

opdrachtgever:

Rijkswaterstaat

Dienst Weg- en Waterbouwkunde

taluds van losgestorte materialen

schaaleffekten in stabiliteit van grind- en stortsteen taluds
onder golfaanval Deltagoot onderzoek

AFGEHANDELD

deel IV, verslag modelonderzoek

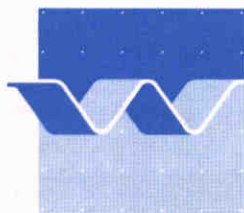
december 1989



taluds van losgestorte materialen

schaaleffekten in stabiliteit van grind- en stortsteen taluds
onder golfaanval Deltagoot onderzoek

J.W. van der Meer



SAMENVATTING

Het eerste gedeelte van het M1983 onderzoek bestond uit ongeveer 300 proeven op kleine schaal naar de statische stabiliteit van stortsteen taluds onder golfaanval. Het resultaat kon worden samengevat in twee nieuwe praktische stabiliteitsformules waarin de meest belangrijke parameters waren bijeengebracht (verslag M1983 deel I). Het tweede gedeelte van het onderzoek bestond uit ongeveer 150 proeven op kleine schaal naar de dynamische stabiliteit (profielvorming) van stortsteen taluds en grindstranden. Het resultaat was een eenvoudig computerprogramma dat de profielen onder golfaanval kan berekenen (verslag M1983 deel II).

Het laatste deel van het onderzoek wordt in dit verslag gerapporteerd en beschrijft de proeven die op grote schaal in de Deltagoot zijn uitgevoerd en de vergelijking met de resultaten uit de kleinschalige proeven. De volgende aspecten zijn onderzocht:

- De stabiliteit van statisch stabiele stortsteen konstrukties
- Oploop en reflectie bij statisch stabiele stortsteen konstrukties
- De stabiliteit en vervorming bij berm golfbrekers
- De overslag en reflectie bij berm golfbrekers
- De profielvorming bij grindstranden
- De ribbelforming bij grindstranden met klein grind.

De algemene konklusie is dat vrijwel nergens zodanige afwijkingen zijn aangetroffen dat bij de kleinschalige proeven de aanwezigheid van schaaleffekten van invloed was. Ribbelforming kon met bestaande relaties voor zandbodems en taluds redelijk worden beschreven en ook kon een grens worden bepaald waarbij ribbelforming begint.

INHOUD

SAMENVATTING

	blz.
1. <u>Inleiding</u>	1
1.1 Opdracht en verantwoording.....	1
1.2 Probleemstelling taluds van losgestorte materialen.....	4
1.3 Konklusies.....	6
2. <u>Opzet van het onderzoek</u>	8
2.1 Proevenprogramma.....	8
2.2 Het model.....	9
2.3 Instrumentatie en meetprocedure.....	12
2.4 Data-acquisitie.....	15
3. <u>Dynamische profielvorming</u>	16
3.1 Schaaleffekten - proeven 1 en 2.....	16
3.2 Extrapolatie naar hoge $H_0 T_0$ waarden - proeven 3 - 9.....	18
3.3 Ribbelforming bij grind profielen.....	19
4. <u>Statische stabiliteit - stortsteen taluds</u>	26
4.1 Verifikatie van stabiliteits formules.....	26
4.2 Oploop, neerloop en reflectie.....	29
4.3 Berm golfbreker.....	31

LITERATUUR

LIJST VAN TABELLEN

LIJST VAN FIGUREN

LIJST VAN SYMBOLEN

TABELLEN

FIGUREN

TALUDS VAN LOSGESTORTE MATERIALEN

Schaaleffekten in stabiliteit van grind- en stortsteen taluds onder golfaanval

1. Inleiding

1.1 Opdracht en verantwoording

In zijn brief van 20 september 1983, met kenmerk WT 2073 verleent de Deltadienst van Rijkswaterstaat, opdracht aan het Waterloopkundig Laboratorium voor het uitvoeren van werkzaamheden zoals omschreven in de aanbieding van 10 augustus 1983, met kenmerken V6732/M1809/LV1861/vdM/gve en V5214/M1809/dB/g.

In zijn brieven van 27 december 1983 met kenmerk WT 2673 en van 20 februari 1984 met kenmerk WT 223 verleent de Deltadienst opdracht voor een stuk aansluitend onderzoek zoals omschreven in:

Taluds van losgestorte materialen

Opzet tot een totaalpakket van onderzoek M 1809/M 1983, oktober 1983.

Het modelonderzoek is uitgevoerd van september 1983 tot februari 1986 en stond onder leiding van dr.ir. J.W. van der Meer van het Waterloopkundig Laboratorium, die ook het onderhavige verslag heeft samengesteld. Van de zijde van de opdrachtgever is het onderzoek begeleid door ir. K.W. Pilarczyk van de Deltadienst (nu Dienst Weg- en Waterbouwkunde).

Het onderhavige M1983-onderzoek is, of wordt, gerapporteerd in de volgende afzonderlijke delen:

- M1809 : Taluds van losgestorte materialen. Hydraulische aspecten van stortsteen, grind en zandtaluds onder golfaanval. Verslag literatuurstudie, juli 1984.
- M1983-deel I : Statische stabiliteit van stortsteen taluds onder golfaanval - Ontwerp formules.
- M1983-deel II : Dynamische stabiliteit van grind- en stortsteen taluds onder golfaanval - Model voor profielvorming.
- M1983-deel III : Golfoploop op statisch stabiele stortsteen taluds onder golfaanval.

- M1983-deel IV : Schaafeffekten in stabiliteit van grind- en stortsteen taluds onder golfaanval - Deltagoot onderzoek.
(Het onderhavige verslag).
- M1983-deel V : Statische stabiliteit van overgangskonstrukties bij stortsteen taluds onder golfaanval.
- M1983/H198-deel : Golfneerloop op statisch stabiele stortsteen taluds onder VI
golfaanval.

Naast deze verslagen is het gehele bestand van het onderzoek (ongeveer 800 profielmetingen) samengevat in de volgende bijlagen:

- M1983-Bijlage A : Samengestelde profielpeilingen.
Bijlage behorend bij M1983-deel II.
- M1983-Bijlage B : Profielen statische stabiliteit.
Alleen opgenomen in WL bibliotheek
- M1983-Bijlage C : Profielen dynamische stabiliteit.
Alleen opgenomen in WL bibliotheek

Naast bovengenoemde verslagen is ook rekengereedschap ontwikkeld op de personal computer. Het toepassen van de resultaten van het onderzoek wordt hierdoor sterk vereenvoudigd.

In 1982-1983 is door het Waterloopkundig Laboratorium het literatuuronderzoek M 1809 uitgevoerd betreffende de stabiliteit en vervorming onder golfaanval van taluds van losgestorte materialen. Als uitgangspunt voor deze literatuurstudie diende het grindstrandenonderzoek M 1063/M 1216, uitgevoerd in de jaren 1973-1981, waarbij empirische relaties werden bepaald voor evenwichtsprofielen en langstransporten van grindstranden onder golfaanval. Het doel van het literatuuronderzoek kon in een drietal aspecten worden verdeeld.

- Een beschrijving van bestaande kennis uit literatuur en modelgegevens, betreffende ontwerpcriteria voor taluds van losgestorte materialen. Tot deze taluds behoren zowel statisch als dynamisch stabiele stortsteen taluds en grind- en zandstranden.
- Een toetsing van de empirische relaties, gevonden voor grindstranden (M 1063/M 1216) aan stortsteen taluds (grotere korrelafmetingen) enerzijds en zandtaluds (kleinere korrelafmetingen) anderzijds.

- Het aangeven van de zogenaamde witte plekken, dat wil zeggen het aangeven van gebieden waar kennis of gegevens ontbreken of slechts summier aanwezig zijn.

Uit het lokaliseren van deze witte plekken is een opzet tot een totaalpakket voor onderzoek opgesteld, zoals bovenstaand reeds is genoemd. Uitvoering van dit meerjarig onderzoek moet leiden tot de volgende doelstelling:

Komen tot kwantitatieve ontwerpkriteria voor losgestorte materialen, zowel voor grind als stortsteen, gebaseerd op betere kennis van de wetmatigheden verkregen uit modelonderzoek en hierbij afgeleide rekenmodellen. Deze ontwerpkriteria moeten gelden voor het gehele gebied van dynamische stabiliteit (profielvorming) van grind tot statische stabiliteit van een stortsteen bekleding, met daarin dynamische stabiliteit van stortsteen en de statische stabiliteit van zogenaamde self-adjusted profielen.

Het eerste gedeelte van dit onderzoekprogramma is weergegeven in het verslag M1983 deel I. Het betreft onderzoek naar de statische stabiliteit van stortsteen onder onregelmatige golfaanval. Het resultaat van het eerste gedeelte van het onderzoek zijn twee nieuwe stabiliteitsformules, die de welbekende Hudson formule vervangen. Het tweede gedeelte houdt zich bezig met de dynamische stabiliteit van grind- en stortsteen taluds, waarbij profielvorming het belangrijkste uitgangspunt is. De resultaten zijn gegeven in M1983 deel II.

De resultaten van de bovenbeschreven statische en dynamische stabiliteit zijn gebaseerd op meer dan 400 proeven op kleine schaal. Bij de opzet van het totale onderzoek werd al ingezien, dat verificatie op een grotere schaal belangrijk was. Uit jarenlange ervaring van onderzoeksinstituten over de hele wereld blijkt dat voor de schaal waarop het onderhavige onderzoek is uitgevoerd, niet direct voor schaalearkten hoeft te worden gevreesd. Deze ervaring is vooral gebaseerd op onderzoek waarbij de schaal steeds kleiner werd gekozen, totdat wel afwijkingen ten opzichte van een grotere schaal ontstonden. De verificatie van een model op "normale" schaal naar (bijna) prototype toe is weinig onderzocht.

Het onderhavige verslag beschrijft deze verificatie, waarbij een aantal proeven op een grotere schaal opnieuw is uitgevoerd. De proeven zelf werden uitgevoerd in de periode van september tot november 1985.

1.2 Probleemstelling taluds van losgestorte materialen

Zowel bij de overheid als bij ontwerper en uitvoerder, bestaat de behoefte aan richtlijnen voor het veilig en economisch ontwerpen van kust- en oeververdedigingen van losgestort materiaal. Nationaal zowel als internationaal wordt aan dit probleem aandacht geschonken. Hierbij wordt uitgegaan van de integrale stabiliteit van de konstruktie, waarbij de stabiliteit van de konstruktie als totaal en die van onderdelen worden beschouwd. Vooral bij de probabilistische aanpak bij het ontwerpen, die de laatste jaren opgang heeft gemaakt, wordt de integrale stabiliteit onderzocht. Zowel hydraulische als grondmechanische oorzaken kunnen aanleiding geven tot bezwijken van een of meerdere onderdelen waardoor in het uiterste geval de totale konstruktie kan bezwijken. Een wezenlijk onderdeel hierbij is de stabiliteit van de taludbekleding. In het onderzoek wordt de aandacht voornamelijk geconcentreerd op de stabiliteit van dit type taluds en niet op de integrale stabiliteit van een konstruktie.

De opzet tot een totaalpakket van onderzoek kan worden verdeeld in een aantal hoofdgebieden. Bij het ontwerpen van konstrukties tegen golfaanval kan men kiezen uit een aantal losgestorte materialen, zoals stortsteen, grind, slakken en grof en fijn zand. De overeenkomst tussen deze materialen is duidelijk, ze bezitten immers allemaal een korrelstructuur. Onderscheid wordt eigenlijk uitsluitend gemaakt op basis van de grootte van de korreldiameters.

Het gedrag van taluds van losgestorte materialen onder golfaanval is dan ook in hoge mate afhankelijk van de grootte van de toegepaste korreldiameters. Een en ander wordt verduidelijkt in figuur 1, waar het toepassingsgebied van losgestorte materialen is gerelateerd aan de parameter $H/\Delta D$. Hierin stelt H de golfhoogte voor, Δ de relatieve massadichtheid en D de korreldiameter.

Voor $H/\Delta D < 3$ worden statisch stabiele stortsteen taluds beschouwd, waarbij alleen in ontwerpsituaties enige schade (verplaatsing van elementen) mag optreden. De konstruktie bestaat meestal uit een deklaag met een dikte van enkele diameters, met daaronder een of meerdere filterlagen en een kern.

Bij $3 < H/\Delta D < 20$ bestaat de konstruktie uit een vrij dikke homogene laag stortsteen met kleine diameters. Onder golfaanval ontstaat een evenwichtsprofiel, waardoor deze taluds dynamisch stabiel worden genoemd. Doordat de stuks-

gewichten van deze konstruktie veel kleiner zijn dan bij statisch stabiele stortsteen taluds is het mogelijkwijs een economisch aantrekkelijk alternatief. Dit gebied is maar summier onderzocht.

Bij $H/\Delta D > 20$ komt men terecht bij de profielvorming van grindstranden en bij $H/\Delta D$ waarden van ± 500 en meer worden zandstranden beschouwd.

Door inplaats van een recht talud, een soort evenwichtsprofiel te bouwen, is het mogelijk de statische stabiliteit te handhaven met toepassing van een kleinere diameter. Deze zogenaamde S-profielen kunnen, net als bij dynamisch stabiele taluds, economisch aantrekkelijk zijn door de kleinere toe te passen stuksgewichten. Door het ontbreken van ontwerpgegevens worden ze nog slechts sporadisch toegepast.

De onderzoekstrategie die zal worden gevolgd is schematisch op tabel 1 aangegeven in de vorm van een blokschema. Witte plekken bij grindstranden en stortsteenkonstrukties worden systematisch onderzocht om te komen tot empirische profielrelaties voor een recht of S-vormig uitgangstalud, geldend voor het gehele gebied $H/\Delta D < 200$. In de tabel zijn de vakjes dikomlijnd die betrekking hebben op het onderhavige onderzoek. Voor zowel de statisch als dynamisch stabiele taluds wordt een aantal proeven herhaald op grotere schaal.

Daarnaast zijn proeven uitgevoerd om een extrapolatie te krijgen in het gebied met $H_s/\Delta D_{n50} > 30$. Deze proeven zijn alleen mogelijk in een soortgelijke faciliteit als de Deltagoot, omdat erg klein materiaal (4 mm grind) moet worden gebruikt bij hoge golfhoogten, om dergelijke $H_s/\Delta D_{n50}$ -waarden te krijgen. Onderzoek op kleine schaal zou zand opleveren als modelmateriaal en schaalearfenen zouden dan zeker aanwezig zijn. De resultaten van deze extrapolatie zijn al meegenomen in M1983 deel II.

Tot slot zijn schaalearfenen geëvalueerd bij zogenaamde self-adjusted profielen of bermgolfbrekers. Deze evaluatie heeft niet plaatsgevonden binnen het M1983 onderzoek, alhoewel dit wel de oorspronkelijke bedoeling was. Het onderzoek M2102 voldeed echter aan deze vraag en de resultaten van dat onderzoek zullen ook in dit verslag worden behandeld.

1.3 Konklusies

Statische stabiliteit

1. De algemene konklusie met betrekking tot statische stabiliteit, zoals die uit figuren 54 en 55 kan worden getrokken, is dat de proefresultaten op grote en kleine schaal goed met elkaar en met de ontwikkelde stabiliteitsformules overeenkomen. Schaaleffekten met betrekking tot stabiliteit van stortsteen taluds, zoals uitgevoerd in M1983 deel I, zijn derhalve niet aanwezig geweest. Dit betekent ook dat voor Reynolds getallen groter dan $4 \cdot 10^4$ geen schaaleffekten geconstateerd zijn. De vraag of de waarde waarvoor wel schaaleffekten te verwachten zijn, lager ligt dan $4 \cdot 10^4$, is niet te beantwoorden, omdat simpelweg proeven met lagere waarden niet zijn uitgevoerd.
2. De Deltagoot metingen betreffende oploop en neerloop zijn niet betrouwbaar genoeg om voor een verifikatie te gebruiken. Hoogstwaarschijnlijk werd de oploopdraad al in de eerste proeven beschadigd door rollende stenen.
3. De Deltagoot proeven op een ondoorlatende kern hebben een gemiddelde reflectie coëfficiënt van 0.28, de kleinschalige proeven een gemiddelde van 0.30. Het verschil is wel systematisch, maar klein. De doorlatende konstruktie heeft zowel voor de Deltagoot proeven als de kleinschalige proeven een gemiddelde reflectie coëfficiënt van 0.20. In zijn algemeenheid komt de reflectie voor grootschalige en kleinschalige proeven redelijk overeen.

Dynamische stabiliteit

4. Uit de verifikatie van de relaties die voor het dynamisch profiel zijn opgesteld, volgt dat er geen schaal effecten in de kleinschalige proeven van M1216 zijn opgetreden.
5. Ribbelvorming treedt op bij klein grind onder vrij zware golfaanval. Relaties voor ribbelvorming (ribbelsteilheid, ribbelhoogte en ribbellengte), opgesteld door Nielsen (1981) voor zandbodems en taluds, komen goed overeen met de gevonden waarden voor grind. Hierbij moet voor de golfhoogte de

significante golfhoogte worden genomen en voor de golfperiode de piek periode.

6. Ribbelvorming op steile grind taluds treedt op voor waarden van de mobiliteits parameter ψ (formule 3.5), die groter zijn dan ongeveer 10 of voor waarden van de Shields parameter θ' (formule 3.3) die groter zijn dan 0,15.

Berm golfbreker

7. Vergelijking van de hoeveelheid erosie aan de berm en aan de achterkant van de kruin (veroorzaakt door overslag) en de hoeveelheid verzakte steen (subsidence) bij de teen laat zien dat de verschillen tussen een proef op kleine en op grote schaal minimaal zijn. Voor schaaleffekten bij de stabiliteit van de onderzochte berm golfbreker hoefde niet te worden gevreesd als deze werd uitgevoerd op een schaal 1:35. In zijn algemeenheid betekent dit dat schaaleffekten ten aanzien van stabiliteit niet aanwezig zijn als de golfhoogte in het kleinschalig model groter is dan ongeveer 0.1 m en de gemiddelde steengrootte groter dan 0.03 m.
8. De gemeten reflectie komt goed overeen in de kleinschalige en grootschalige proef. Ook het aantal golven dat over de kruin slaat is vrijwel gelijk. De golfhoogte aan de achterkant van de golfbreker, gegenereerd door overslag, is systematisch een klein beetje hoger in de Deltagoot proef. De verschillen zijn echter klein.

2. Opzet van het onderzoek

2.1 Proevenprogramma

In totaal zijn voor het onderzoek in de Deltagoot twintig proeven uitgevoerd. De eerste negen proeven hebben betrekking op dynamische stabiliteit en de volgende elf proeven op statische stabiliteit. De proeven op dynamische stabiliteit kunnen worden verdeeld in proeven naar schaaleardeffekten en proeven die een extrapolatie geven naar het gebied met $H_s/\Delta D_{n50} > 30$. De proeven naar statische stabiliteit kunnen worden verdeeld in proeven op een doorlatende kern en proeven op een ondoorlatende kern.

De eerste drie proeven werden uitgevoerd met grind met een nominale diameter van $D_{n50} = 0.0187$ m. Het uitgangstalud was een recht talud 1:5. De eerste en tweede proef komen respectievelijk overeen met de proeven 12 en 11 in M1216, maar nu op een schaal die een faktor 4.6 groter is. Deze twee proeven werden uitgevoerd om na te gaan of in het M1216 onderzoek schaaleardeffekten aanwezig waren geweest, die invloed zouden kunnen hebben op het profiel. De derde proef werd op hetzelfde talud en met hetzelfde materiaal uitgevoerd, maar nu met een hogere golfhoogte en langere golfperiode. Deze proef is al een extrapolatie van het gebied wat in M1216 is onderzocht ($15 < H_s/\Delta D_{n50} < 30$).

De proeven 4-9 werden uitgevoerd op een recht uitgangstalud 1:5, met grind met een nominale diameter van $D_{n50} = 0.0041$ m. Als de overgang van grind naar zand op 4 mm wordt gelegd, dan voldoet het materiaal nog net aan de kwalificatie grind. De golfhoogten varieerden tussen 0.6 en 1.7 m en de golfperioden tussen 2.5 en 6 seconden. Met deze proeven werd het gebied met $100 < H_s/\Delta D_{n50} < 250$ onderzocht.

De proeven op statische stabiliteit, beschreven in M1983 deel I, hebben betrekking op rechte taluds tussen 1:1.5 en 1:6. Drie konstruktie typen zijn onderzocht met verschillende doorlatendheid. De doorlatendheid bleek een erg grote invloed te hebben op de stabiliteit van de afdeklaag. Daarom zijn zowel een doorlatende als een ondoorlatende konstruktie onderzocht. Als uitgangstalud is een talud 1:3 aangehouden.

De proeven 10-15 hebben betrekking op een doorlatende konstruktie en de proeven 16-20 op een ondoorlatende konstruktie. De proeven 10-15 kunnen worden vergeleken met de proeven 211-216 in M1983 deel I. De golfperiode voor die proeven was 1.78 s. De proeven 16-20 kunnen worden vergeleken met de proeven 41-45, waarbij de golfperiode 1.77 s. was. Iedere proef werd uitgevoerd met één golfhoogte en na de proef werd het talud hersteld. De resultaten van de afzonderlijke proeven zijn dus onafhankelijk van elkaar. De opzet van deze proeven was de verifikatie van schaaleffekten ten aanzien van de statische stabiliteit. De schaalfaktor tussen de kleinschalige proeven en de Deltagoot proeven bedroeg 6.25.

