	3Z
		JK 878	1 -1	

25 november 1977

- 08.29 - 08.44 uur
- - - 08.55 - 09.09 uur
- - - 09.55 - 10.10 uur
- 10.27 - 10.41 uur

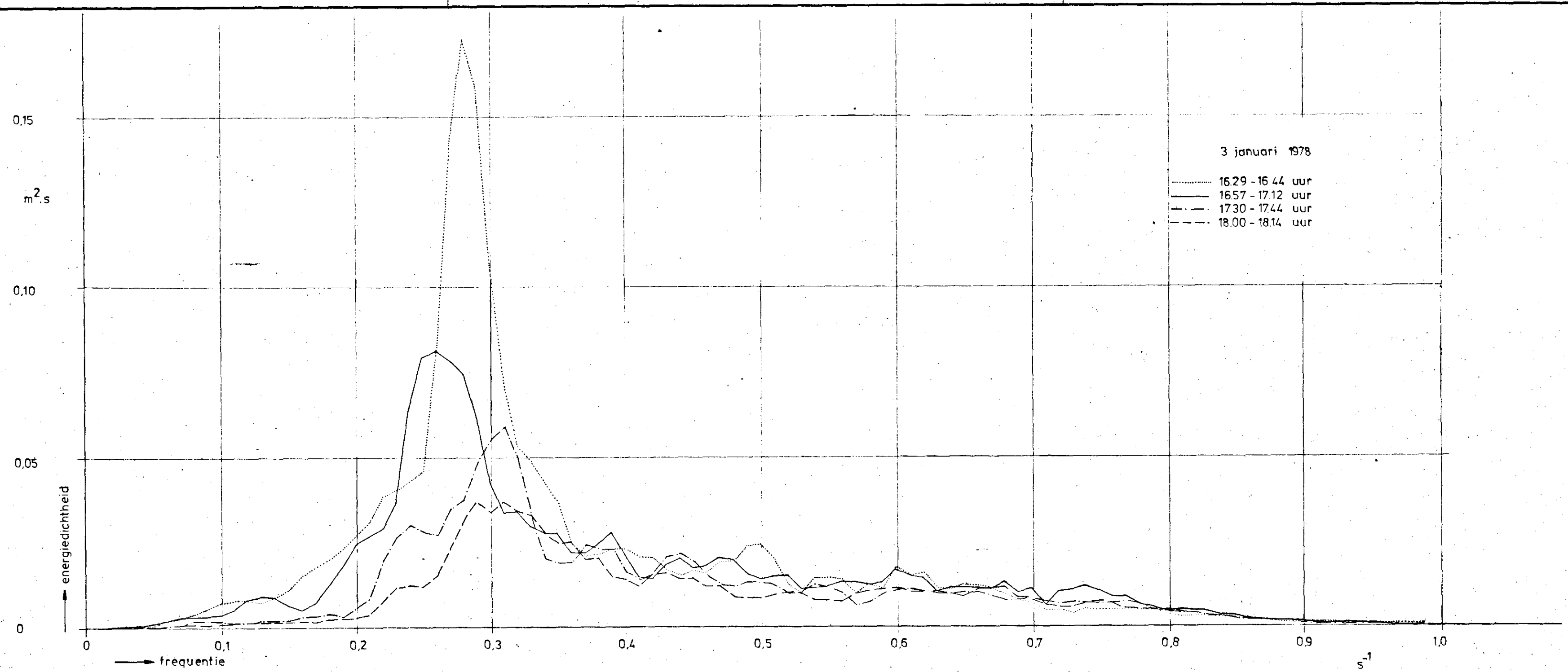


GEMETEN GOLFSPECTRA			BIJLAGE 5C	
APPENDIX C WIERUM			SCHAAL -	
CENTRUM VOOR ONDERZOEK WATERKERINGEN	gem	get	gez	3Z
		JK 878		



3 januari 1978
 1532-1546 uur
 1600-1615 uur
 1629 1644 uur

GEMETEN GOLFSPECTRA			BIJLAGE 5 D	
APPENDIX C		WIERUM		
CENTRUM VOOR ONDERZOEK WATERKERINGEN	gem	get	gez	SCHAAL -
		JK 878		3 Z WERKNR. S-77057 TEK. NR. 78333