Met de proeven 1-20 is het gebied voor statische stabiliteit en het gebied van M1216 gedekt wat betreft het onderzoek naar schaaleffekten. Het gebied waar de statische stabiliteit overgaat naar dynamische stabiliteit ($H_s/\Delta D_{n50} = 3-10$) wordt hiermee niet gedekt. Dit gebied werd echter onderzocht in het onderzoek M2102, wat zich bezighield met de stabiliteit van een berm golfbreker in Alaska. Voor berm golfbrekers is de doorlatendheid van de konstruktie erg belangrijk, zoals door Baird and Hall (1984) wordt beschreven. Om na te gaan of een drie-dimensionaal onderzoek op kleine schaal gerechtvaardigd was, werd eerst een proef op deze schaal in een golfgoot uitgevoerd en werd deze proef op een grotere schaal herhaald in de Deltagoot. De resultaten van dit onderzoek zullen ook in het onderhavige verslag worden vermeld.

2.2 Het model

De proeven zijn uitgevoerd in de Deltagoot, die 5 m breed is, 7 m diep en 230 m lang. Het golfschot dat in de goot de golven opwekt kan alleen transleren. Het golfschot wordt gestuurd door een signaal vanaf een ponsband of cassette, waarop een van te voren vastgesteld energiedichtheidsspectrum aanwezig is. Op het golfschot was een reflektie compenserend systeem aanwezig, waardoor reflekties niet opnieuw het model bereikten en waardoor lange golven in de goot werden vermeden. Tussen het golfschot en het model waren twee golfhoogtemeters geplaatst om de inkomende en gereflekteerde significante golfhoogte te meten.

Het model van de eerste negen proeven werd gebouwd op een achter in de goot aanwezig betontalud met een helling van 1:6. Eerst werd met grind een talud 1:5 gemaakt. Hierop werd een twee meter dikke laag aangebracht van de te onderzoeken grind diameter. Figuur 2 geeft een overzicht van dit model.

Voor de proeven 10-20 werd eerst een kern in de goot gebouwd. Voor de proeven 10-15 werd op deze kern direkt de toplaag aangebracht. Voor de proeven 16-20 werd de kern afgedekt met een betonlaag om, net als in M1983 deel I, een on-doorlatende kern te simuleren. Hierop werd een filterlaag aangebracht en daarop weer de afdeklaag. Een overzicht van dit model wordt gegeven in figuur 3.

Aangezien een groot gedeelte van de proeven een verifikatie is van andere proeven op een kleinere schaal, is de nodige aandacht besteed aan het zoveel mogelijk identiek uitvoeren van de proeven. Daarom zijn de graderingen en de vorm van de steen- en grindmengsels nauwgezet vastgelegd en vergeleken met de proeven op kleine schaal, voordat de proeven werden uitgevoerd.

De gemeten zeefkrommen van het grind in de eerste negen proeven zijn gegeven in figuur 4. De gemeten zeefkromme van de kern in proeven 10-15 en de zeefkromme van de filterlaag in proeven 16-20 zijn gegeven in figuur 5. De gewichtsoverschrijdingskromme van de afdeklaag in de proeven 10-20 is ook in figuur 5 gegeven.

Voordat de gegevens van de Deltagoot proeven met de proeven op kleine schaal kunnen worden vergeleken, moet eerst de schaalfactor worden vastgesteld. Voor de proeven 1 en 2 is eerst de zeefkromme vastgesteld, waarna de schaalfactor op de volgende wijze is bepaald. De nominale diameter van het grind, gebruikt in M1216, was $D_{n50} = 0.0041\text{m}$ en de massadichtheid $\rho_a = 2570\text{ kg/m}^3$. Voor het grind in de Deltagoot was de nominale diameter $D_{n50} = 0.0187\text{ m}$ en de massadichtheid $\rho_a = 2600\text{ kg/m}^3$. Als alleen de diameter in beschouwing wordt genomen, ontstaat voor de schaalfactor: $n_L = D_{n50}(\text{Deltagoot})/D_{n50}(\text{M1216}) = 4.56$. Bij stabiliteit van taluds van losgestorte materialen speelt echter ook de massadichtheid een rol. De faktor ΔD_{n50} geeft dit aan in de parameter $H_s/\Delta D_{n50}$. Deze parameter moet als maatgevend worden beschouwd en hierdoor ontstaat voor de schaalfactor: $n_L = \Delta D_{n50}(\text{Deltagoot})/\Delta D_{n50}(\text{M1216}) = 4.65$. Deze wijkt weinig af van de eerder bepaalde faktor, zodat voor de proeven 1 en 2 voor de schaalfactor kan worden aangehouden: $n_L = 4.6$.

Met deze faktor kunnen de diameters in de zeefkromme van het grind uit M1216 worden vermenigvuldigd, zodat een vergelijking kan worden gemaakt met de zeefkromme van de Deltagootproeven. In figuur 4 is op deze manier de zeefkromme van het M1216 grind gegeven. Wat opvalt is dat de zeefkromme iets steiler is

voor het M1216 grind. Aangezien de gradatie niet belangrijk is voor het profiel (M1983 deel II), kan van een goede overeenkomst worden gesproken.

De mengsels voor de kern, de filterlaag en de afdeklaag in de proeven op statische stabiliteit, werden op kleine schaal samengesteld uit verschillende zeeffrakties, waardoor nauwkeurig een rechte lijn voor de zeefkromme werd gevonden in een log-lineaire grafiek. Deze procedure is beschreven in M1983 deel I. De zeefkromme wordt bepaald door de nominale diameter D_{n50} en de gradatie D_{85}/D_{15} . Voor de kleinschalige proeven zijn enkele gegevens onderstaand samengevat.

Steensoort	D_{n50} (m)	D_{50} (m)	D_{85}/D_{15} (-)	ρ_a (kg/m ³)
filter	0.008	0.0089	2.25	-
kern	0.011	0.0131	1.50	-
uniforme steen	0.036	0.040	1.25	2615
riprap	0.036	0.040	2.25	2630

De belangrijkste steensoort voor de proeven 10-20 is natuurlijk de afdeklaag. Het nominale gewicht van de afdeklaag was $W_{50} = 0.122$ kg. Het nominale gewicht van de steen in de Deltagoot was $W_{50} = 26.5$ kg. Als alleen volgens het gewicht wordt geschaald ontstaat een schaalfactor: $n_L = [W_{50} (\text{Deltagoot})/W_{50} (\text{Scheldegoot})] = 6.01$. De massadichtheid van de steen in de Deltagoot bedroeg $\rho_a = 2700$ kg/m³, en dit is hoger dan voor de kleinschalige proeven in de Scheldegoot. In de stabiliteitsformules, ontwikkeld in M1983 deel I, worden de massadichtheid en het gewicht in rekening gebracht door de faktor ΔD_{n50} . Als de schaalfactor met deze faktor wordt bepaald, ontstaat: $n_L = [\Delta D_{n50} (\text{Deltagoot})/\Delta D_{n50} (\text{Scheldegoot})] = 6.25$. Het is deze schaalfactor die gebruikt is om het model te bouwen.

De zeefkrommen van de kern en filterlaag zijn gegeven in figuur 5 en vergeleken met de zeefkrommen uit M1983 deel I, waar bij deze laatsten de diameters zijn vermenigvuldigd met de schaalfactor n_L . De mengsels komen goed overeen. De gewichtsoverschrijdingskromme van de afdeklaag is bepaald uit het wegen van 200 stenen en is gegeven in figuur 5. De gradatie van de afdeklaag is ongeveer $D_{85}/D_{15} = 1.38$. De twee getrokken lijnen in de onderste figuur van figuur 5

komen overeen met de gewichtsoverschrijdingskrommen van uniforme steen en riprap, waarbij de gewichten zijn vermenigvuldigd met een faktor $6.0^3 = 216$. In M1983 deel I is gebleken dat de gradatie niet van belang is voor de stabiliteit en dat een steenklasse mag worden beschreven door de nominale diameter (of W_{50}) alleen. De punten voor de W_{50} komen natuurlijk overeen, omdat op deze parameter onder meer de schaalfactor is bepaald.

De 200 gewogen stenen van de afdeklaag zijn ook opgemeten. Zowel de grootste, middelste, als kleinste afmeting werden opgemeten. Deze afmetingen zijn uitgezet in figuur 6, waar de kleinste afmeting gedeeld door de middelste afmeting is uitgezet op de horizontale as. Voor de maximum afmeting is dit gedaan op de verticale as. Lijnen met eenzelfde maximum gedeeld door minimum verhouding zijn in de figuur getekend. Dezelfde soort figuren zijn ook bepaald voor de riprap en uniforme steen in M1983 deel I. Deze zijn gegeven in de figuren 7 en 8. Vergelijking van deze figuren met figuur 6 laat zien dat de stenen in de Deltagoot meer plat van vorm waren. Deze konklusie is nog duidelijker te trekken uit figuur 9, waar overschrijdingskrommen zijn uitgezet van de maximum/minimum verhouding. Uit deze figuur volgt dat voor de uniforme steen en de riprap ongeveer 20 -30 procent van de steen een maximum/minimum verhouding had die groter was dan 2. Voor de stenen in de Deltagoot is dit percentage meer dan 50 procent. Bij de uniforme steen en de riprap kwamen stenen met een verhouding groter dan 3 vrijwel niet voor, terwijl in de Deltagoot ongeveer 15 procent van de stenen deze verhouding overschreed.

De vorm van de stenen in de Deltagoot week dus duidelijk af van die in het kleinschalig onderzoek. Toch is de vorm van de stenen in de Deltagoot niet zodanig dat van erg platte en langwerpige steen kan worden gesproken. De stenen werden als een steenklasse 10 - 60 kg rechtstreeks vanuit de groeve geleverd. Dezelfde steen wordt in de praktijk toegepast. Het zou mogelijk zijn geweest om de meer platte en langwerpige stenen uit het mengsel te halen. Het onderzoek zou dan echter aanzienlijk zijn vertraagd door het bijbestellen van veel meer materiaal. Het verschil in steenvorm werd daarom geaksepteerd.

2.3 Instrumentatie en meetprocedure

Zoals in M1983 deel I is beschreven, is voor het kleinschalig onderzoek een profielpeilapparaat ontwikkeld. Om vergelijkbare resultaten te verkrijgen is

eenzelfde apparaat voor de Deltagoot gemaakt. Negen peilnaalden zijn met onderlinge afstanden van 0.5 m naast elkaar op een op de gootrand rijdende meetwagen geplaatst. De peilnaalden werden met de hand omhoog en omlaag gebracht. Onderaan de peilnaalden is een voetje gemaakt, dat gemakkelijk kan worden verwisseld. Voor de proeven met grind werd als voetje een plaatje van 5 bij 10 cm gebruikt, wat kon scharnieren. Voor de proeven op statische stabiliteit werd een voetje gebruikt in de vorm van een halve bol, waarbij de diameter gelijk was aan de helft van de diameter van de te meten steen. De diameter van deze halve bol was 12.5 cm.

Als de peilnaalden op het talud stonden, werden de waarden in de computer ingevoerd. Daarna werden de peilnaalden omhoog gebracht en werd de meetwagen automatisch een zekere afstand verreden. Voor dit onderzoek was dit 25 cm, wat overeenkomt met 6.25 maal de afstand die voor de kleinschalige proeven werd gebruikt.

Tijdens het rijden van de meetwagen werden de gemeten punten geplot, zodat tegelijk met het peilen de peiling visueel werd gemaakt. Fouten in de peiling, bijvoorbeeld bemonsteren terwijl één of meerdere peilnaalden niet op het talud stonden, waren duidelijk zichtbaar op deze figuur. Een korrektieprogramma maakte het mogelijk de foute waarden aan te passen, waarna het databestand werd opgeslagen voor verwerking na de proef.

Bij de proeven op statische stabiliteit werd de oploop en neerloop gemeten met een capaciteieve draad, die vlak boven het talud werd gespannen. Ook bij de proeven 10 - 20 werd dezelfde draad boven het talud gespannen. Hierdoor werd getracht na te gaan of er schaalearselen zijn ten aanzien van de golfoploop. De golfkrachten in de Deltagoot waren echter zo groot, dat in een aantal gevallen de draad zodanig door rollende stenen werd getroffen dat deze kapot ging. Hierdoor is voor sommige proeven geen oploopmeting beschikbaar.

Twee golfhoogtemeters werden in de goot geplaatst en de signalen werden door een HP 1000 computer met 25 Hz bemonsterd en het databestand werd opgeslagen voor verwerking na de proef.

Tot slot is een film gemaakt waarin een totaalbeeld van het onderzoek wordt gegeven.

De meetprocedure die is gevolgd voor het onderzoek, is onderstaand weergegeven.

1. Bouw de 2 m dikke grindlaag ($D_{n50} = 0.0187$ m) met een talud 1:5 op het achter in de goot aanwezige betontalud.
2. Peil dit talud, wat geldt als uitgangstalud waaraan de ontwikkelde profielen worden gerelateerd.
3. Vul de goot tot de gewenste waterstand.
4. Produceer 1000 golven (of een ander aantal) met een van te voren vastgesteld energiedichtheidsspektrum, golfperiode en golfhoogte.
5. Peil het profiel.
6. Herhaal 4 - 6 tot de proef is afgelopen.
7. Laat een waterafsluitend schot vlak voor het model in de goot zakken en pomp het water achter dit schot, zodat het model droog is.
8. Neem het deel waar zich een profiel heeft gevormd, uit de goot en herstel daarna het talud.
9. Herhaal 2 - 8 voor de volgende proeven met dezelfde grindsoort.
10. Herhaal 1 - 9 voor het grind met een nominale diameter van 0.0041 m.
11. Verwijder het grind.
12. Breng de kern van de dam aan in de goot en peil deze kern.
13. Breng de deklaag van stortsteen aan en peil de deklaag.
14. Breng de oploopmeter aan.
15. Produceer 1000 golven met een van te voren vastgesteld energiedichtheidsspektrum, golfperiode en golfhoogte.
16. Peil de deklaag.
17. Herhaal 15 en 16 voor nog eens 2000 golven.
18. Haal de deklaag van het talud over het gebied waar schade is ontstaan en waar stenen zijn neergelegd.
19. Herstel het talud.
20. Herhaal 14 - 19 tot de proeven op een doorlatende kern zijn voltooid.
21. Verwijder de afdeklaag.
22. Breng een betonlaag aan op de kern en peil deze laag.
23. Breng de filterlaag aan en peil deze laag.
24. Herhaal 13 - 19 tot de proeven op statische stabiliteit zijn voltooid.

2.4 Data-acquisitie

De gegevens die voor de proeven zijn bepaald, kunnen worden verdeeld in vier groepen, te weten:

- De randvoorwaarden voor iedere proef.

Deze gegevens zijn opgeslagen in een databestand op de computer en in tabelvorm afgedrukt in tabel 2. Ten aanzien van de golfrandvoorwaarden worden de significante inkomende golfhoogte H_s , de top- of piekperiode van het golfspektrum T_p en de gemiddelde golfperiode T_z vermeld.

- De schade gegevens.

De schade bij de statisch stabiele taluds (proeven 10 - 20), is ontleend aan het gepeilde profiel. Het oppervlak A van het erosie profiel werd bepaald met behulp van de computeruitvoer van het gemiddelde van de gemeten profielen. De schade S werd afgeleid van het oppervlak A met de formule:

$$S = A/D^2_{n50} \quad (2.1)$$

Deze schadegegevens zijn vermeld in tabel 4.

- De op- en neerloop- en reflectiegegevens.

Van het signaal van de oplooppeter zijn de volgende grootheden bepaald:

- De maximale golfoploop, de 2% waarde van de overschrijdingskromme, de significante waarde van de golfoploop en de gemiddelde waarde van de golfoploop.
- Dezelfde grootheden, maar nu voor de golfneerloop.
- De overschrijdingskromme van de golfoploop en neerloop.
- De reflectiecoëfficiënt.

De waarden $R_{u2\%}/H_s$, $R_{d2\%}/H_s$ en de reflectie zijn weergegeven in tabel 4.

- De profielen.

Voor iedere proef zijn gemiddelde profielen bepaald na elke stap. De gemiddelde profielen zijn allemaal op A3-formaat getekend, om zo goed mogelijk de profielparameters te kunnen opmeten. Deze profielen zijn verkleind weergegeven in figuren 10 - 18 voor de proeven 1 - 9 met grind en in figuren 43 - 53 voor de proeven 10 - 20 met stortsteen.

3. Dynamische profielvorming

3.1 Schaaleffekten - proeven 1 en 2

De eerste twee proeven met grind waren herhalingen van twee proeven uit M1216 op een 4.6 maal zo grote schaal. Proef 1 is vergelijkbaar met proef 12 uit M1216 en proef 2 met proef 11 uit M1216. De randvoorwaarden voor de 4 proeven zijn samengevat in tabel 2. De profielen van de proeven 1 en 2 zijn weergegeven in figuren 10 en 11.

Een eerste vergelijking tussen de proeven kan worden gemaakt door de profielen in dezelfde figuur en op dezelfde schaal uit te zetten. In de figuren 19 - 23 wordt dit gedaan voor alle te vergelijken profielen. Het profiel dat in de Deltagoot proeven is gemeten, vormt de basis. De profielen van M1216 zijn een faktor 4.6 vergroot en eveneens in deze figuur getekend.

Uit tabel 2 en ook uit de gegeven randvoorwaarden in figuren 19 - 23 volgt dat de golfhoogte in de proeven 1 en 2 relatief iets hoger was dan de proeven uit M1216. De golfhoogte in proef 1 was 0.77 m en de golfhoogte in proef 12 (M1216) was 0.67 m (vermenigvuldigd met de schaalfaktor 4.6). De golfhoogte in proef 2 was 1.00 m en in proef 11 was dit 0.94 m. Aangezien een hogere golfhoogte een iets langer en hoger profiel geeft, zal dit ook in de vergelijking van de profielen naar voren moeten komen.

Uit figuren 19 - 23 volgt dat de profielen redelijk goed overeenkomen. De verschillen die optreden zijn een iets hoger gelegen kruin voor proeven 1 en 2 (alle figuren 19 - 23) en een iets langer talud onder water (figuren 20, 22 en 23). De verschillen zijn waarschijnlijk te wijten aan de iets te hoge golfhoogte in de Deltagoot proeven. Op basis van figuren 19 - 23 kan worden gekonkludeerd dat er geen vermoeden bestaat voor schaalearfenen in de proeven van M1216.

Een andere manier om de profielen te vergelijken is de profielrelaties, die in M1983 deel II zijn ontwikkeld, te evalueren. In M1983 deel II worden 6 lengte- en hoogte-maten gedefinieerd die het dynamisch stabiele profiel grotendeels beschrijven. Relaties voor deze profielparameters zijn bepaald als functie van de golftrandvoorwaarden en de konstruktie parameters. De profielparameters van

de proeven 1 en 2 kunnen nu worden vergeleken met de gemeten profielparameters uit M1983 deel II en met de daar afgeleide relaties. Het voordeel ten opzichte van het rechtstreeks vergelijken van profielen is dat het verschil in randvoorwaarden (zoals de golfhoogte) nu in de dimensieloze parameters wordt meegenomen.

Het model met deze lengte- en hoogte-parameters is ter informatie gegeven in figuur 30. In de figuren 24 - 29 worden achtereenvolgens de profiel relaties uitgezet voor l_r , h_c , l_c , h_s , l_s en h_t . Naast de profielrelaties (de getrokken lijnen) zijn ook alle meetpunten gegeven van het M1216 onderzoek. Daarnaast is een aantal punten gegeven van het onderzoek, beschreven in M1983 deel II. De proeven 11 en 12 van M1216 zijn met een afwijkend symbool aangegeven. In M1216 zijn de profielen al na enkele minuten gepeild. De profiel parameters van deze eerste peilingen geven een vrij grote spreiding te zien rondom de gemiddelde waarde (de lijnen in de figuren 24 - 29). Deze eerste peilingen zijn niet in de figuren weergegeven, behalve voor de proeven 11 en 12 omdat die met proeven 1 en 2 van de Deltagoot worden vergeleken.

Op de horizontale as in figuren 24 - 29 is de dimensieloze lengte- of hoogte-parameter uitgezet in de volgende vorm:

$$\text{par}/D_{n50} N^b \quad (3.1)$$

waarin:

par = lengte- of hoogte-parameter

D_{n50} = nominale diameter: $D_{n50} = (W_{50}/\rho_a)^{1/3}$

N = aantal golven (stormduur)

b = coëfficiënt die de invloed van de stormduur aangeeft

Op de verticale as is de dimensieloze parameter $H_o T_o$ uitgezet, gedefinieerd door:

$$H_o T_o = H_s / \Delta D_{n50} * \sqrt{g/D_{n50}} T_z \quad (3.2)$$

waarin:

$H_s / \Delta D_{n50}$ = dimensieloze golfhoogte parameter

$\sqrt{g/D_{n50}} T_z$ = dimensieloze golfperiode parameter

H_s = significante golfhoogte ter plaatse van de teen

Δ = relatieve massa dichtheid: $\rho_a / \rho - 1$

g = versnelling van de zwaartekracht
 T_z = gemiddelde golfperiode

De resultaten van proeven 1 en 2 kunnen worden vergeleken met de gevonden profiel relaties, maar ook met de resultaten van proeven 11 en 12 van M1216. In figuur 24 komen de resultaten voor de lengte parameter l_r goed overeen. Alleen proef 2 geeft een iets grotere, maar aanvaardbare afwijking. De resultaten in figuur 25 voor de hoogte parameter h_c komen erg goed overeen en liggen precies rondom de getrokken lijn (de gevonden relatie).

In figuur 26 wordt de lengte parameter l_c beschouwd. De punten voor de proeven 1 en 2 liggen allemaal rechts van de getrokken relatie. Dit geldt echter ook voor de proeven 11 en 12 van M1216. De punten wijken dus enigszins af van de gevonden relatie, maar stemmen goed overeen met de vergelijkbare proeven.

De parameters h_s , l_s en h_t in de figuren 27 - 29 geven een vrijwel identiek beeld. De waarden liggen ongeveer rondom de getrokken relatie en de overeenkomst tussen de proeven 1 en 2 en de M1216 proeven 11 en 12 is goed.

Uit de figuren 24 - 29 kan worden gekonkludeerd dat er geen schaaleffekten aanwezig zijn geweest in de M1216 proeven.

3.2 Extrapolatie naar hoge $H_0 T_0$ waarden - proeven 3 - 9

Proef 3 werd met hetzelfde grind uitgevoerd als de proeven 1 en 2, maar met een hogere golfhoogte en langere periode. Hierdoor is deze proef al een extrapolatie van het gebied dat in M1216 is onderzocht. De proeven 4 - 9 werden uitgevoerd met klein grind ($D_{n50} = 0.0041$ m) en zitten precies in tussen de M1216 proeven en proeven met zand.

De gemeten profielen zijn gegeven in figuren 12 -18. De profiel parameters zijn van alle profielen bepaald en zijn gebruikt om het dynamisch stabiele model te ontwikkelen. De beschrijving van deze proeven met de profiel relaties is gebeurd in M1983 deel II. De beschrijving kan derhalve hier achterwege blijven.

In de figuren 14 - 18 treedt echter een afwijking op die alleen voor deze hoge H_0T_0 waarden wordt gevonden. Op het onderste stuk van het profiel kan ribbelforming worden geconstateerd. De analyse hiervan zal plaatsvinden in de volgende paragraaf.

3.3 Ribbelforming bij grind profielen

De profielen in de proeven 1 - 9 zijn gemeten met drie peilnaalden, waarvan een gemiddelde is bepaald. Deze gemiddelde profielen zijn gegeven in figuren 10 - 18. Uit de gemiddelde profielen is niet direkt af te leiden of de geconstateerde ribbelforming in de proeven 5 - 9 in de dwarsrichting van de goot gelijkmatig is. Daarom zijn in figuren 31 - 35 de drie enkele profielen van de proeven 5 - 9 in een semi-driedimensionale plot gegeven. Uit deze figuren volgt inderdaad dat de ribbels gelijkmatig in de dwarsrichting zijn verdeeld.

De ribbelafmetingen zijn opgemeten en in tabel 3 weergegeven. In figuur 36 zijn de ribbelhoogte, de ribbellengte en de ribbelsteilheid (hoogte gedeeld door lengte) uitgezet als functie van de plaats in de goot. Deze plaats in de goot is de afstand tot het golfschot. Uit de figuren voor de ribbelhoogte en de ribbellengte volgt een trend waarbij de waarde toeneemt als ook de afstand tot het golfschot toeneemt. De ribbels worden in zijn algemeenheid dus hoger en langer als ze hoger op het talud liggen. Alleen proeven 6 en 9 geven een iets afwijkend beeld.

Aangezien zowel ribbelhoogte als lengtetoenemen bij toenemende afstand, is te verwachten dat de ribbelsteilheid ongeveer konstant zal blijven. Dit is inderdaad de konklusie die uit de bovenste figuur van figuur 36 volgt. De ribbelsteilheid varieert tussen 0.05 en 0.17 met een gemiddelde van 0.12.

Ribbelforming treedt veelal op bij golven op een vrijwel vlakke zand bodem. Prototype omstandigheden worden vaak in een laboratorium nagebootst in een golftunnel, waarbij een vlakke bodem wordt aangenomen en alleen de waterbeweging nabij de bodem wordt gesimuleerd. Vrijwel alle literatuur gegevens hebben betrekking op een vlakke zand bodem. De proeven 5 - 9 laten ribbelforming zien op een "steil" talud 1 : 5 waarbij het materiaal niet bestaat uit zand, maar uit fijn grind. De gegevens vallen daarom niet binnen de normale omstandigheden voor profielvorming. Een toetsing aan bestaande literatuur is daarom zinvol.

Twee publikaties zijn uit een literatuur onderzoek gekozen, om te vergelijken met de proeven. Als eerste is gekozen voor Nielsen (1981). Nielsen geeft een overzicht van de belangrijkste dimensieloze parameters en hun invloed op ribbelvorming. Daarnaast geeft hij gegevens van zowel laboratorium als prototype waarnemingen. Het GRIEPI report is als tweede gekozen, omdat hierin ribbelvorming op een zand talud (1:50 en 1:20) wordt beschreven onder regelmatige golfaanval. De proeven zijn in een grote (Japanse) goot uitgevoerd, die qua afmetingen vergelijkbaar is met de Deltagoot.

Nielsen (1981) vindt dat de ribbelsteilheid een functie is van de Shields parameter, welke is gedefinieerd door:

$$\theta' = 1/2 f_w \psi \quad (3.3)$$

waarin:

θ' = Shields parameter

f_w = wrijvingscoëfficiënt

ψ = mobiliteitsparameter

De wrijvingscoëfficiënt f_w wordt door Nielsen gedefinieerd als:

$$f_w = \exp(5.213 (2.5 D/a)^{0.194} - 5.977) \quad (3.4)$$

waarin:

D = diameter van het materiaal

a = amplitude van de water beweging

De mobiliteitsparameter ψ is volgens Nielsen ook een belangrijke parameter en wordt gedefinieerd door:

$$\psi = u^2/\Delta g D \quad (3.5)$$

waarin:

u = horizontale watersnelheid ter plaatse van de bodem

De waarden voor de amplitude en de snelheid van de waterbeweging zijn gemeten of berekend. Voor de proeven 5 - 9 zijn deze grootheden niet gemeten en kunnen

dan worden berekend met de lineaire golf theorie, zoals ook wordt voorgesteld in het GRIEPI report. De parameters hierboven genoemd, zijn allemaal in tabel 3 vermeld. De amplitude van de waterbeweging is berekend met:

$$a = H_s / 2 \sinh(kh) \quad (3.6)$$

waarin:

$$k = \text{golfgetal} = 2\pi/L$$

$$L = gT_z^2 / 2\pi$$

De watersnelheid wordt berekend met:

$$u = 2\pi a / T_z \quad (3.7)$$

De figuren 37 - 39 geven de vergelijking van de proefgegevens met de resultaten van Nielsen (1981). In figuur 37 is de ribbelsteilheid η/λ uitgezet tegen de Shields parameter θ' . Nielsen vond dat laboratorium metingen niet helemaal overeenkwamen met prototype waarnemingen, zoals ook blijkt uit de twee bovenste figuren van figuur 37. In de onderste figuur zijn de resultaten van de metingen uitgezet met de beide functies van Nielsen. De spreiding in de resultaten is vergelijkbaar met die van Nielsen. Het gemiddelde ligt ongeveer tussen de beide functies in.

Nielsen vond dat de ribbellengte, gekoppeld aan de amplitude van de waterbeweging, een functie was van de mobiliteitsparameter ψ . In figuur 38 zijn de gegevens van Nielsen en van de proeven uitgezet. De waarden van de proeven 5 - 9 liggen duidelijk hoger dan bij Nielsen en komen zeker niet overeen met zijn prototype gegevens.

In figuur 39 is de ribbelhoogte, gekoppeld aan de amplitude van de waterbeweging, uitgezet tegen de mobiliteitsparameter. Ook hier volgen de resultaten van de proeven 5 - 9 eerder de trend voor laboratorium data dan voor de prototype gegevens. De gevonden waarden liggen systematisch iets te hoog.

De resultaten van het GRIEPI report zijn in de figuren 40 en 41 vergeleken met die van de proeven. In figuur 40 is de uitwijking van de horizontale waterbeweging $d_o = 2a$, gedeeld door de ribbellengte, uitgezet tegen het Reynolds getal Re . Dit Reynolds getal is gedefinieerd door:

$$Re = ud_0/v \quad (3.8)$$

waarin:

v = kinematische viscositeit

De trend in het GRIEPI report wordt niet gevonden voor de proefresultaten. De punten liggen systematisch lager en geven niet een maximum voor ongeveer $Re = 2.10^6$.

In figuur 41 is opnieuw de ribbelsteilheid uitgezet tegen de Shields parameter, θ' overeenkomstig figuur 37. De resultaten vertonen hetzelfde beeld als in figuur 37: de punten liggen niet ver van de gegeven functie.

Uit de vergelijking van literatuurgegevens volgt dat de relaties voor ribbelforming bij vrijwel vlakke zand bodems niet direkt opgaan voor steilere grind taluds. De berekening van de amplitude en de snelheid van de waterbeweging kan hier echter de oorzaak van zijn. De grootte van de ribbelsteilheid komt aardig overeen met de literatuur (figuren 37 en 41). Als echter de ribbellengte of hoogte wordt gekoppeld aan de amplitude van de waterbeweging, dan wordt een systematisch verschil met de literatuur gevonden. Dit systematisch verschil zou verklaard kunnen worden als blijkt dat de lineaire golftheorie een te lage waarde voor de amplitude en watersnelheid oplevert. Naast de aanname van de geldigheid van de lineaire golf theorie, speelt ook de keuze van de golfhoogte (significant of hoger?) en van de golfperiode (gemiddelde of piek periode?) een rol. Nielsen konkludeert dat de significante golfhoogte een goede keus is.

Voor de golflengte wordt uitgegaan van de (diep water) golflengte $gT_z^2/2\pi$. De golf zal pas op het talud gaan vervormen, waarbij een aanpassing van de golflengte in de berekening niet nodig is. De keuze van de golfperiode heeft echter grote invloed op de waarde van de amplitude van de water beweging (formule 3.6). Uit proeven 5 - 9 volgt (tabel 2) dat de verhouding piek periode gedeeld door gemiddelde periode, 1.18 bedraagt. Bij een gemiddelde waterdiepte $h = 3$ m ter plaatse van de ribbels en een golfperiode $T_z = 4.0$ s (en $T_p = 1.18 \cdot 4.0 = 4.70$ s) volgt met formule 3.6 dat de amplitude 1.38 maal zo groot wordt bij gebruik van T_p in plaats van T_z . De resultaten van de proeven komen hiermee aanzienlijk dichter bij die in de literatuur (figuren 38 - 40) te liggen.

De waarden van de mobiliteitsparameter ψ (formule 3.5) en de Shields parameter θ' (formule 3.3) zijn ook afhankelijk van de keuze van de golfperiode. Met bovenstaande waarden volgt dat bij gebruik van T_p in plaats van T_z de waarden voor ψ en θ' een faktor $(1.38 : 1.18)^2 = 1.36$ groter worden. In zijn algemeenheid betekent het gebruik van T_p dat de punten in de figuren 37 - 41 ongeveer een faktor 1.3 - 1.4 naar rechts verschuiven en in de figuren 38 en 39 tevens eenzelfde faktor omlaag en in figuur 40 omhoog. Hiermee zullen de resultaten redelijk goed overeenkomen met de gegevens van Nielsen voor laboratorium data en zullen de resultaten ook redelijk overeenkomen met het GRIEPI report.

Om dit na te gaan zijn de figuren 38 en 39 met de proefgegevens, opnieuw berekend maar nu met de piek periode, en uitgezet in figuur 42. Uit deze figuur volgt inderdaad dat de punten nu goed overeenkomen met de functie van Nielsen voor laboratorium data.

Tot slot moet de voorwaarde waarbij ribbelforming optreedt, worden onderzocht. In de proeven 3 en 4 treedt in het geheel geen ribbelforming op, terwijl dit overduidelijk het geval is bij de proeven 5 - 9. De parameters voor ribbelforming zijn in de figuren 37 - 42 uitgezet tegen de mobiliteitsparameter ψ en de Shields parameter θ' . Voor een bepaalde lage waarde van deze parameters zal geen ribbelforming meer optreden. Daarom kan een evaluatie van deze parameters voor de proeven 3 en 4 (geen ribbelforming) en 5 en 8 (ribbelforming met de laagste golfhoogte en periode, dus laagste ψ en θ') een uitspraak opleveren omtrent begin van ribbelforming.

Zoals uit tabel 3 blijkt, zijn ψ en θ' afhankelijk van de waterdiepte ter plaatse van het talud of de ribbels. Uit deze tabel blijkt ook dat vrijwel alle ribbels liggen tussen waterdiepten van 2.2 en 4.2 m. Bij een aanname van enkele diepten kunnen voor iedere proef de waarden van de mobiliteitsparameter en de Shields parameter worden berekend. De waarden zijn in onderstaand overzicht gegeven voor waterdiepten van 2.5, 3.0, 3.5 en 4.0 m.

waterdiepte tpv talud (m)	ψ voor proeven				θ' voor proeven			
	3	4	5	8	3	4	5	8
2.5	20.5	2.92	40.9	41.2	.307	.068	.411	.393
3.0	14.0	1.68	27.4	28.0	.230	.046	.299	.289
3.5	10.1	.99	19.3	20.0	.180	.032	.227	.222
4.0	7.6	.60	14.1	14.9	.145	.023	.178	.175

Uit deze tabel blijkt dat de proeven 5 en 8 vrijwel dezelfde waarden voor ψ en θ' bezitten. Ook volgt uit de tabel dat proef 3 met het groffere grind ($D_{n50} = 0.0187$ m) maar met een erg hoge golfhoogte ($H_s = 1.5$ m) dichter bij ribbelvorming zit dan proef 4 met het fijnere grind ($D_{n50} = 0.0041$ m) en een lage golfhoogte ($H_s = 0.62$ m).

Bij een waterdiepte van 2.5 m op het talud zal ribbelvorming optreden als $\psi > 30$ of $\theta' > 0.35$. Bij een waterdiepte van 3.5 m zal dit zijn bij $\psi > 15$ of $\theta' > 0.20$. In de figuren 37 - 42 geven de grootste waterdiepten de kleinste waarden voor ψ en θ' . Afgaande op deze figuren (met name figuur 42 waar de piek periode is gebruikt) en de waarden in bovenstaande tabel voor een waterdiepte van 4.0 m, zal ribbelvorming gaan optreden voor $\psi > 10$ of $\theta' > 0.15$.

Als algemene konklusie omtrent ribbelvorming op relatief steile grind taluds onder golfaanval kan worden gesteld dat deze redelijk goed overeenkomt met ribbelvorming op vlakke zandbodems, als voor de golfhoogte de significante golfhoogte en voor de golfperiode de piek periode wordt genomen. De ribbel parameters kunnen dan worden berekend met de funkties voor laboratorium data, welke zijn gegeven door Nielsen (1981). Ribbelvorming op steile grind taluds treedt op voor waarden van de mobiliteitsparameter ψ (formule 3.5), die groter zijn dan ongeveer 10, of voor waarden van de Shields parameter θ' (formule 3.3), die groter zijn dan 0.15.

De funkties van Nielsen, waarmee de ribbel parameters kunnen worden berekend, zijn:

Ribbelsteilheid:

$$\eta/\lambda = 0.182 - 0.24 \theta'^{1.5} \quad (3.9)$$

Ribbellengte:

$$\lambda/a = 2.2 - 0.345 \psi^{0.34} \quad (3.10)$$

Ribbelhoogte:

$$\eta/a = 0.275 - 0.22 \sqrt{\psi} \quad (3.11)$$

4. Statische stabiliteit - stortsteen taluds

4.1 Verifikatie van stabiliteits formules

Schaaleffekten in kleinschalige proeven naar de stabiliteit van afdeklagen van konstrukties onder golfaanval, zijn door verschillende onderzoekers gerapporteerd. Ondermeer Dai en Kamel (1969), Thomsen et al. (1972), Broderick en Ahrens (1982), Jensen en Klinting (1983), Sørensen en Jensen (1985), Shimada et al. (1986) en Burcharth en Frigaard (1987) hebben hier onderzoek naar gedaan of over gerapporteerd. De resultaten lopen nogal uiteen. Dai en Kamel (1969) houden een waarde aan voor het Reynolds getal van $Re=3 \cdot 10^4$, waar voor kleinere waarden rekening moet worden gehouden met schaal effecten. Hierbij wordt het Reynolds getal gedefinieerd door $Re = \sqrt{gH_s} D_{n50} / \nu$, waarin ν de kinematische viscositeit is.

De waarde gegeven door Dai en Kamel wordt door veel laboratoria en instituten aangehouden en in zijn algemeenheid wordt getracht onderzoek uit te voeren waarbij Re groter is dan $1 \cdot 10^4 - 4 \cdot 10^4$. Thomsen et al. (1972) vonden echter een waarde van $Re=2 \cdot 10^5$ en Shimada et al. (1986) zelfs een waarde van $Re=5 \cdot 10^5$. Deze waarden houden in dat alleen op kleine schaal onderzoek naar stabiliteit kan worden gedaan als de afdekelementen tenminste enige kilo's zwaar zijn, hetgeen maar weinig voorkomt. De proeven van Thomsen et al. en Shimada et al. zijn allen geverifieerd door middel van proeven in een grote goot, alhoewel alleen regelmatige golven zijn gebruikt.

In de proeven op kleine schaal in M1983 deel I varieerde het Reynolds getal van $4 \cdot 10^4 - 8 \cdot 10^4$, dus boven de vrijwel algemeen aanvaardbare waarde van $3 \cdot 10^4$, maar duidelijk beneden die van Thomsen et al. en Shimada et al. Alle reden dus om Deltagoot proeven uit te voeren. De Reynolds getallen in de Deltagoot proeven varieerden van $Re=5 \cdot 10^5 - 7 \cdot 10^5$.

Op basis van ongeveer 300 proeven op kleine schaal zijn in M1983 deel I twee stabiliteitsformules ontwikkeld die de stabiliteit van stortsteen taluds goed beschrijven. In deze formules zijn parameters geïntroduceerd zoals de doorlatendheid van de konstruktie, de stormduur en een goed gedefinieerd schade nivo. Het is alleen mogelijk om een klein gedeelte van deze 300 proeven op een grotere schaal in de Deltagoot te herhalen. Zoals in hoofdstuk 2 al is beschreven,

zijn de proeven 41-45 en 211-216 uit M1983 deel I herhaald op een 6.25 maal grotere schaal. De gegevens van de proeven zijn gegeven in tabel 2 met proefnummers 10-20.

De in M1983 deel I ontwikkelde formules zullen eerst worden weergegeven. De eerste formule geldt voor brekende (plunging) golven en de tweede voor niet-brekende (surging) golven. De overgang van de ene naar de andere formule (rondom het snijpunt) kan worden gekarakteriseerd door zogenaamde collapsing golven. Dit zijn golven die net niet breken, maar wel grote ophoop en neerloopwaarden geven, met hoge snelheden in de ophoop. De stabiliteitsformules zijn:

voor brekende golven ($\xi_z < \xi_z(\text{overgang})$):

$$H_s / \Delta D_{n50} * \sqrt{\xi_z} = 6.2 P^{0.18} (S/\sqrt{N})^{0.2} \quad (4.1)$$

voor niet-brekende golven ($\xi_z > \xi_z(\text{overgang})$):

$$H_s / \Delta D_{n50} = 1.0 P^{-0.13} (S/\sqrt{N})^{0.2} \sqrt{\cot \alpha} \xi_z^P \quad (4.2)$$

met:

$$\xi_z(\text{overgang}) = (6.2 P^{0.31} \sqrt{\tan \alpha})^{1/(0.5 + P)} \quad (4.3)$$

Voor taluds flauwer dan 1:3 komen alleen brekende golven voor en moet alleen formule 4.1 worden genomen. Voor de volledigheid worden alle parameters, ook die reeds eerder zijn genoemd, beschreven:

$H_s / \Delta D_{n50}$ = dimensieloze golfhoogte parameter (gelijk aan de N_s -parameter in de Hudson formule)

H_s = significante golfhoogte

Δ = relatieve massa dichtheid: $\Delta = \rho_a / \rho - 1$

ρ_a = massa dichtheid steen

ρ = massa dichtheid water

D_{n50} = nominale diameter steen: $D_{n50} = (W_{50} / \rho_a)^{1/3}$

W_{50} = 50% waarde van de gewichtsoverschrijdingskromme

ξ_z = surf similarity of breker parameter: $\xi_z = \tan \alpha / \sqrt{s_z}$

α = taludhelling

- s_z = fiktieve golfsteilheid: $s_z = 2\pi H_s / g T_z^2$
 T_z = gemiddelde golfperiode
 g = versnelling van de zwaartekracht
 P = doorlatendheids coëfficiënt (zie ook figuur 80 M1983 deel 1):
 $P=0.1$ - ondoorlatende kern (ondergrens)
 $P=0.4$ - meeste golfbrekers met meerdere lagen
 $P=0.5$ - doorlatende kern
 $P=0.6$ - homogene konstruktie (bovengrens)
 S = schade nivo: $S = A/D_{n50}^2$:
 $S=2-3$ - begin van schade
 $S=5-8$ - enige schade
 $S=8-15$ - filterlaag zichtbaar bij een twee diameter dikke laag. De waarden zijn afhankelijk van de taludhelling.
 A = erosie oppervlak in een doorsnede van de konstruktie
 N = stormduur gegeven door het aantal golven

De stabiliteitsformules geven aan dat de doorlatendheid van de konstruktie van belang is voor de stabiliteit. Daarom zijn twee typen konstrukties onderzocht: een doorlatende kern ($P=0.5$) en een ondoorlatende kern ($P=0.1$). Dit zijn respectievelijk de proeven 10-15 en 16-20. De invloed van de stormduur N is geëvalueerd door de schade na 1000 en na 3000 golven te bepalen. De invloed van het schade nivo S is geëvalueerd door proeven met verschillende golfhoogten uit te voeren. De invloed van de golfperiode is met de kleinschalige proeven uitgebreid onderzocht. De golfperiode is niet gevarieerd in de Deltagoot proeven en bedroeg steeds 4.4 s. Ook de taludhelling is in de Deltagoot niet gevarieerd en is konstant gehouden op 1:3.