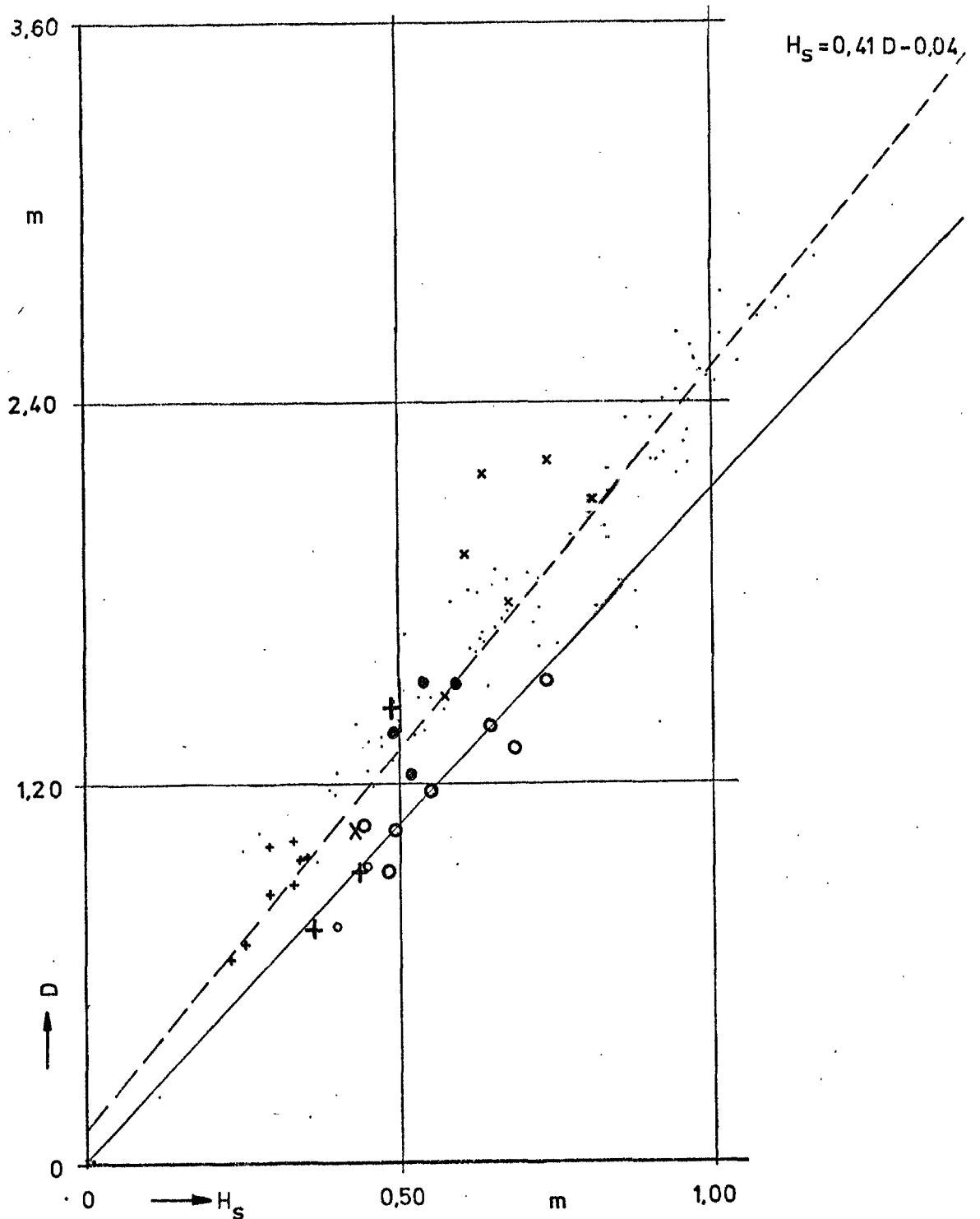


GEMETEN GOLFSPECTRA			BIJLAGE 5 E	
APPENDIX C WIERUM			SCHAAL -	
CENTRUM VOOR ONDERZOEK WATERKERINGEN	gem	get	gez	3 Z
		JK 878	†	