De gemeten $H_s/\Delta D_{n50}$ waarden en de schade na 1000 en 3000 golven zijn gegeven in tabel 4, voor zowel de Deltagoot proeven als de overeenkomstige proeven op kleine schaal. De gemeten profielen van de Deltagoot proeven zijn weergegeven in figuren 43-53. De gemeten profielen van alle M1983 deel I proeven zijn weergegeven in M1983 bijlage B.

In figuur 54 zijn de schade resultaten voor de doorlatende kern uitgezet en in figuur 55 die voor de ondoorlatende kern. De schade is gegeven als functie van de dimensieloze golfhoogteparameter $H_s/\Delta D_{n50}$. De resultaten na 1000 en 3000 golven zijn in afzonderlijke grafieken weergegeven. Uit de figuren volgt dat

de resultaten van de Deltagoot en die van M1983 deel I goed overeenstemmen. Er is een hele lichte tendens waarneembaar dat de proeven op kleine schaal een iets hogere schade geven, maar deze tendens is niet overal aanwezig en valt vrijwel weg door de aanwezige spreiding. Er wordt nogmaals op gewezen dat de punten in de figuren niet van elkaar afhankelijk zijn, omdat de konstruktie na iedere proef werd herbouwd.

In figuren 54 en 55 is ook de stabiliteits formule 4.1 weergegeven, de getrokken lijn. Hierbij is voor ΔD_{n50} een waarde van $1.7 \cdot 0.214 = 0.364$ aangehouden voor de Deltagoot proeven en een waarde van $1.62 \cdot 0.036 = 0.058 = 0.364/6.25$ voor de proeven op kleine schaal. Bij een talud 1:3 wordt de filterlaag zichtbaar als het schadenivo de waarde $S=12$ overschrijdt. De stabiliteitsformules zijn in principe geldig tot aan dit nivo. Uit de figuren volgt dat de overeenkomst van de proefresultaten en de stabiliteitsformules goed is. Alleen voor de hogere schade nivo's valt voor de doorlatende kern een afwijking te noteren.

De algemene konklusie die uit figuren 54 en 55 kan worden getrokken, is dat de proefresultaten op grote en kleine schaal goed met elkaar en met de ontwikkelde stabiliteits formules overeenkomen. Schaaleardeffekten met betrekking tot stabiliteit van stortsteen taluds, zoals uitgevoerd in M1983 deel I, zijn derhalve niet aanwezig geweest. Dit betekent ook dat voor Reynolds getallen groter dan $4 \cdot 10^4$ geen schaaleardeffekten geconstateerd zijn. De vraag of de waarde waarvoor wel schaaleardeffekten te verwachten zijn, lager ligt dan $4 \cdot 10^4$, is niet te beantwoorden, omdat simpelweg proeven met lagere waarden niet zijn uitgevoerd.

4.2 Oplloop, neerloop en reflectie

Voor de proeven 10-20 is, naast de schade ontwikkeling, ook gekeken naar de golf-oploop, -neerloop en reflectie op de taluds. De op- en neerloop werd met een capacatieve draad gemeten die langs het talud was gespannen. De 2% waarden van de op- en neerloop zijn in tabel 4 gegeven, samen met de waarden voor de overeenkomstige proeven op kleine schaal. Ook de reflectiecoëfficiënten zijn in tabel 4 vermeld.

In figuur 56 zijn de waarden voor op- en neerloop en reflectie uitgezet tegen de $H_s/\Delta D_{n50}$. Uit de figuren voor op- en neerloop kan als eerste worden gekonkludeerd dat er behoorlijk veel spreiding aanwezig is bij alle series proeven.

De spreiding is kleiner voor de reflectie coëfficiënt. In de figuren is de gemiddelde trend voor de doorlatende ($P=0.5$) en ondoorlatende ($P=0.1$) konstruktie aangegeven met een getrokken lijn. Uit figuur 56 volgt, voor zowel de Deltagoot als de kleinschalige proeven, dat de doorlatende konstruktie een lagere oploop, neerloop en reflectie geeft dan de ondoorlatende konstruktie. De doorlatendheid van de konstruktie heeft dus een behoorlijk grote invloed op deze parameters.

De vergelijking tussen de grootschalige en kleinschalige proeven is niet gemakkelijk. De oploop op de ondoorlatende kern komt goed overeen. De oploop op de doorlatende kern is systematisch kleiner voor de Deltagoot proeven, maar de spreiding van al deze proeven is erg groot. De neerloop op de ondoorlatende kern komt redelijk overeen. De neerloop op de doorlatende kern is systematisch hoger voor de Deltagoot proeven. Voor de ondoorlatende kern is de overeenkomst dus redelijk, voor de doorlatende kern niet.

Uit een nadere analyse van de oploopverdeling (dus niet alleen de 2% waarde) kwam in M1983 deel III naar voren dat er bij vrijwel alle Deltagoot metingen een knik in de oploopverdeling zat, ongeveer 1 meter boven SWL. Daarnaast is bij enkele proeven de oploopdraad kapot gegaan door rollende stenen. Het vermoeden bestaat dat de draad tijdens vrijwel alle proeven een beschadiging heeft gehad rondom het punt 1 m boven SWL, wat heeft geresulteerd in een verschillende ijking voor het bovenste en onderste gedeelte van de draad. De afwijking kan nooit groot zijn geweest, anders was dit tijdens de proef wel opgevallen. De afwijking kan wel zodanig zijn dat hierdoor de verschillen in figuur 56 zijn ontstaan. De enige konklusie die daarom kan worden getrokken is dat de Deltagoot metingen betreffende de op- en neerloop, niet betrouwbaar genoeg zijn om voor een verifikatie te gebruiken.

De reflectiecoëfficiënt is in de onderste figuur van figuur 56 uitgezet. De spreiding tussen de proeven is klein. De ondoorlatende kern geeft systematisch een iets lagere reflectiecoëfficiënt voor de Deltagoot proeven. De Deltagoot proeven hebben een gemiddelde reflectiecoëfficiënt van 0.28, de M1983 proeven van 0.30. Het verschil is klein. De doorlatende kern heeft voor zowel de Deltagoot proeven als de kleinschalige proeven een reflectiecoëfficiënt van 0.20. In zijn algemeenheid komt de reflectie voor grootschalige en kleinschalige proeven redelijk overeen.

4.3 Berm golfbreker

In eerste instantie was in het totaalpakket van onderzoek voor stortsteen konstrukties (het onderhavige onderzoek M1983) een proevenserie opgenomen, waarbij berm golfbrekers zouden worden onderzocht. In 1985 werd een modelonderzoek uitgevoerd naar het gedrag van een berm golfbreker, die gebouwd zou moeten worden bij St. George, een eilandje in de Beringzee ten westen van Alaska. De opdrachtgever vereiste een proef naar schaalearkten voordat het eigenlijke ontwerp in een golfbasin (drie-dimensionaal) zou worden getoetst en geoptimaliseerd. Deze proef naar schaalearkten paste in de strategie van het M1983 onderzoek en het oorspronkelijk opgezette programma werd daarom gewijzigd. De resultaten van het onderzoek naar de St. George berm golfbreker zullen in deze paragraaf worden weergegeven, voor zover zij betrekking hebben op schaalearkten. Het volledige onderzoek is beschreven in het (vertrouwelijke) verslag M2102.

Het ontwerp van een golfbreker met een S-profiel is niet nieuw. Bij veel eeuwen oude golfbrekers van stortsteen werd (soms noodgedwongen) verplaatsing van steen toegestaan, zodat, als maar genoeg materiaal aanwezig was of werd bijgebracht, vanzelf een S-vormig profiel ontstond. De economische toepassing van een berm golfbreker is wel recent. Baird en Hall (1984) geven een goede beschrijving van de voor en nadelen van een berm golfbreker en van de bouw wijze. Het principe van een berm golfbreker is dat een grote hoop (ten opzichte van de conventionele methode) relatief kleine steen met een erg steil buitentalud (1:1, natuurlijk talud) wordt aangebracht. Dit is de berm, die bij de eerste stormen vervormt doordat het buitentalud veel te steil is. Wat na de eerste stormen ontstaat, is een S-profiel dat een flauw talud rondom de waterlijn heeft en daardoor stabiel is voor verdere stormen. Daarbij speelt ook de doorlatendheid van de berm een positieve rol, want de grote doorlatendheid (geen filterlagen onder een afdeklaag) zorgt voor dissipatie van een groot deel van de golfenergie.

Het oorspronkelijke ontwerp van de golfbreker werd beproefd in de Scheldegoot (waar ook het M1983 onderzoek in plaats vond) op een schaal 1:35 en deze proef werd daarna zo goed mogelijk herhaald in de Deltagoot op een schaal 1:7. De modelopstelling van beide faciliteiten is in figuur 57 gegeven. De doorsnede van de berm golfbreker is in figuur 58 gegeven. De berm bestond uit 1.7-10 T

steen. De gewichts-overschrijdingskromme van deze steen is gegeven in figuur 59. Veel moeite werd gedaan om precies dezelfde gradatie te krijgen. In feite werd elke steen voor de Deltagoot proef apart gewogen. De gradering van het kern materiaal is in figuur 60 gegeven.

De proef bestond uit 8 stappen waarin verschillende golfhoogte en golfperiode combinaties werden gesimuleerd. De konstruktie werd niet herbouwd, zoals wel het geval was bij de M1983 proeven. Het proeven programma met de gemeten golfkondities in zowel kleinschalige als grootschalige proef, zijn weergegeven in tabel 5. Gestart werd met een golfhoogte van ongeveer 5 m op diep water en deze werd in de volgende stappen opgevoerd tot 11 m. Daarna werden nog 2 stappen uitgevoerd met een golfhoogte van ongeveer 8 m en een erg lange golfperiode van respectievelijk 17 en 21 s.

De vooroever had een helling 1:30 en de hogere golven braken op deze vooroever. De diepte ter plaatse van de golfbreker was 28 ft (8.5 m). In figuur 61 is de relatie gegeven tussen de golfhoogte gemeten op diep water en gemeten ter plaatse van de teen van de konstruktie (voordat de konstruktie in de goot gebouwd werd). De maximale significante golfhoogte ter plaatse van de konstruktie was beperkt tot 6 m.

Figuur 62 geeft de vergelijking tussen de gemeten golfgegevens in de beide faciliteiten. De gegenereerde golfhoogte en periode komen goed overeen (de bovenste figuur), hetgeen betekent dat de randvoorwaarden in de verschillende stappen vrijwel identiek waren. De gemeten reflectie komt ook goed overeen in beide proeven. Het aantal golven dat over de kruin slaat (percentage overtopping) en de golfhoogte aan de achterzijde van de golfbreker gegenereerd door overslag (H_g in harbour), zijn in de onderste 2 figuren van figuur 62 gegeven. Het percentage overslaande golven komt goed overeen. De golfhoogte in de haven is systematisch iets hoger in de Deltagoot proef. De verschillen zijn echter minimaal.

De profielen van de golfbreker na de verschillende stappen zijn op dezelfde manier gemeten als voor de stortsteen taluds van M1983, zie hoofdstukken 2 en 4.1. De profielen voor de kleinschalige proef zijn gegeven in figuren 63 en 64, en voor de Deltagoot proef in figuren 65 en 66. De figuren laten zien dat in de eerste stappen een vervorming aan de berm optreedt welke in de volgende

stappen vrijwel stabiel blijft. Uit de figuren volgt ook dat de massabalans niet in evenwicht is, dat wil zeggen dat de hoeveelheid erosie veel groter is dan de hoeveelheid aangroei. Dit werd veroorzaakt door het feit dat geen filterlaag onder de berm was aangebracht en dat daardoor de grote stenen in het zand wegzakten (subsidence). In het uiteindelijke ontwerp werd natuurlijk wel een goede filterlaag aangebracht. Ook valt in figuren 63-66 het ontstaan van een erosiekuil te constateren. In beide modellen bestond (een deel van) de vooroever uit zand.

Figuur 67 geeft het profiel na stap 6 voor zowel de kleinschalige als de grootschalige proef (in Deltagoot maten). Uit vergelijking van de beide profielen volgt dat de overeenkomst behoorlijk goed is. De hoeveelheid erosie aan de berm, de erosie aan de achterkant door overslag en de diepte van de erosiekuil zijn vrijwel hetzelfde. Uit de vergelijking van de andere stappen werd hetzelfde gekonkludeerd.

Een vergelijking van de hoeveelheid erosie aan de berm en de hoeveelheid verzakte steen (subsidence) is voor alle stappen gegeven in figuur 68. De hoeveelheid erosie is tot en met stap 6 vrijwel gelijk in beide proeven. Voor de laatste 2 stappen geeft de Deltagoot een iets grotere erosie en verzakking. Over het algemeen mag worden gekonkludeerd dat de overeenkomst goed is en dat voor schaaleardeffekten op een schaal 1:35 niet gevreesd hoeft te worden.

LITERATUUR

- M1063, Waterloopkundig Laboratorium
Havenmond Hoek van Holland. Grindstrand Zuidwal.
Verslag modelonderzoek M1063, delen I...IV, 1973-1977.
- M1216, Waterloopkundig Laboratorium
Grindstranden. Evenwichtsprofiel bij loodrechte regelmatige golfaanval.
Verslag modelonderzoek, deel I, 1974.
- M1216, Waterloopkundig Laboratorium
Grindstranden. Evenwichtsprofiel bij loodrechte regelmatige golfaanval.
Verslag modelonderzoek, deel II, 1975.
- M1216, Waterloopkundig Laboratorium
Grindstranden. Evenwichtsprofiel bij loodrechte onregelmatige golfaanval.
Verslag modelonderzoek, deel III, 1979.
- M1216, Waterloopkundig Laboratorium
Grindstranden. Evenwichtsprofiel en langstransport bij scheve onregelmatige golfaanval.
Verslag modelonderzoek, deel IV, 1981.
- M1809, Waterloopkundig Laboratorium
Taluds van losgestorte materialen. Hydraulische aspecten van stortsteen, grind en zandtaluds onder golfaanval.
Verslag literatuurstudie, 1984.
- M2102, Waterloopkundig Laboratorium
St. George Harbor, Alaska. Two-dimensional tests on scale effects.
Three-dimensional tests on breakwater stability.
Report on model investigation, 1985.
- Baird, W.F. and Hall, K.R., 1984.
The design of breakwaters using quarried stones.
Proc. of the 19th ICCE, Houston, Chapter 173.

LITERATUUR (vervolg)

Broderick, L.L. and Ahrens, J.P., 1982.

Riprap stability scale effects.

CERC, Technical Paper No. 82-3.

Burcharth, H.F. and Frigaard, P., 1987.

On the stability of berm breakwater roundheads and trunk erosion in oblique waves.

Seminar on Unconventional Rubble-Mound Breakwaters, Ottawa.

Dai, Y.B and Kamel, A.M., 1969.

Scale effect tests for rubble-mound breakwaters.

WES, Research Report H-69-2.

GRIEPI Report, 1986.

Sand ripples generated by prototype waves in a large wave flume.

Civil Engineering Laboratory, Central Research Institute of Electric Power Industry, Japan.

Jensen, O.J. and Klinting, P., 1983.

Evaluation of scale effects in hydraulic models by analysis of laminar and turbulent flows.

Coastal Eng., 7, pp. 319 - 329.

Nielsen, P., 1981.

Dynamics and geometry of wave-generated ripples.

Journal of Geophysical Research, Vol. 86, No. C7, p. 6467-6472.

Shimada, A., Fujimoto, T., Saito, S., Sakakiyama, T. and Hirakuchi, H, 1986.

Scale effects on stability and wave reflection regarding armor units.

Proc. 20th ICCE, Taipei, Chapter 165.

Sörensen, T. and Jensen, O.J., 1985.

Reliability of hydraulic models of rubble-mound breakwaters as proven by prototype measurements.

The Dock & Harbour Authority, March, pp. 155 - 157.

LITERATUUR (vervolg)

Thomsen, A.L., Wohlt, P.E. and Harrison, 1972.

Riprap stability on earth embankments tested in large- and small-scale wave tanks.

CERC, Technical Memorandum No. 37.

Van der Meer, J.W., 1985.

Stability of rubble mound revetments and breakwaters under random wave attack.

Development in Breakwaters, ICE, Proc. Breakwaters '85 Conference, London.

Van der Meer, J.W., 1987.

Stability of breakwater armour layers - Design formulae.

Coastal Eng., 11, p 219 - 239.

Van der Meer, J.W., 1987.

Application of computational model on berm breakwater design.

Seminar on unconventional rubble-mound breakwaters, Ottawa.

Proc. ASCE, special issue of Journal WPC and OE.

Van der Meer, J.W., 1987.

Deterministic and probabilistic design of breakwater armour layers.

The Dock & Harbour Authority, December, p. 177 - 180.

Van der Meer, J.W., 1988.

Deterministic and probabilistic design of breakwater armour layers.

Proc. ASCE, Journal of WPC and OE, Vol. 114, No. 1.

Van der Meer, J.W. and Pilarczyk, K.W., 1984.

Stability of rubble mound slopes under random wave attack.

Proc. 19th ICCE, Houston, Chapter 176.

Van der Meer, J.W. and Pilarczyk, K.W., 1986.

Dynamic stability of rock slopes and gravel beaches.

Proc. 20th ICCE, Taipei, Chapter 125.

LITERATUUR (vervolg)

Van der Meer, J.W. and Pilarczyk, K.W., 1987.

Stability of breakwater armour layers - Deterministic and probabilistic design.
Delft Hydraulics Communication No. 378.

Van Hijum, E. and Pilarczyk, K.W., 1982.

Equilibrium profile and longshore transport of coarse material under regular
and irregular wave attack.

Delft Hydraulics, Publication No. 274.