WIERUM WAVEPA ANALOGE REGISTRATIE

15-11-'77 X x
 16-11-'77 + +
 25-11-'77 ● ●
 3-1-'78 ○ ○

meetresultaten studiedienst
 Delfzijl



VERBAND TUSSEN H_s EN D

APPENDIX C

WIERUM

CENTRUM VOOR ONDERZOEK
 WATERKERINGEN

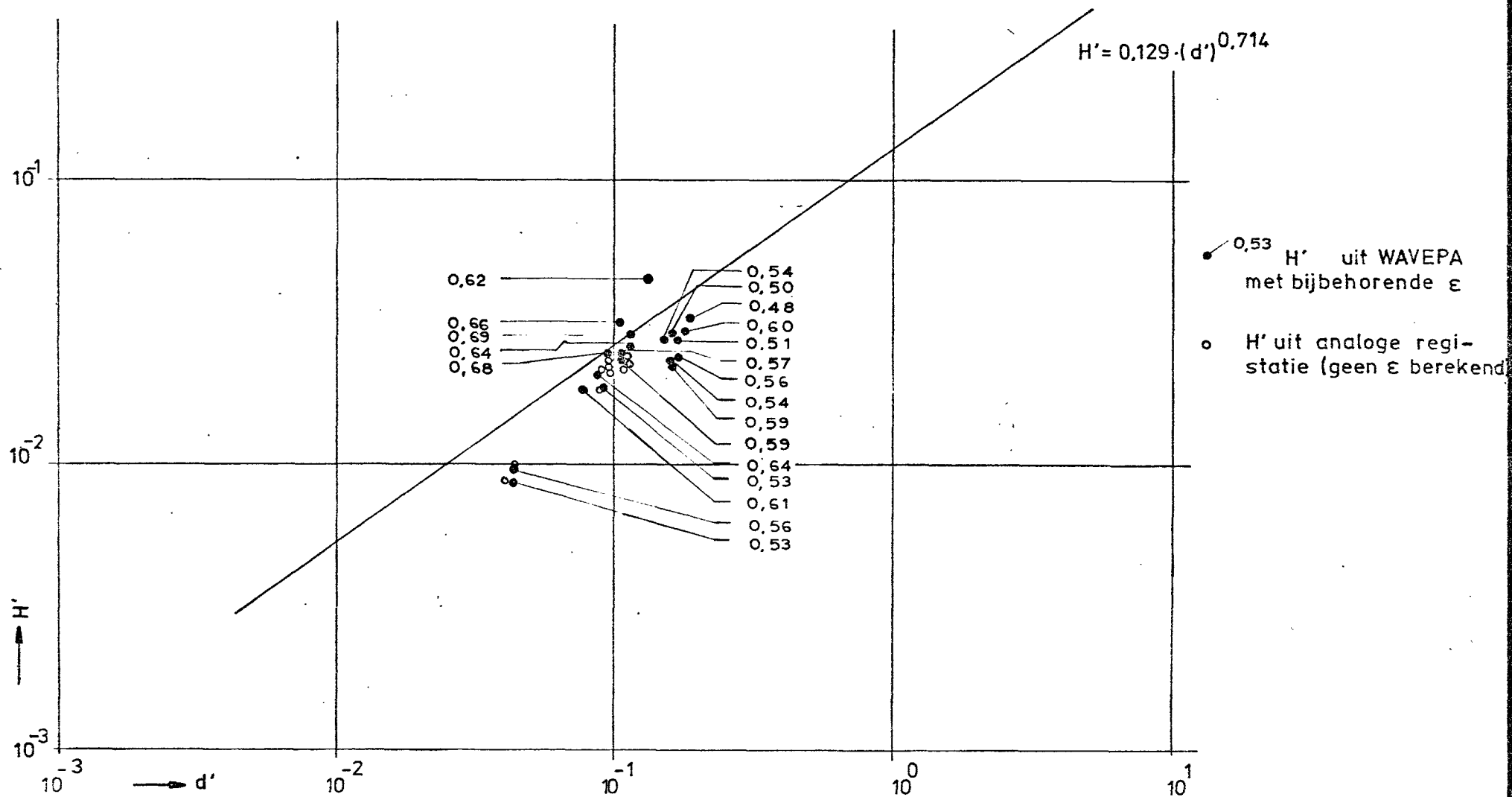
BIJLAGE 6

werknr. S-77057

get. JK 878

gez. 4

tek.nr. A4-78338



Appendix D
Systematisch onderzoek zeedijken
proefprofiel Wierum
S-77.057
Gemeten golfoploop

Augustus 1978

Bijlagenlijst behorende bij nota S-77.057. Appendix D

<u>Bijlage</u>	<u>Omschrijving</u>	<u>Form./tek.nr.</u>
1	Dwarsprofiel 2 met golfloopmeter	A4/78.326
Tabel 1	Resultaten golfloopmeting	

Gemeten golfoploop

Op 15 november 1977 zijn tijdens storm oploopmetingen verricht ter plaatse van profiel 2 (bijl. 1) met de 18-punts stappenbaak (litt. 1), gedurende een viertal perioden van ongeveer een uur, t.w. 10.33-11.54 uur, 11.57-12.55 uur, 12.56-13.57 uur en 13.58-15.00 uur. Van deze registraties bleek de eerste onbruikbaar door een te lage magneetbandsnelheid.

Aan de hand van de overige registraties, werd telkens voor een periode van 15 minuten de 2%-golfoploop berekend. De berekende waarden staan vermeld in tabel 1.

Uit de twee tijdens deze metingen door de Meet- en Adviesdienst Delfzijl uitgevoerde golfregistraties op het wad, blijkt de H_s op ca. 50 m uit de teen van de dijk over de perioden 12.14 tot 12.28 uur en 13.14 tot 13.28 uur resp. 0,63 en 0,58 m te hebben bedragen (zie ook appendix C).

Aangezien de equivalente taludhelling volgens Saville (litt. 2) $1:3\frac{1}{2}$ tot $1:3\frac{3}{4}$ bedroeg, zouden deze significante golfhoogten volgens $Z_2 = 8 H_s \operatorname{tg} \alpha$ een 2% oploophoogte van 1,3 à 1,4 m gegeven moeten hebben. Een dergelijke waarde ligt ook meer in de lijn van de door Delfzijl gevonden waarden voor de Emmapolderdijk (litt. 3), waar onder ongeveer gelijke omstandigheden de empirische relatie $Z_2 = 1,96 H_s + 0,19$ werd gevonden.

Toepassing van oploopformules waarin tevens de invloed van de golfsteilheid of spectrumbreedte tot uitdrukking komt, bleek niet mogelijk omdat door storing in de walapparatuur van de golfmeter slechts over een analoge registratie beschikt kon worden, waarop (door de kleine schaal) veel informatie verloren is gegaan (appendix C). Gelet op de bij andere metingen gevonden grote spectrum-breedte ($\varepsilon = 0,5$ à $0,6$) zou naar verwachting geen beduidend kleinere oploop zijn gevonden.

De gevonden lagere oploop in vergelijking met de oploopformules en andere praktijkmetingen, zou veroorzaakt kunnen zijn door de geconstateerd enigszins scheve inval ($\beta \approx 20^\circ$), de ruwheid van het talud (koperslakblokken) en de bodemwrijving en refractie. Ofschoon de ervaringen met de stappenbaak geen reden geven de meetresultaten te wantrouwen, verdient een herhalingsmeting in combinatie met een betere golfmeting aanbeveling.