LIJST VAN TABELLEN

1. Fundamenteel onderzoek losgestorte materialen
2. Golfrandvoorwaarden
3. Ribbel afmetingen in preoven 5 - 9 met dimensieloze afgeleiden
4. Gemeten gegevens bij statische stabiliteit
5. Golfgegevens berm golfbreker (M 2102)

LIJST VAN FIGUREN

1. Toepassingsgebied losgestorte materialen
2. Doorsnede grindtaluds in de Deltagoot
3. Doorsnede storsteenkonstrukties Deltagoot
4. Zeefkrommen grind
5. Zeefkrommen kern en filter en gewicht afdeklaag
6. Vorm stenen afdeklaag Deltagoot
7. Vorm stenen bij riprap ($D_{85}/D_{15} = 2.25$)
8. Vorm stenen bij uniforme steen ($D_{85}/D_{15} = 1,25$)
9. Verdeling van de steenvorm
10. Profielen proef 1
11. Profielen proef 2
12. Profielen proef 3
13. Profielen proef 4
14. Profielen proef 5
15. Profielen proef 6
16. Profielen proef 7
17. Profielen proef 8
18. Profielen proef 9
19. Schaalproeven grind; vergelijking met M1216, schaalfaktor = 4.6
20. Schaalproeven grind; vergelijking met M1216, schaalfaktor = 4.6
21. Schaalproeven grind; vergelijking met M1216, schaalfaktor = 4.6
22. Schaalproeven grind; vergelijking met M1216, schaalfaktor = 4.6
23. Schaalproeven grind; vergelijking met M1216, schaalfaktor = 4.6
24. Evaluatie schaaleffekten voor lr
25. Evaluatie schaaleffekten voor hc
26. Evaluatie schaaleffekten voor lc
27. Evaluatie schaaleffekten voor hs
28. Evaluatie schaaleffekten voor ls
29. Evaluatie schaaleffekten voor ht
30. Opzet model voor dynamisch profiel
31. Afzonderlijke profielen proef 5
32. Afzonderlijke profielen proef 6
33. Afzonderlijke profielen proef 7 en 8
34. Afzonderlijke profielen proef 8
35. Afzonderlijke profielen proef 9

LIJST VAN FIGUREN (vervolg)

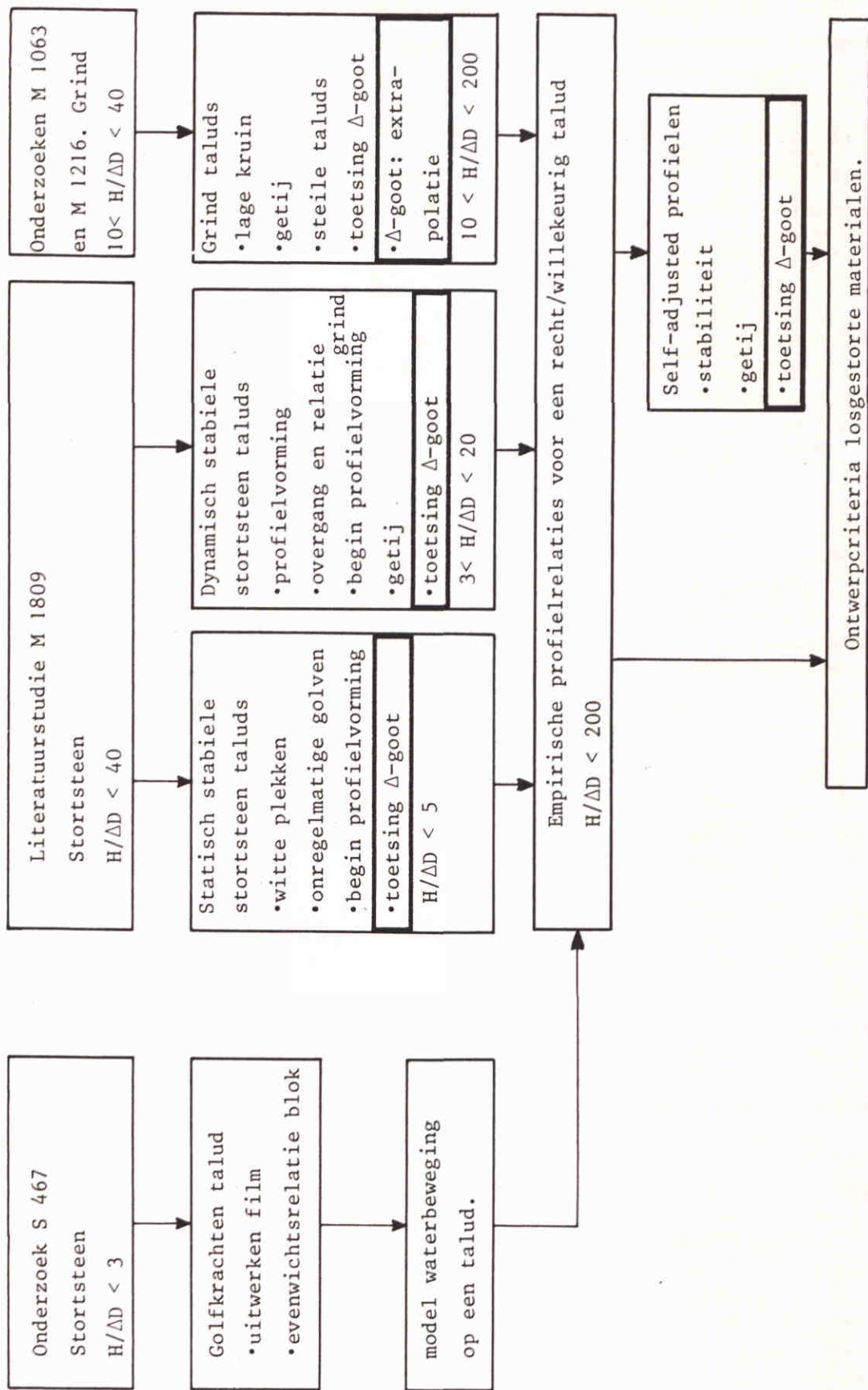
36. Ribbel steilheid, lengte en hoogte als functie van de afstand in de goot
37. Uitwerking volgens Nielsen (1981); Ribbel steilheid
38. Uitwerking volgens Nielsen (1981); Ribbel lengte/amplitude
39. Uitwerking volgens Nielsen (1981); Ribbel hoogte/amplitude
40. Uitwerking volgens Griepi report; Uitwijking/ribbel steilheid
41. Uitwerking volgens Griepi report; Ribbel steilheid
42. Uitwerking volgens Nielsen (1981); Toepassing van piek periode
43. Profielen proef 10
44. Profielen proef 11
45. Profielen proef 12
46. Profielen proef 13
47. Profielen proef 14
48. Profielen proef 15
49. Profielen proef 16
50. Profielen proef 17
51. Profielen proef 18
52. Profielen proef 19
53. Profielen proef 20
54. Vergelijking schade bij doorlatende kern
55. Vergelijking schade bij ondoorlatende kern
56. Oploop, neerloop en reflectie resultaten bij statische stabiliteit
57. Model opstelling voor berm golfbreker - M2102
58. Dwarsdoorsneden berm golfbreker - M2102
59. Gewichtsoverschrijdingskromme van bermsteen - M2102
60. Graderingen van kernmateriaal - M2102
61. Gemeten golfhoogten op diep water en ter plaatse van de berm golfbreker - M2102
62. Vergelijking van golfgegevens - M2102
63. Dwarsprofielen schaal 1:35 - M2102
64. Dwarsprofielen schaal 1:35 - M2102
65. Dwarsprofielen in Deltagoot schaal 1:7 - M2102
66. Dwarsprofielen in Deltagoot schaal 1:7 - M2102
67. Vergelijking profielen, stap 6 - M2102
68. Berm erosie en verzakking (in het zand) van de steen - M2102

LIJST VAN SYMBOLEN

A	= erosie oppervlak van het gevormde profiel	(m ²)
D	= diameter	(m)
	index 15: zeefdiameter die door 15% van de steen wordt onderschreden	
	index 50: idem, nu bij 50%	
	index 85: idem, nu bij 85%	
	index n50: nominale diameter die door 50% van de steen wordt onderschreden	
H	= golfhoogte	(m)
	index s: (inkomende) significante golfhoogte	
H _o	= dimensieloze golfhoogte parameter $H_s / \Delta D_{n50}$	
H _o T _o	= samengestelde parameter waarin de golfhoogte en periode	(-)
L	= golflengte op ondiep water	(m)
	index z: voor onregelmatige golven op diep water, berekend met T _z	
	index p: idem, nu berekend met T _p	
N	= aantal golven	(-)
P	= doorlatendheidscoëfficiënt	(-)
Re	= Reynoldsgetal u_{d_o} / ν bij ribbelforming	(-)
Re	= Reynoldsgetal $\sqrt{gH_s} D_{n50} / \nu$ bij schaalearfen t.o.v. stabiliteit	(-)
S	= schadenivo $S = A / D_{n50}^2$	(-)
T	= golfperiode	(s)
	index z: gemiddelde periode	
	index p: piekperiode	
T _o	= dimensieloze golfperiode parameter $\sqrt{g/D_{n50}} T_z$	
W ₅₀	= massa van de steen die door 50% van de steen wordt onderschreden	(kg)
a	= amplitude van de horizontale waterbeweging	(m)
b	= coëfficiënt	(-)
d _o	= horizontale waterbeweging	(m)
f _w	= wrijvingscoëfficiënt	(-)
g	= versnelling van de zwaartekracht	(m/s ²)

LIJST VAN SYMBOLEN (vervolg)

h_c, h_s, h_t	= profielparameter voor dynamisch stabiel profiel, zie figuur 30	(m)
k	= golfgetal $2\pi/L$	
l_c, l_r, l_s	= profielparameters voor dynamisch stabiel profiel, zie figuur 30	(m)
n_L	= schaalfactor	
par	= één van de parameters, h_c, h_s, h_t, l_c, l_r , of l_s	(m)
s_z	= fiktieve golfsteilheid $2\pi H_s / g T_z^2$	
u	= horizontale watersnelheid t.o.v. de bodem	(m/s)
α	= hoek van het talud met de waterlijn	(°)
Δ	= relatieve massadichtheid $\Delta = \rho_a / \rho - 1$	(-)
η	= ribbel kruinhoogte	(m)
λ	= ribbel kruinlengte	(m)
θ'	= shields parameter	(-)
ν	= kinematische viscositeit	(m ² /s)
ξ	= surf similarity parameter of brekerparameter: $\xi = \tan \alpha / \sqrt{s_z}$ index z: voor onregelmatige golven op diep water berekend met T_z index p: idem, nu berekend met T_p	(-)
ρ	= massa dichtheid van water	(kg/m ³)
ρ_a	= massa dichtheid van steen	(kg/m ³)
ψ	= mobiliteitsparameter	(-)



Tabel 1. Fundamenteel onderzoek losgestorte materialen

omschrijving proef	Dn50		P	D85/D15	Hs	Tz	Tp	Hs/Lz		ξ_z	HoTo		
	(m)	cota						spektrum	(m)			(s)	Hs/ $\Delta Dn50$
1 grind Deltagoot	.0187	1.60	.6	5	1.64	SL	.77	4.3	5.0	25.74	.0267	-	2535
2 grind Deltagoot	.0187	1.60	.6	5	1.64	SL	1.00	4.3	5.0	33.42	.0347	-	3292
3 grind Deltagoot	.0187	1.60	.6	5	1.64	PM	1.50	4.6	5.5	50.13	.0454	-	5282
4 grind Deltagoot	.0041	1.60	.6	5	1.85	PM	.62	2.6	2.9	94.15	.0588	-	12020
5 grind Deltagoot	.0041	1.60	.6	5	1.85	PM	1.24	3.9	4.5	189.0	.0523	-	36060
6 grind Deltagoot	.0041	1.60	.6	5	1.85	PM	1.68	5.0	5.7	256.1	.0431	-	62635
7 grind Deltagoot	.0041	1.60	.6	5	1.85	PM	1.28	3.9	4.5	195.1	.0540	-	37223
8 grind Deltagoot	.0041	1.60	.6	5	1.85	PM	1.08	4.3	5.1	164.1	.0374	-	34628
9 grind Deltagoot	.0041	1.60	.6	5	1.85	PM	1.14	5.9	7.6	173.8	.0210	-	50153
10 stortsteen Deltagoot	.210	1.70	.5	3	1.38	PM	.96	4.4	5.1	2.69	.0318	1.87	80.9
11 stortsteen Deltagoot	.210	1.70	.5	3	1.38	PM	1.06	4.4	5.1	2.97	.0351	1.78	89.3
12 stortsteen Deltagoot	.210	1.70	.5	3	1.38	PM	.77	4.4	5.1	2.16	.0255	2.09	64.9
13 stortsteen Deltagoot	.210	1.70	.5	3	1.38	PM	1.07	4.4	5.1	3.00	.0354	1.77	90.1
14 stortsteen Deltagoot	.210	1.70	.5	3	1.38	PM	.87	4.4	5.1	2.44	.0288	1.96	73.3
15 stortsteen Deltagoot	.210	1.70	.5	3	1.38	PM	1.18	4.4	5.1	3.31	.0391	1.69	99.4
16 stortsteen Deltagoot	.210	1.70	.1	3	1.38	PM	.64	4.4	5.1	1.79	.0212	2.29	53.9
17 stortsteen Deltagoot	.210	1.70	.1	3	1.38	PM	.70	4.4	5.1	1.96	.0232	2.19	59.0
18 stortsteen Deltagoot	.210	1.70	.1	3	1.38	PM	.77	4.4	5.1	2.16	.0255	2.09	64.9
19 stortsteen Deltagoot	.210	1.70	.1	3	1.38	PM	.50	4.4	5.1	1.40	.0166	2.59	42.1
20 stortsteen Deltagoot	.210	1.70	.1	3	1.38	PM	.85	4.4	5.1	2.38	.0281	1.99	71.6
11 grind M1216	.0041	1.57	.6	5	1.3	SL	.205	2.03	2.33	31.85	.0319	-	3162
12 grind M1216	.0041	1.57	.6	5	1.3	SL	.145	1.97	2.27	22.53	.0239	-	2171
41 stortsteen M1983 I	.036	1.62	.1	3	1.25	PM	.122	1.77	2.04	2.10	.0250	2.11	61.4
42 stortsteen M1983 I	.036	1.62	.1	3	1.25	PM	.100	1.76	2.04	1.73	.0208	2.31	50.2
43 stortsteen M1983 I	.036	1.62	.1	3	1.25	PM	.080	1.77	2.02	1.37	.0163	2.61	40.2
44 stortsteen M1983 I	.036	1.62	.1	3	1.25	PM	.137	1.77	2.02	2.35	.0280	1.99	68.8
45 stortsteen M1983 I	.036	1.62	.1	3	1.25	PM	.112	1.77	2.01	1.93	.0230	2.20	56.4
211 stortsteen M1983 I	.036	1.62	.5	3	1.25	PM	.147	1.78	2.06	2.52	.0222	1.93	74.2
212 stortsteen M1983 I	.036	1.62	.5	3	1.25	PM	.178	1.79	2.04	3.06	.0274	1.77	90.4
213 stortsteen M1983 I	.036	1.62	.5	3	1.25	PM	.162	1.79	2.04	2.79	.0249	1.85	82.3
214 stortsteen M1983 I	.036	1.62	.5	3	1.25	PM	.131	1.77	2.06	2.24	.0197	2.04	65.6
215 stortsteen M1983 I	.036	1.62	.5	3	1.25	PM	.106	1.77	2.04	1.83	.0163	2.26	53.4
216 stortsteen M1983 I	.036	1.62	.5	3	1.25	PM	.186	1.77	2.04	3.19	.0286	1.71	93.3

P = doorlatendheidscoëfficiënt
P = 0.1 Ondoorlatende kern
P = 0.5 Doorlatende kern
P = 0.6 Homogene constructie

Spektrum
SL = spektrum bij M1216
PM = Pierson Moskowitz

$$\xi_z = \tan \alpha / \sqrt{H_s/L_z}$$

De proeven 1 en 2 (Deltagoot) zijn vergelijkbaar met proeven 11 en 12 (M1216) - schaalfactor 4.6
De proeven 10 - 20 (Deltagoot) zijn vergelijkbaar met de proeven 41 - 45
en 211 - 216 (M1983 deel I) - schaalfactor 6.25

Tabel 2. Golfbrandvoorwaarden.

proef	labda	etha	x	n/a	n/l	u	fw	Re								
ribbel	betha	h		b/l	l/a	a	psi	theta'								
nummer	(m)	(m)	(m)			(m)	(m/s)									
5	1	1.61	.48	.21	2.2	182.7	.298	.208	1.60	.130	1.01	1.62	34.96	.022	.377	3.27e6
5	2	2.09	.56	.27	2.62	181.1	.268	.327	2.53	.129	.83	1.33	23.54	.023	.276	2.20e6
5	3	2.03	.49	.2	2.97	179	.241	.280	2.85	.099	.71	1.15	17.53	.025	.219	1.64e6
5	4	1.47	.51	.13	3.27	177	.347	.205	2.32	.088	.63	1.02	13.87	.026	.183	1.30e6
5	5	.97	.37	.12	3.53	175.5	.381	.208	1.68	.124	.58	.93	11.44	.028	.158	1.07e6
5	6	.98	.34	.05	3.75	174.5	.347	.094	1.84	.051	.53	.86	9.79	.029	.140	9.16e5
5	7	.97	.32	.07	3.92	173.6	.330	.139	1.93	.072	.50	.81	8.71	.029	.128	8.14e5
5	8	.8	.27	.08	4.1	172.6	.338	.169	1.69	.100	.47	.76	7.71	.030	.117	7.21e5
5	9	.71	.23	.1	4.23	171.8	.324	.221	1.57	.141	.45	.73	7.08	.031	.109	6.62e5
6	1	2.64	.58	.21	2.58	181.5	.220	.107	1.34	.080	1.97	2.47	80.99	.017	.673	9.71e6
6	2	2.86	.9	.39	3.07	178.9	.315	.239	1.75	.136	1.63	2.05	55.86	.018	.498	6.70e6
6	3	2.97	.69	.32	3.54	176	.232	.229	2.13	.108	1.40	1.76	40.92	.019	.387	4.91e6
6	4	2.29	.67	.3	4.03	173	.293	.248	1.90	.131	1.21	1.52	30.60	.020	.306	3.67e6
7	1	1.29	.46	.19	2.27	182.8	.357	.189	1.28	.147	1.00	1.62	34.74	.022	.375	3.25e6
7	2	1.23	.32	.14	2.47	181.5	.260	.153	1.35	.114	.91	1.47	28.71	.022	.323	2.69e6
7	3	1.53	.55	.21	2.75	180.3	.359	.260	1.90	.137	.81	1.30	22.41	.024	.266	2.10e6
7	4	1.6	.51	.22	3.01	178.8	.319	.304	2.21	.138	.72	1.17	18.09	.025	.225	1.69e6
7	5	1.34	.42	.19	3.27	177.2	.313	.290	2.05	.142	.65	1.06	14.78	.026	.192	1.38e6
7	6	1.23	.51	.15	3.52	175.8	.415	.251	2.06	.122	.60	.96	12.28	.027	.167	1.15e6
7	7	1.29	.46	.18	3.7	174.6	.357	.321	2.30	.140	.56	.90	10.80	.028	.151	1.01e6
7	8	.97	.44	.14	3.93	173.3	.454	.271	1.88	.144	.52	.83	9.21	.029	.134	8.62e5
8	1	1.77	.64	.27	2.23	183.9	.362	.252	1.65	.153	1.07	1.56	32.45	.021	.341	3.35e6
8	2	1.69	.69	.24	2.52	182.1	.408	.256	1.80	.142	.94	1.37	24.88	.022	.277	2.57e6
8	3	1.86	.56	.17	2.73	180.4	.301	.198	2.17	.091	.86	1.25	20.84	.023	.241	2.15e6
8	4	1.87	.49	.23	3	178.6	.262	.298	2.43	.123	.77	1.13	16.85	.024	.204	1.74e6
8	5	1.6	.57	.23	3.32	176.7	.356	.335	2.33	.144	.69	1.00	13.34	.025	.170	1.38e6
8	6	1.23	.46	.21	3.6	175.1	.374	.337	1.97	.171	.62	.91	11.01	.027	.146	1.14e6
8	7	1.03	.46	.14	3.87	173.9	.447	.245	1.80	.136	.57	.83	9.24	.028	.128	9.53e5
8	8	.91	.38	.12	4.04	172.9	.418	.222	1.68	.132	.54	.79	8.31	.028	.118	8.57e5
8	9	.91	.45	.07	4.2	171.9	.495	.136	1.76	.077	.52	.75	7.54	.029	.109	7.78e5
9	1	2.27	.81	.22	2.92	182	.357	.133	1.37	.097	1.66	1.76	41.33	.018	.366	5.85e6
9	2	3.73	.93	.36	3.22	179.5	.249	.241	2.49	.097	1.50	1.59	33.71	.018	.310	4.77e6
9	3	2.51	.87	.44	3.62	175.9	.347	.333	1.90	.175	1.32	1.41	26.35	.019	.255	3.73e6
9	4	1.93	.77	.32	3.92	173.4	.399	.263	1.59	.166	1.22	1.29	22.25	.020	.222	3.15e6
9	5	1.44	.67	.22	4.08	171.8	.465	.189	1.24	.153	1.16	1.24	20.42	.020	.208	2.89e6

labda = ribbel lengte

betha = assymetrie, kortste halve ribbel lengte

etha = ribbel hoogte

h = waterdiepte ter plaatse van ribbel

x = plaats van de ribbel in de goot

b/l = assymetrie, betha gedeeld door labda

n/a = ribbel hoogte gedeeld door amplitude van waterbeweging

l/a = ribbel lengte gedeeld door amplitude waterbeweging

n/l = ribbel steilheid, hoogte gedeeld door lengte

a = amplitude van de waterbeweging volgens de lineaire golftheorie

u = horizontale watersnelheid ter plaatse van de ribbel, volgens de lineaire golftheorie