Litteratuur

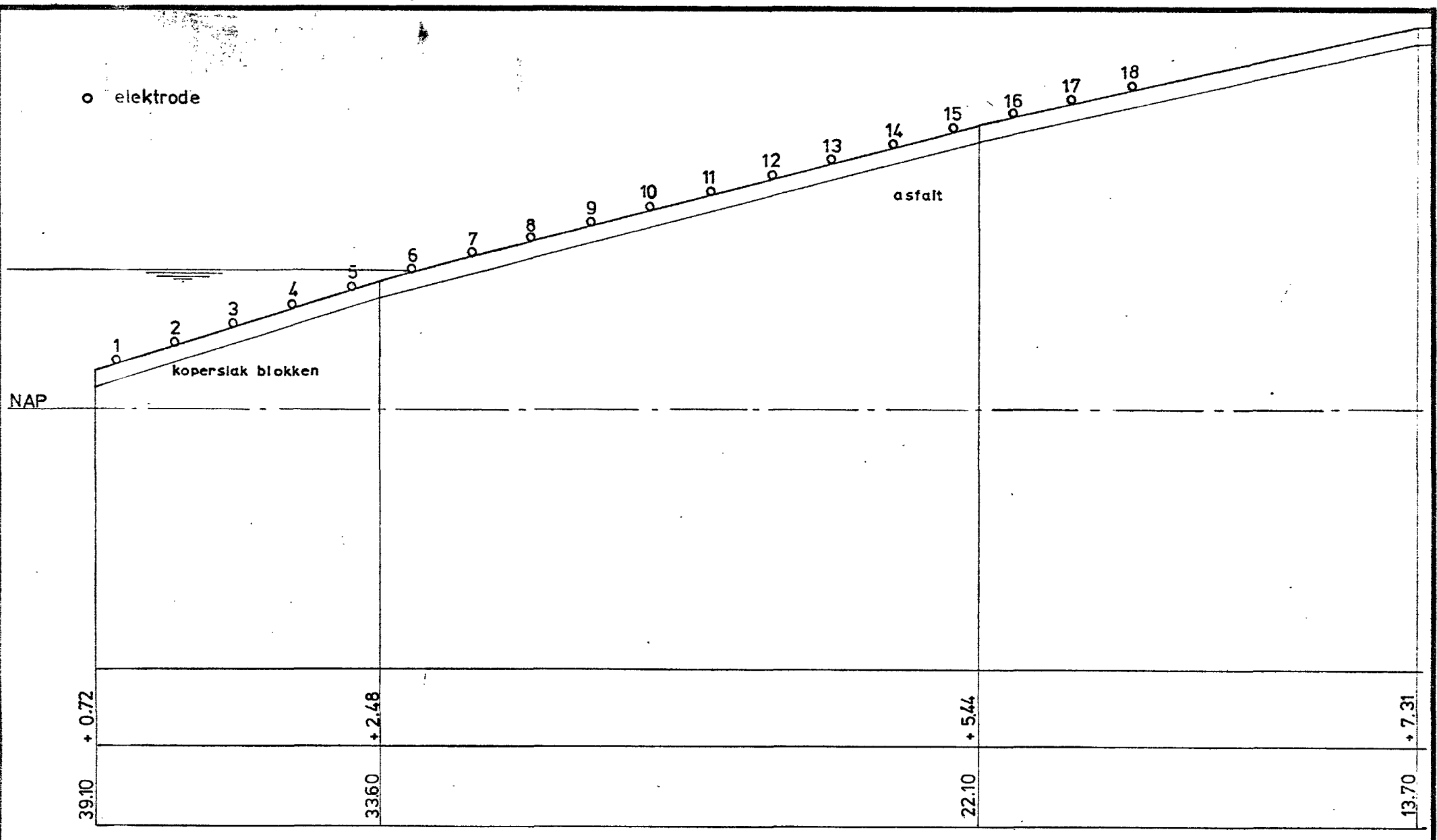
- 1 Golfploopmeting met een 18-punts stappenbaak
COW, 1978.
- 2 Golfploop en golfoverslag
TAW, 1971.
- 3 Berekening kruinhoogte Emmapolderdijk
Meet- en Adviesdienst Delfzijl, 1976.

Resultaten golfoploopmeting te Wierum, 15 november 1977

periode		aantal golven	2% overschrij- dingsniveau in m boven NAP	aantal golfjes tot electrode i	gemiddelde waterhoogte	H _s
aanvang	eind					
11.57 u	12.12 u	165	3,95	2 tot 11, + 13 tot 10	2,75	-
12.12 u	12.27 u	170	3,80	3 tot 10	2,70	0,63
12.27 u	12.42 u	170	3,80	4 tot 10	2,63	-
12.42 u	12,57 u	180	3,70	1 tot 10, + 10 tot 9	2,55	-
12.57 u	13.12 u	195	3,70	3 tot 10, 2 tot 9	2,48	-
13.12 u	13.27 u	185	3,40	1 tot 9, 7 tot 8	2,40	0,58
13.27 u	13.42 u	195	3,35	4 tot 8	2,31	-
13.42 u	13.57 u	200	3,00	7 tot 7	2,20	-
13.58 u	14.13 u	1)	2,65	5 tot 6	2,10	-
14.13 u	14.28 u	1)	2,40	3 tot 6, 6 tot 5	2,00	-
14.28 u	14.43 u	1)	2,10	28 tot 4	1,87	-
14.43 u	14.58 u	1)	1,95	8 tot 4	1,75	-

1) golven zover afgenomen dat enigszins nauwkeurige telling niet meer mogelijk bleek (electroden-afstand te groot).

Tabel 1



CENTRUM VOOR ONDERZOEK
WATERKERINGEN

DWARSPROFIEL 2 MET GOLFOLOOPMETER

APPENDIX D WIERUM

BIJLAGE 1

get. JK 878
gez.

A4

SCHAAL 1:100

WERKNR. S- 77.057

TEK. NR. 78.326