psi = mobiliteits parameter

fw = coefficient in Shields parameter

theta' = Shields parameter

Re = Reynolds getal

Tabel 3. Ribbel afmetingen in proeven 5 - 9 met dimensieloze afgeleiden

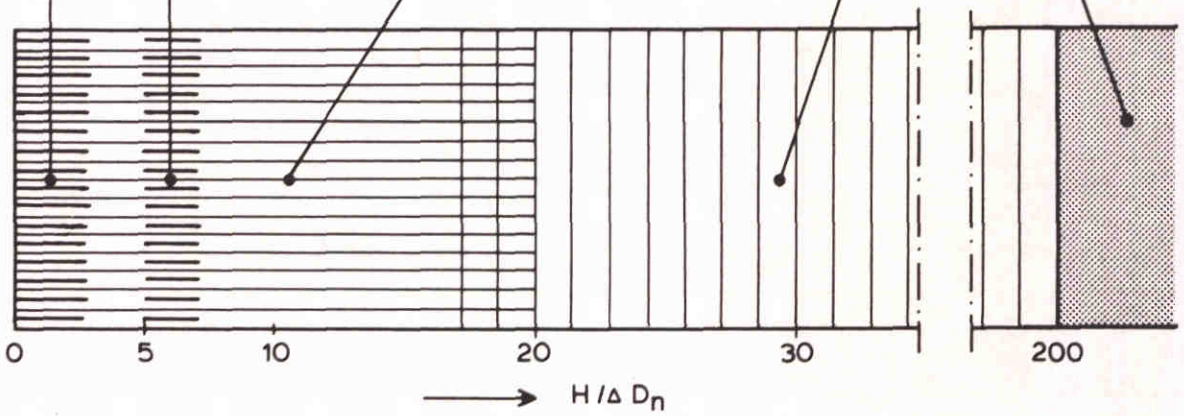
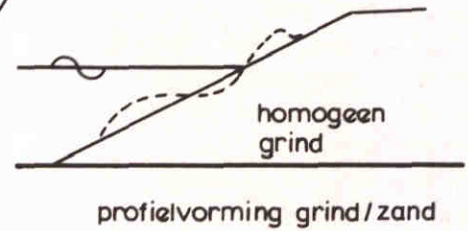
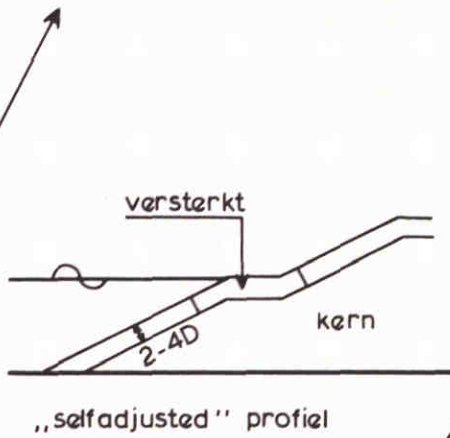
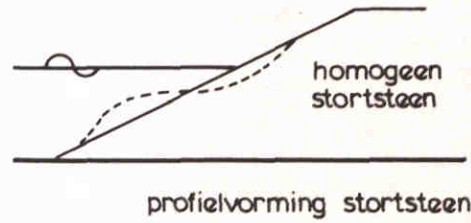
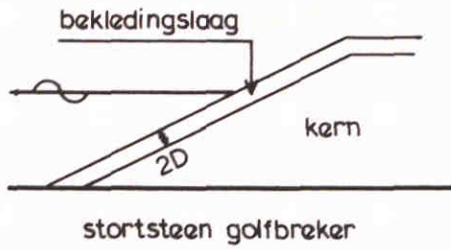
proef	omschrijving	P	Hs/ $\Delta Dn50$			Rd2%/Hs		
			S(1000)	S(3000)	S(1000)	Ru2%/Hs	Reflektie	Reflektie
10	stortsteen Deltagoot	.5	2.69	4.03	6.55	-	-	.21
11	stortsteen Deltagoot	.5	2.97	5.91	11.24	-	-	.20
12	stortsteen Deltagoot	.5	2.16	1.82	3.22	1.49	.77	.21
13	stortsteen Deltagoot	.5	3.00	8.03	-	1.33	.72	.23
14	stortsteen Deltagoot	.5	2.44	3.97	5.82	1.54	.61	.20
15	stortsteen Deltagoot	.5	3.31	11.59	21.08	1.35	.59	.21
16	stortsteen Deltagoot	.1	1.79	3.84	6.31	1.88	.92	.30
17	stortsteen Deltagoot	.1	1.96	4.55	7.70	1.71	.85	.28
18	stortsteen Deltagoot	.1	2.16	8.77	13.86	1.74	.78	.31
19	stortsteen Deltagoot	.1	1.40	1.97	2.78	1.82	.96	.31
20	stortsteen Deltagoot	.1	2.38	11.83	16.35	1.66	.69	.30
41	stortsteen M1983 I	.1	2.10	7.40	13.12	1.72	.72	.27
42	stortsteen M1983 I	.1	1.73	3.87	5.47	1.76	.79	.28
43	stortsteen M1983 I	.1	1.37	1.23	2.11	1.73	.98	.30
44	stortsteen M1983 I	.1	2.35	10.95	19.47	1.73	.70	.27
45	stortsteen M1983 I	.1	1.93	6.44	9.62	1.70	.73	.27
211	stortsteen M1983 I	.5	2.52	3.39	5.44	1.68	.44	.20
212	stortsteen M1983 I	.5	3.06	9.37	13.80	1.50	.39	.19
213	stortsteen M1983 I	.5	2.79	7.01	8.56	1.69	.47	.19
214	stortsteen M1983 I	.5	2.24	2.47	4.18	1.50	.40	.21
215	stortsteen M1983 I	.5	1.83	1.47	1.85	-	.70	.21
216	stortsteen M1983 I	.5	3.19	12.19	18.31	-	.44	.21

Tabel 4. Gemeten gegevens bij statische stabiliteit

step	deep water conditions						in front of structure		crest		harbor			
	H_{s1} (m)		T_z (s)		T_p (s)		reflection (%)		H_s (m)		overtopping (%)			
	1:35	1:7	1:35	1:7	1:35	1:7	1:35	1:7	1:35	1:7	1:35	1:7		
1	4.94	4.91	7.2	7.1	8.3	8.3	23.4	22.5	4.76	4.88	0	0	0.06	-
2	6.99	7.38	7.8	8.0	8.6	8.8	17.8	16.6	6.27	(7.21)	0	0	0.09	0.11
3	8.40	8.53	9.8	9.5	11.4	11.4	17.9	16.8	7.80	(8.65)	4.4	4.6	0.08	0.13
4	8.78	8.83	11.3	11.2	14.3	14.1	22.3	22.2	8.63	(9.22)	22.2	19.8	0.27	0.30
5	10.13	10.29	11.9	12.2	15.6	15.8	23.0	22.4	9.46	(9.64)	43.5	35.0	0.39	0.42
6	11.20	-	12.9	-	16.9	-	24.6	-	9.38	-	45.8	44.3	0.63	0.95
7	7.91	8.01	17.5	17.4	17.9	17.5	27.4	24.8	10.29	-	59.4	58.4	0.41	0.41
8	7.40	7.20	20.6	21.1	24.4	25.5	33.5	33.5	8.44	-	45.3	52.8	0.74	0.82

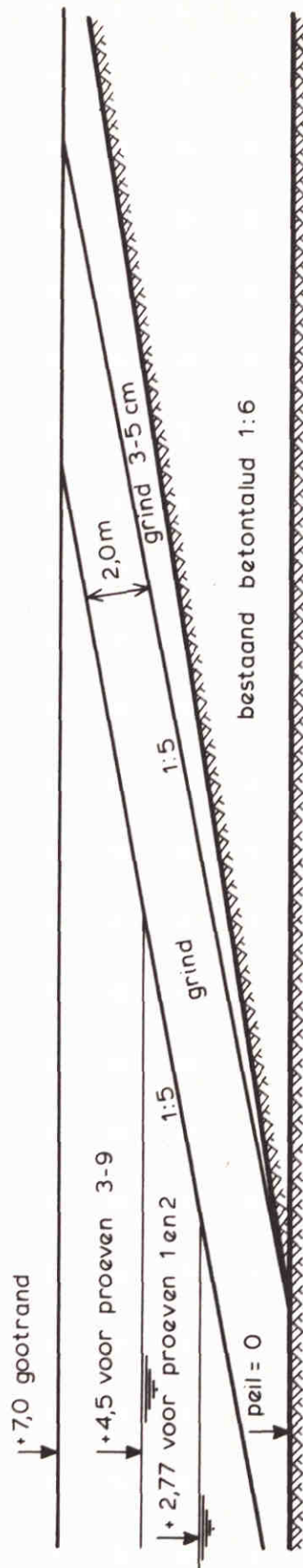
Overtopping: waves reaching the crest of the breakwater and hitting the mounted wave gauge (see Figure 3).

Tabel 5 Golfgegevens berm golfbreker (M 2102)



- statische stabiliteit stortsteen
 - dynamische stabiliteit stortsteen
 - dynamische stabiliteit grind
 - profielvorming zand
-] gebied voor dit onderzoek

TOEPASSINGSGBIED LOSGESTORTE MATERIALEN



PROEVEN GRIND; toetsing M1216 + extrapolatie

proeven 1 en 2 : $D_{n50} = 0,0187$ m en waterstand = 2,77 m (schaal = 4,6)

proef 3 : $D_{n50} = 0,0187$ m en waterstand = 4,5 m

proeven 4 - 9 : $D_{n50} = 0,0041$ m en waterstand = 4,5 m

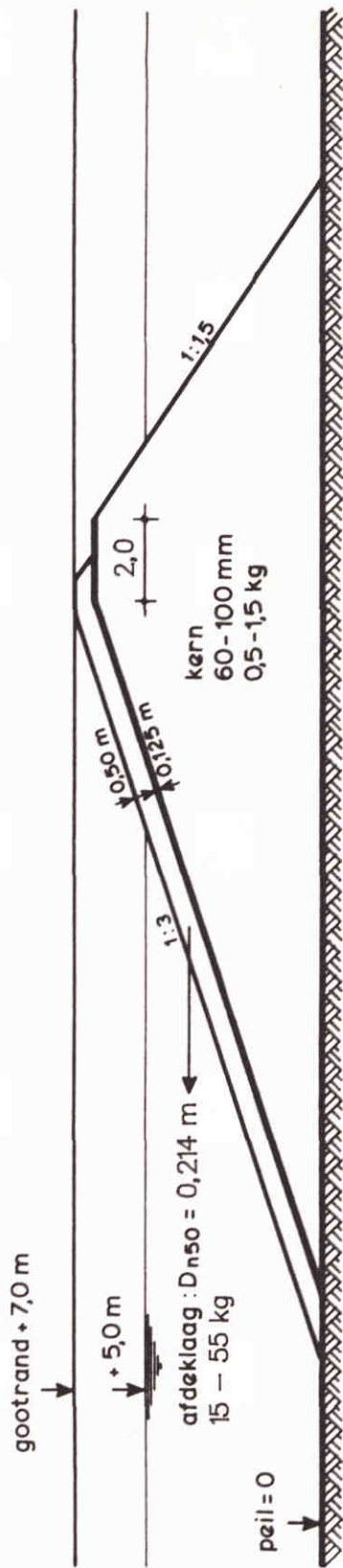
maten in meters

DOORSNEDE GRINDTALUDS IN DE DELTAGOOT

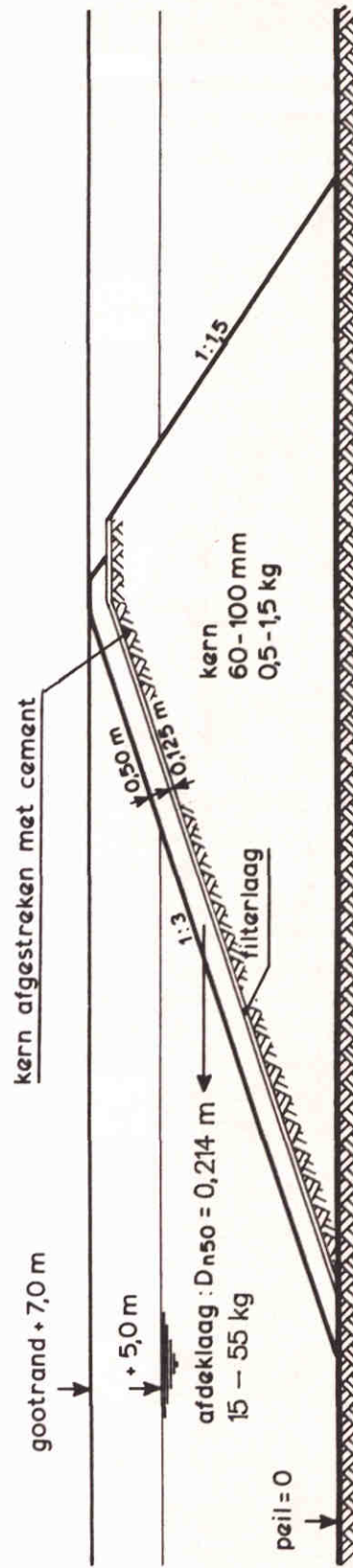
WATERLOOPKUNDIG LABORATORIUM

M 1983

FIG. 2



doorlatende kern ; proeven 10 - 15



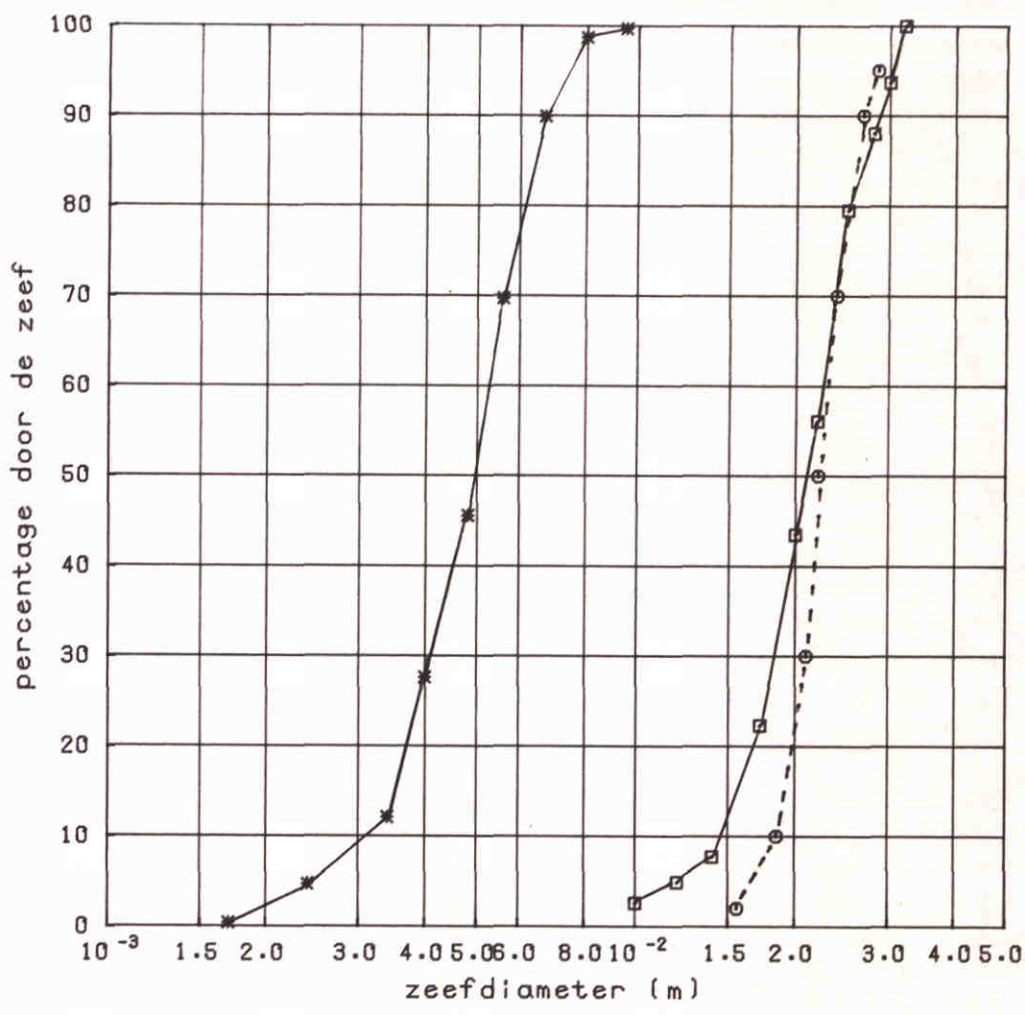
ondoorlatende kern ; proeven 16 - 20

DOORSNEDE STORTSTEENKONSTRUKTIES DELTAGOOT

WATERLOOPKUNDIG LABORATORIUM

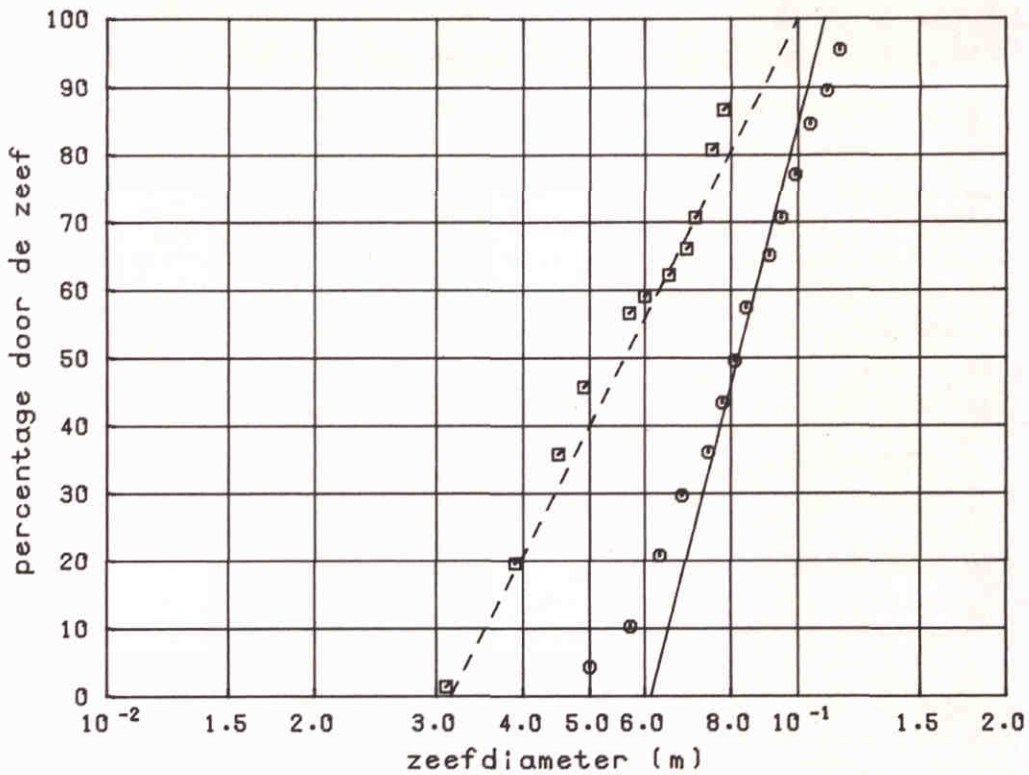
M 1983

FIG. 3

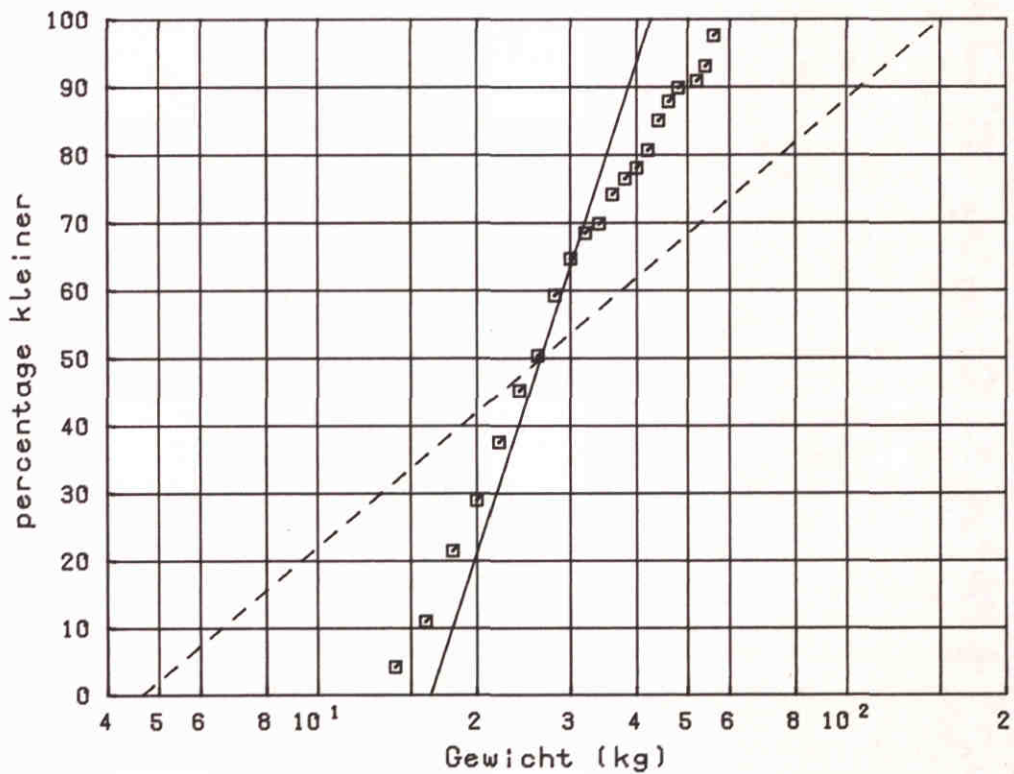


- ▣ Grind Deltagoot
Dn50=0.0187m D50=0.021m D85/D15=1.64
- Grind M1216 x 4.6
Dn50=0.0189m D50=0.022m D85/D15=1.30
- * Grind Deltagoot
Dn50=0.0041m D50=0.0048m D85/D15=1.85

ZEEFKROMMEN GRIND

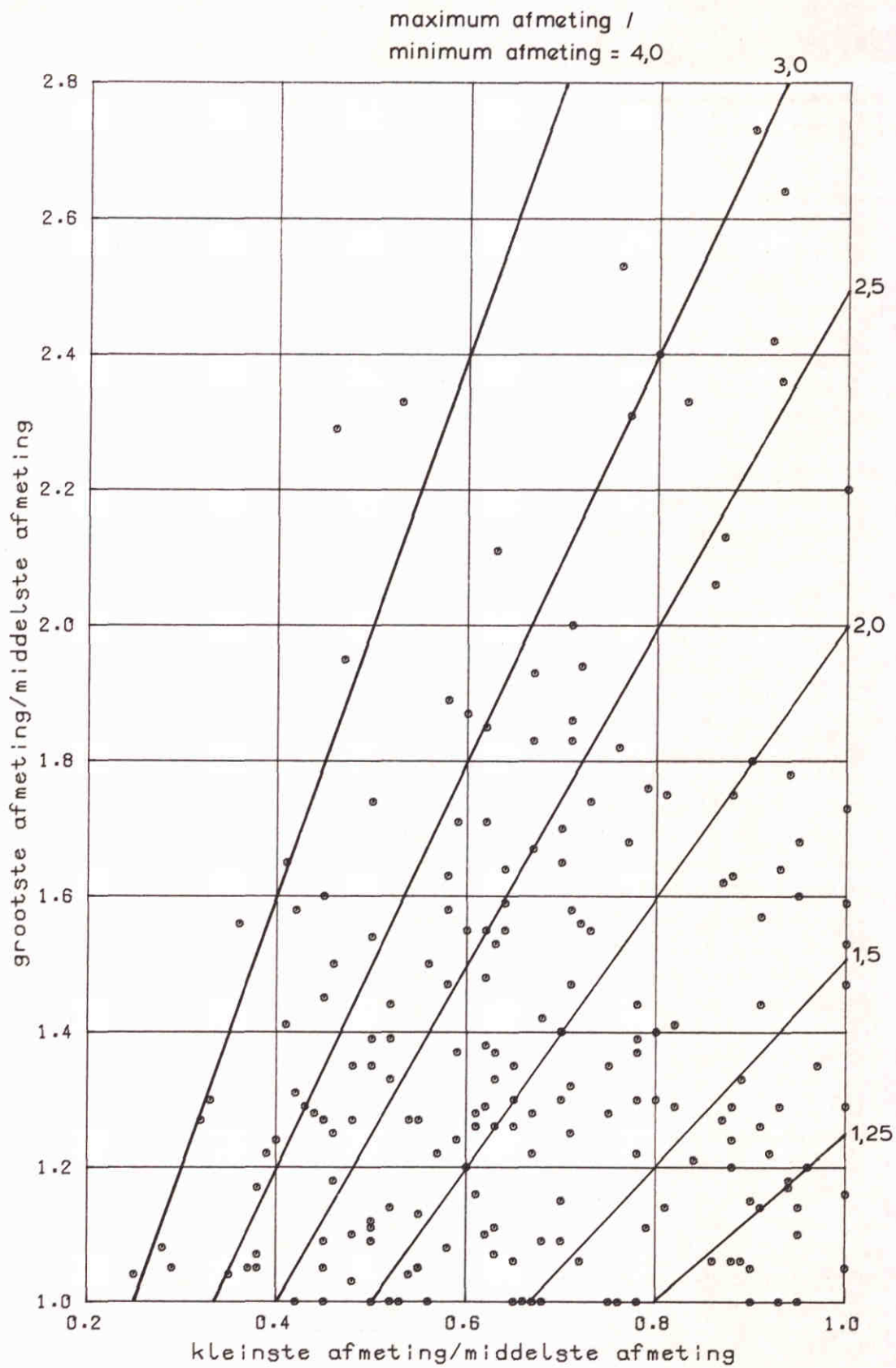


□ Filter Deltagoot - - - - Filter M1983 deel I x 6.25
 ○ Kern Deltagoot ——— Kern M1983 deel I x 6.25



□ Afdeklaag Deltagoot ——— uniform x 216 - - - - riprap x 216

ZEEFKROMMEN KERN EN FILTER
EN GEWICHT AFDEKLAAG

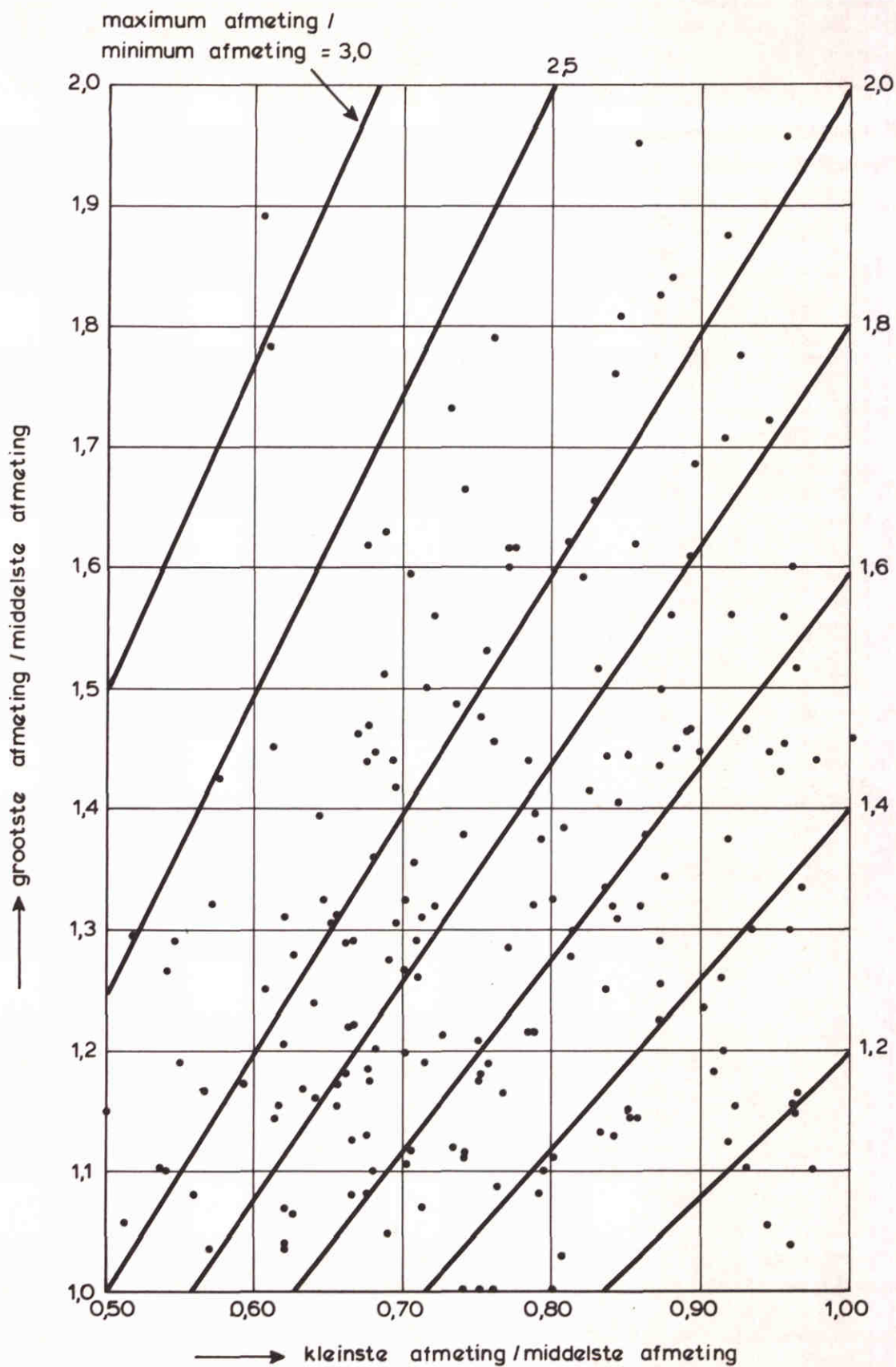


VORM STENEN AFDEKLAAG DELTAGOOT

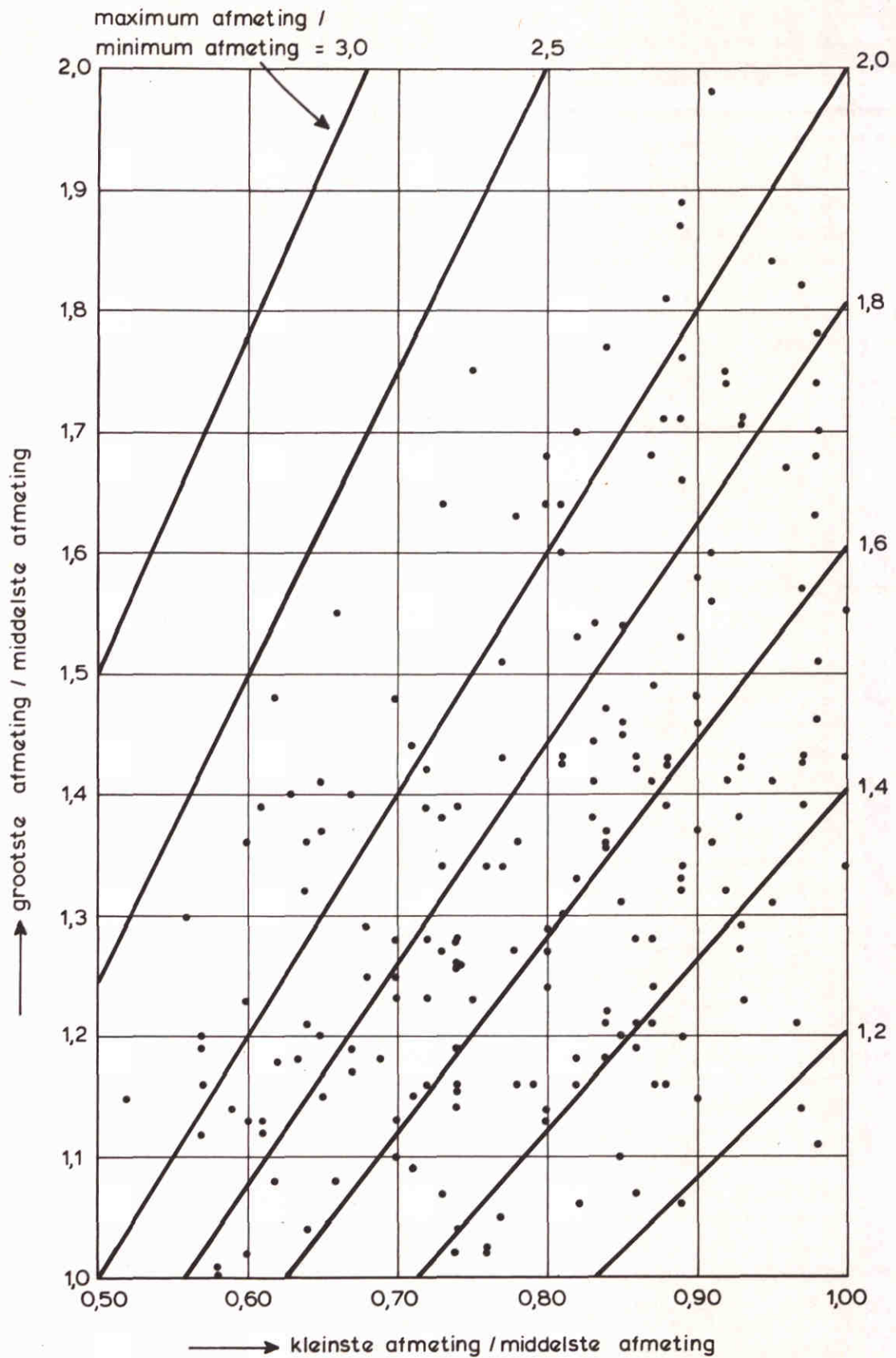
WATERLOOPKUNDIG LABORATORIUM

M 1983

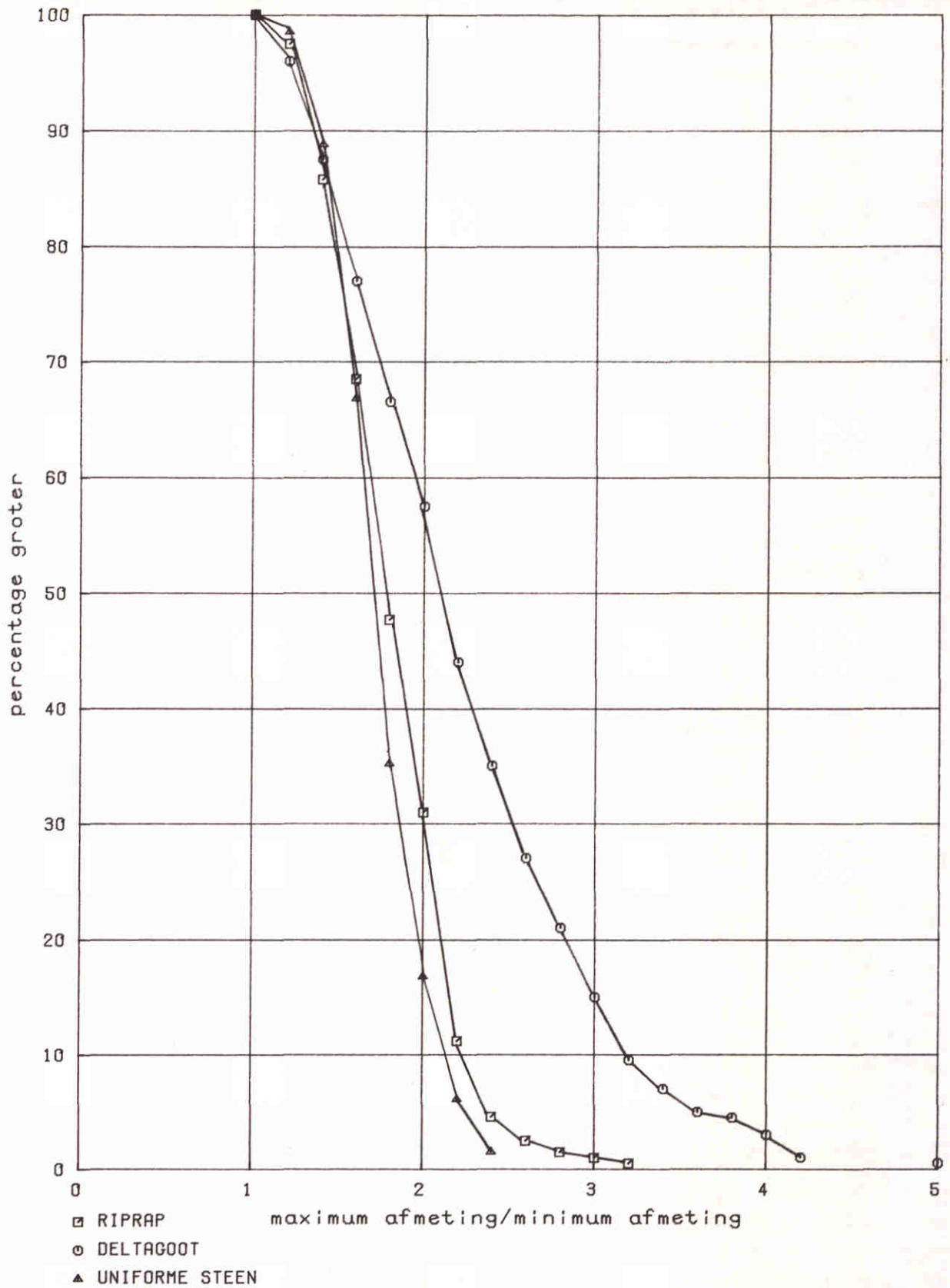
FIG. 6



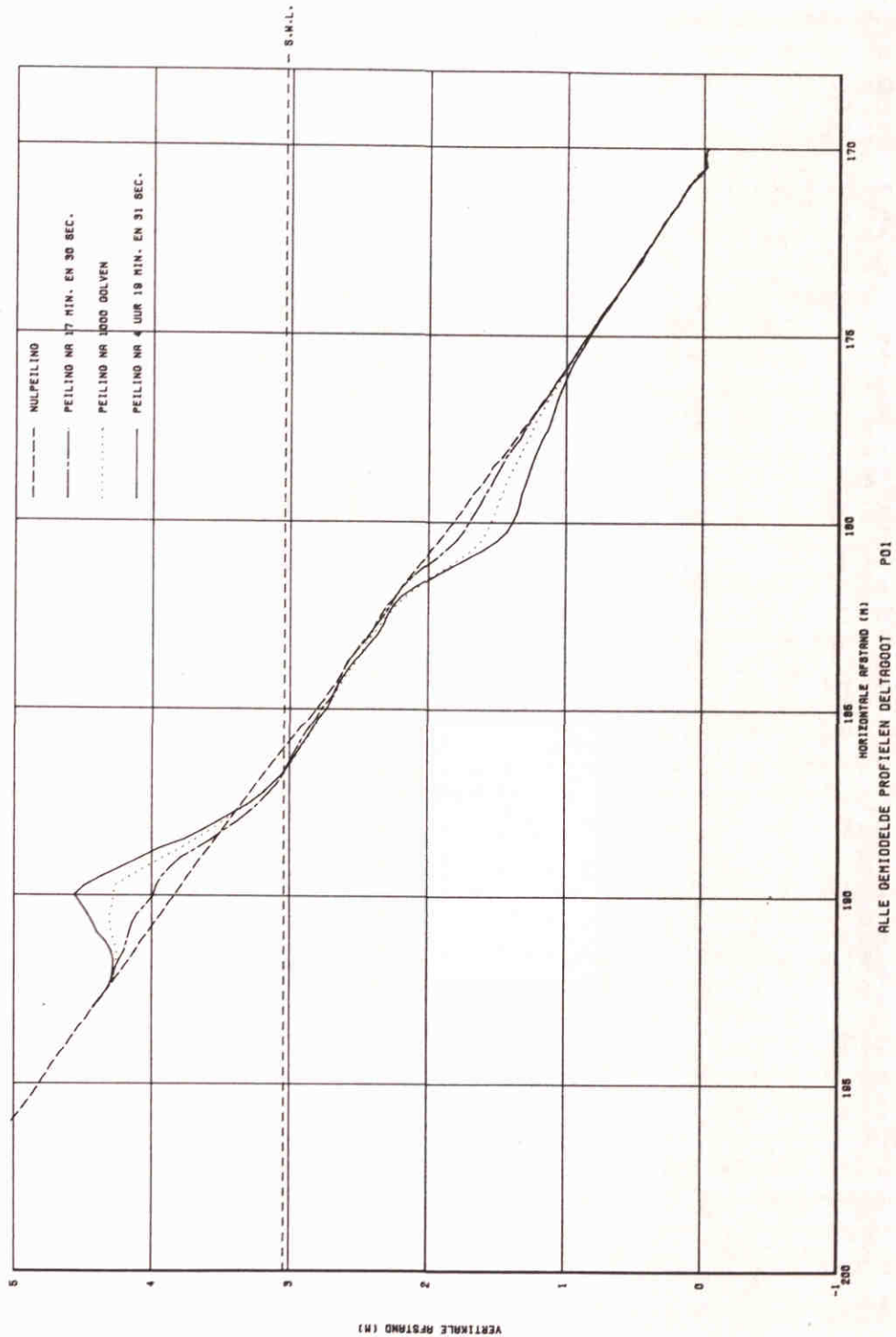
VORM STENEN BIJ RIPRAP ($D_{85}/D_{15} = 2.25$)



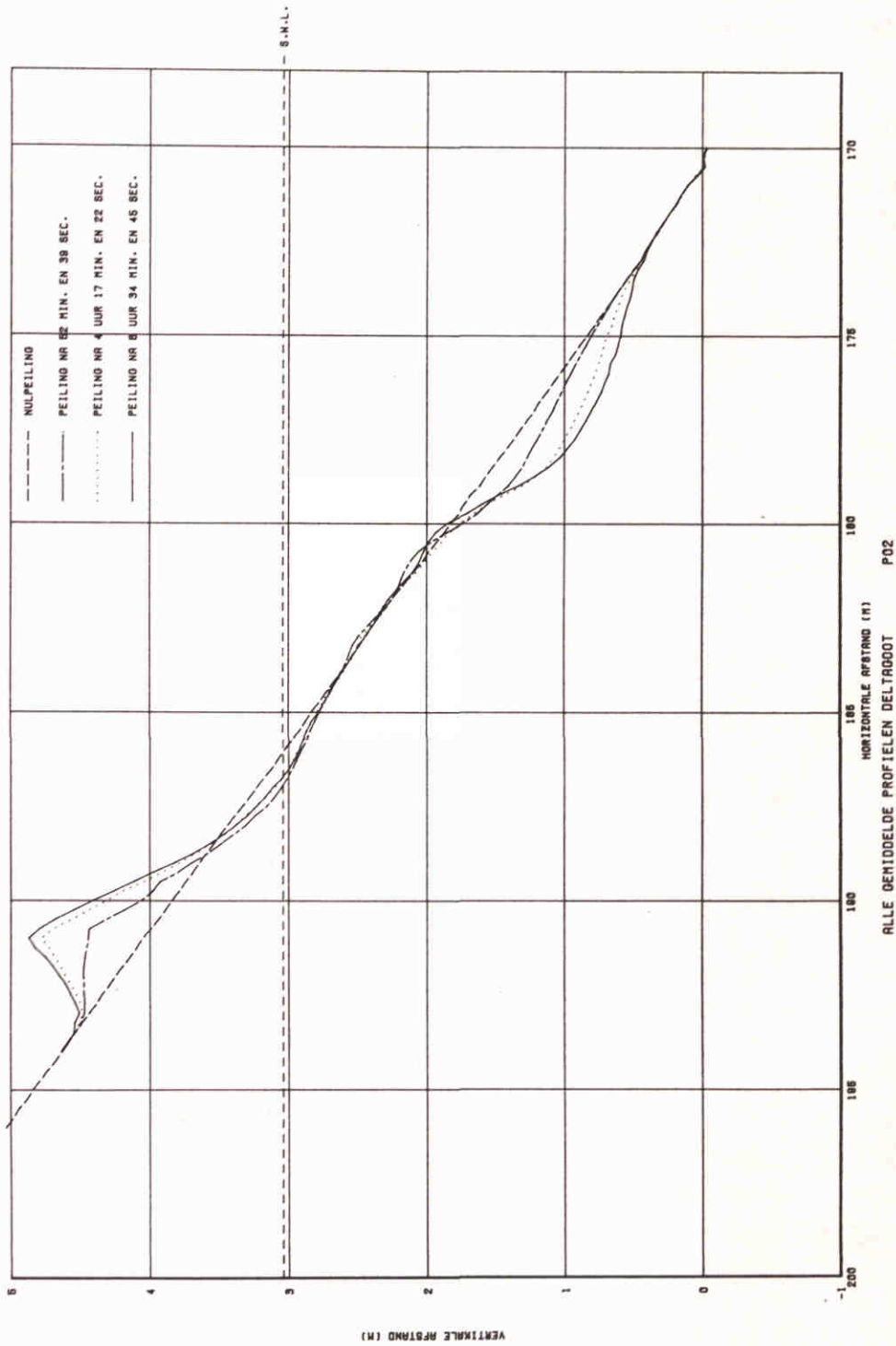
VORM STENEN BIJ UNIFORME STEEN ($D_{85} / D_{15} = 1,25$)



VERDELING VAN DE STEENVORM



PROFIELEN PROEF 1

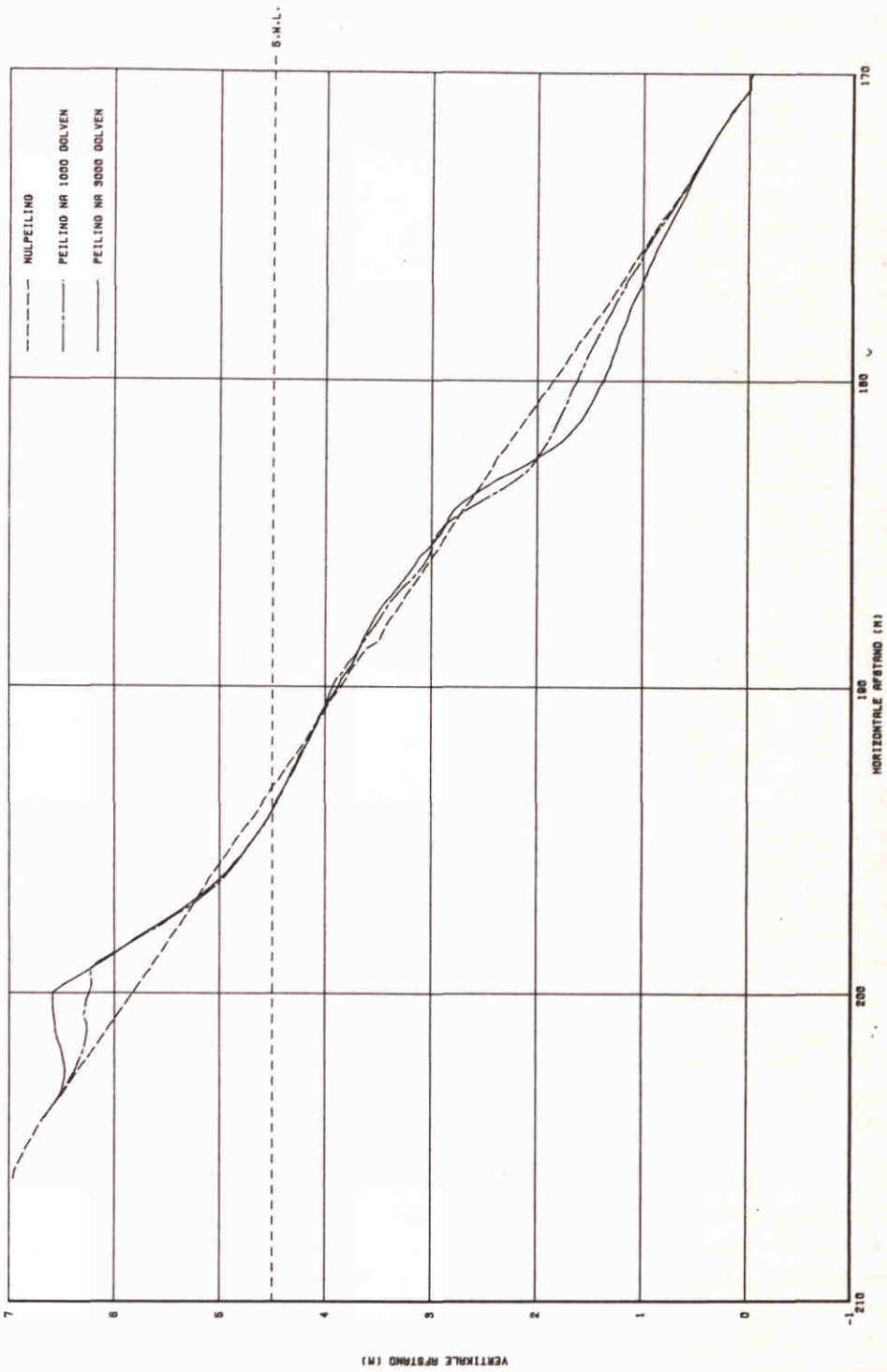


PROFIELEN PROEF 2

WATERLOOPKUNDIG LABORATORIUM

M1983

FIG. 11

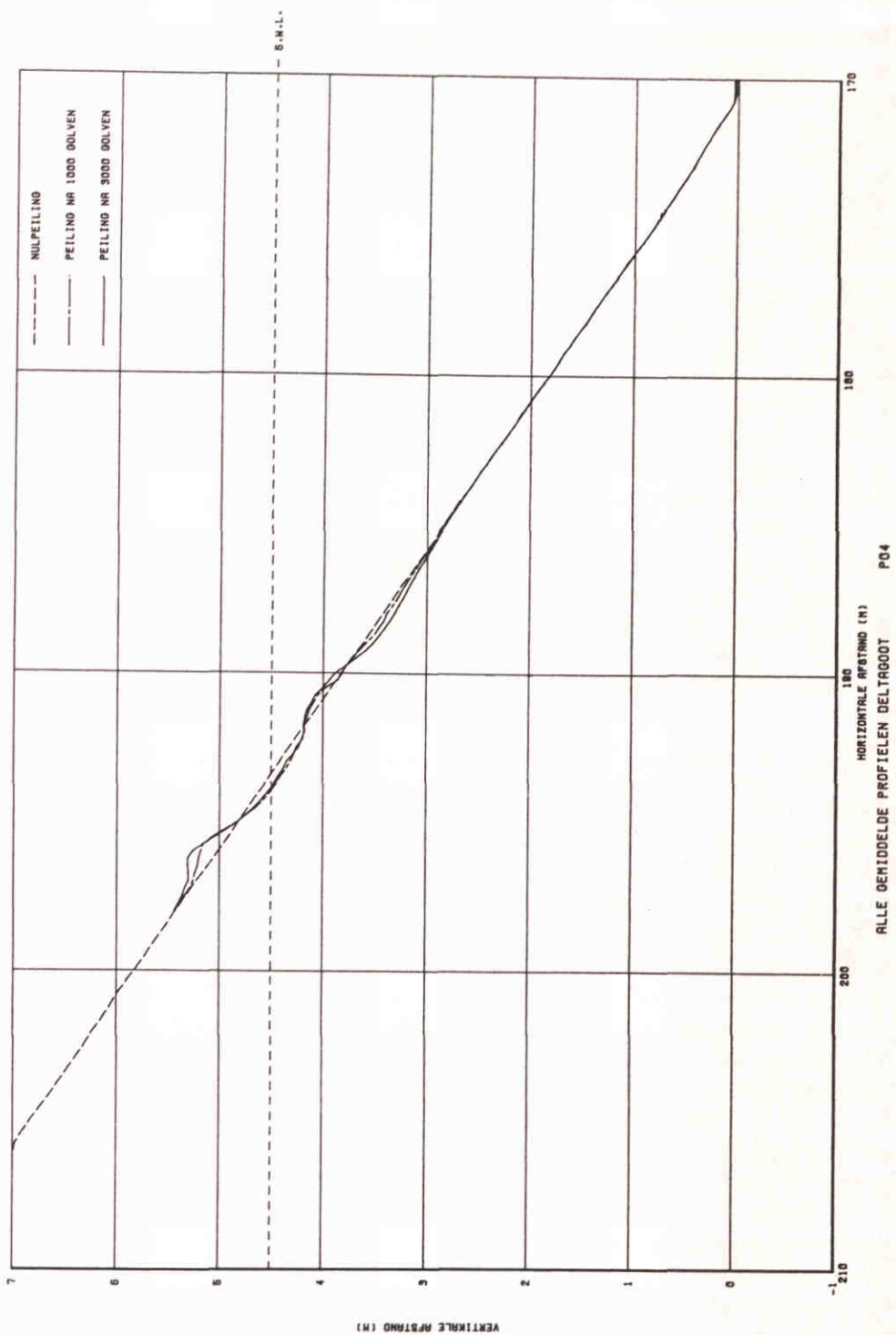


PROFIELEN PROEF 3

WATERLOOPKUNDIG LABORATORIUM

M1983

FIG.12

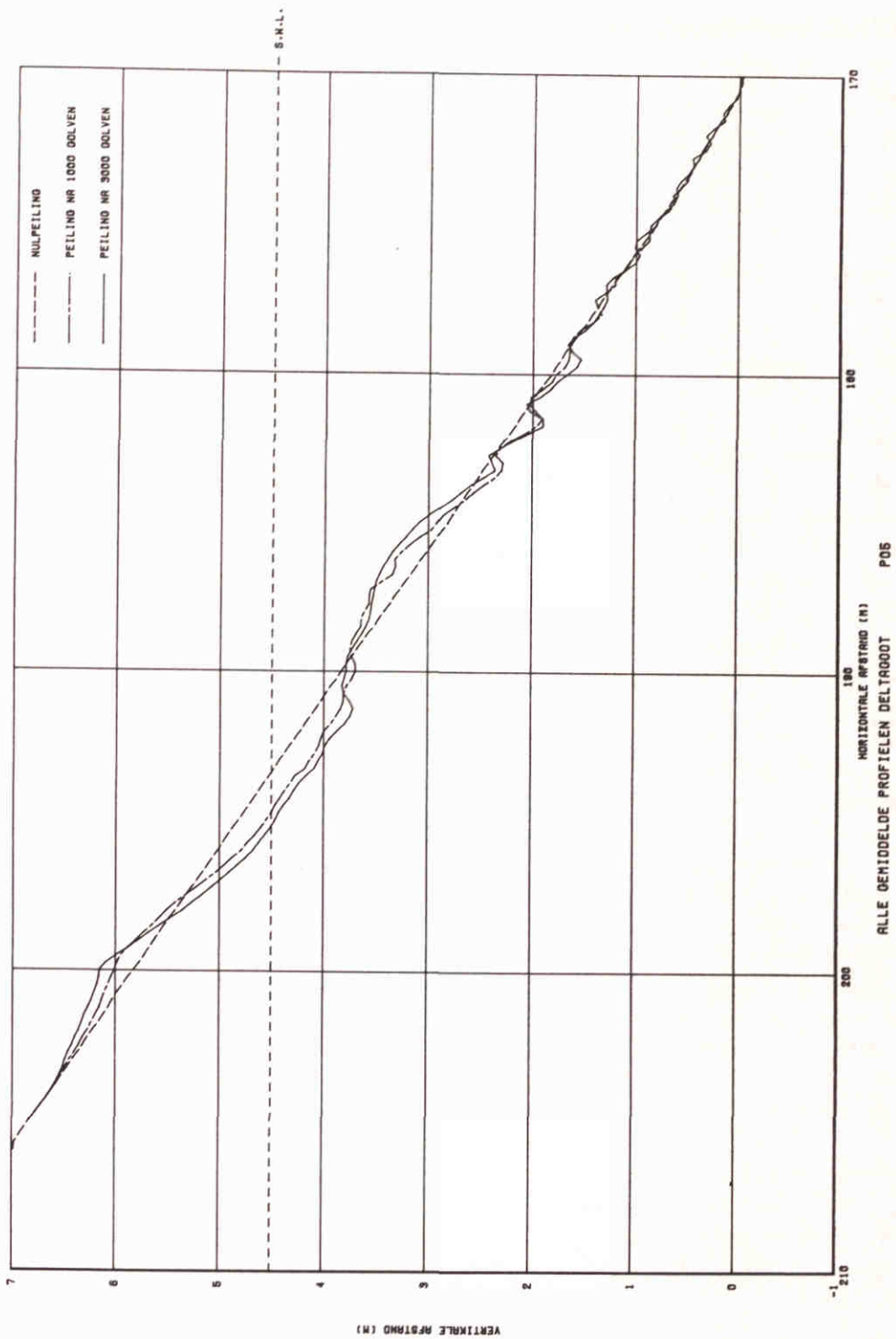


PROFIELEN PROEF 4

WATERLOOPKUNDIG LABORATORIUM

M1983

FIG.13

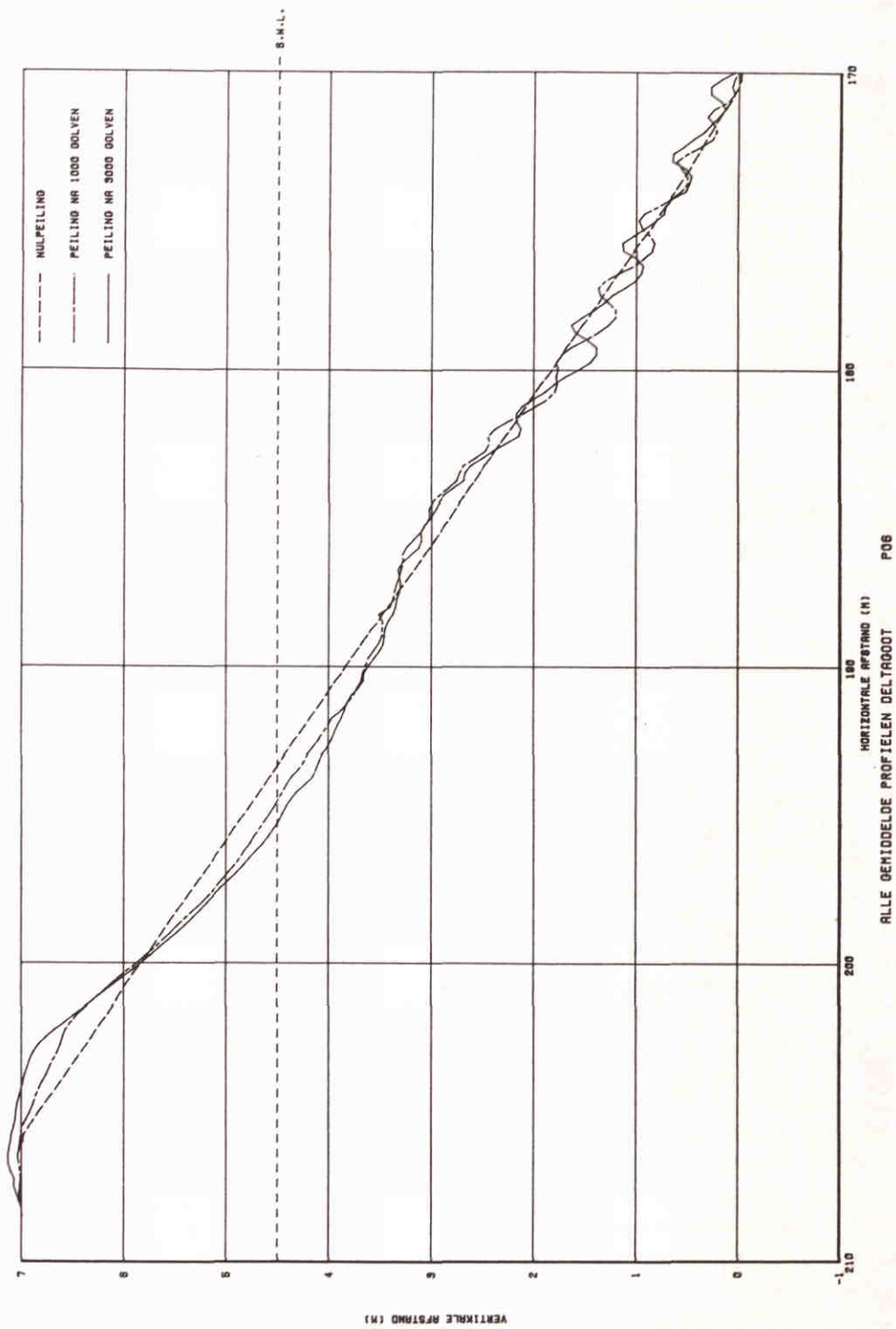


PROFIELEN PROEF 5

WATERLOOPKUNDIG LABORATORIUM

M1983

FIG.14

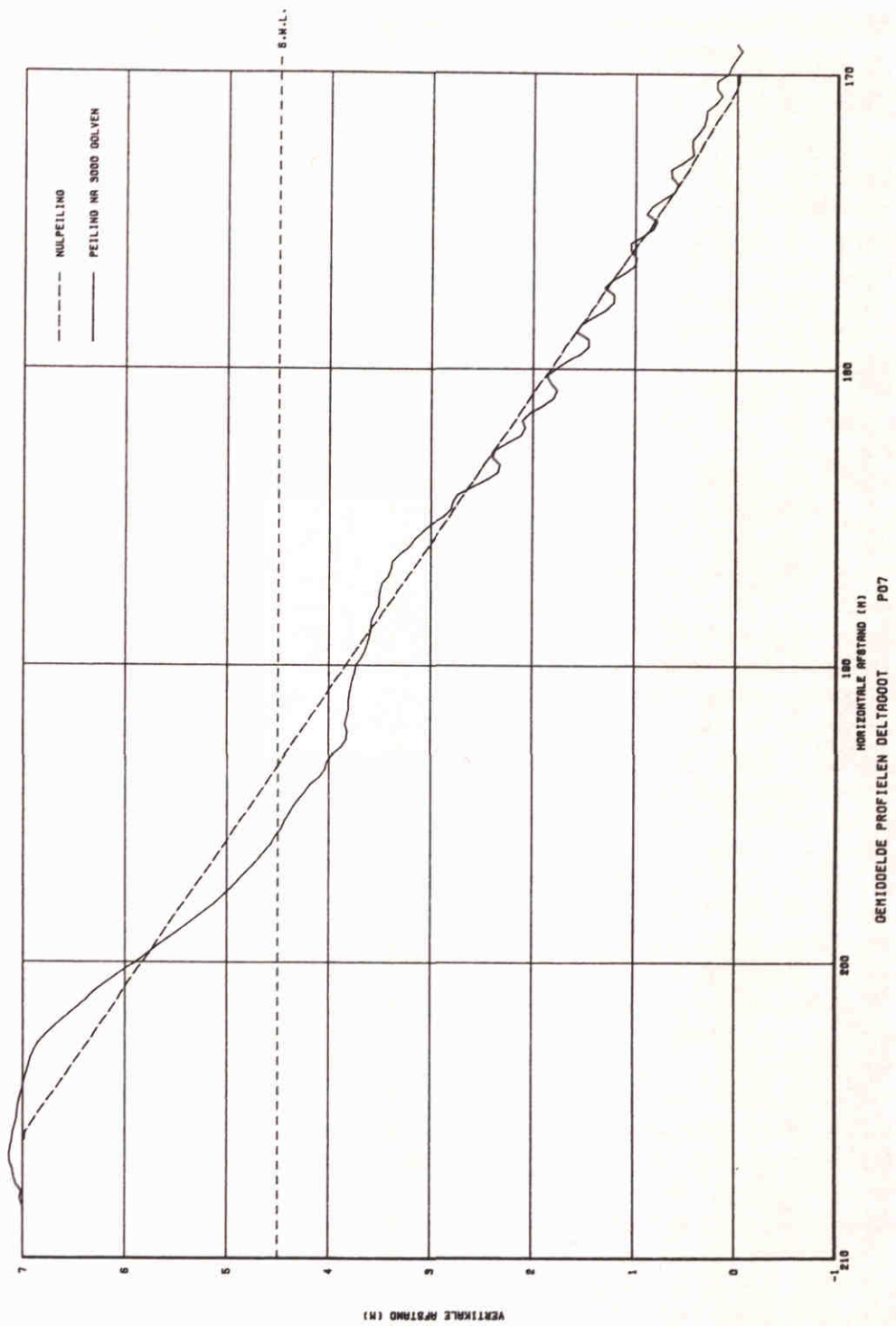


PROFIELEN PROEF 6

WATERLOOPKUNDIG LABORATORIUM

M1983

FIG.15

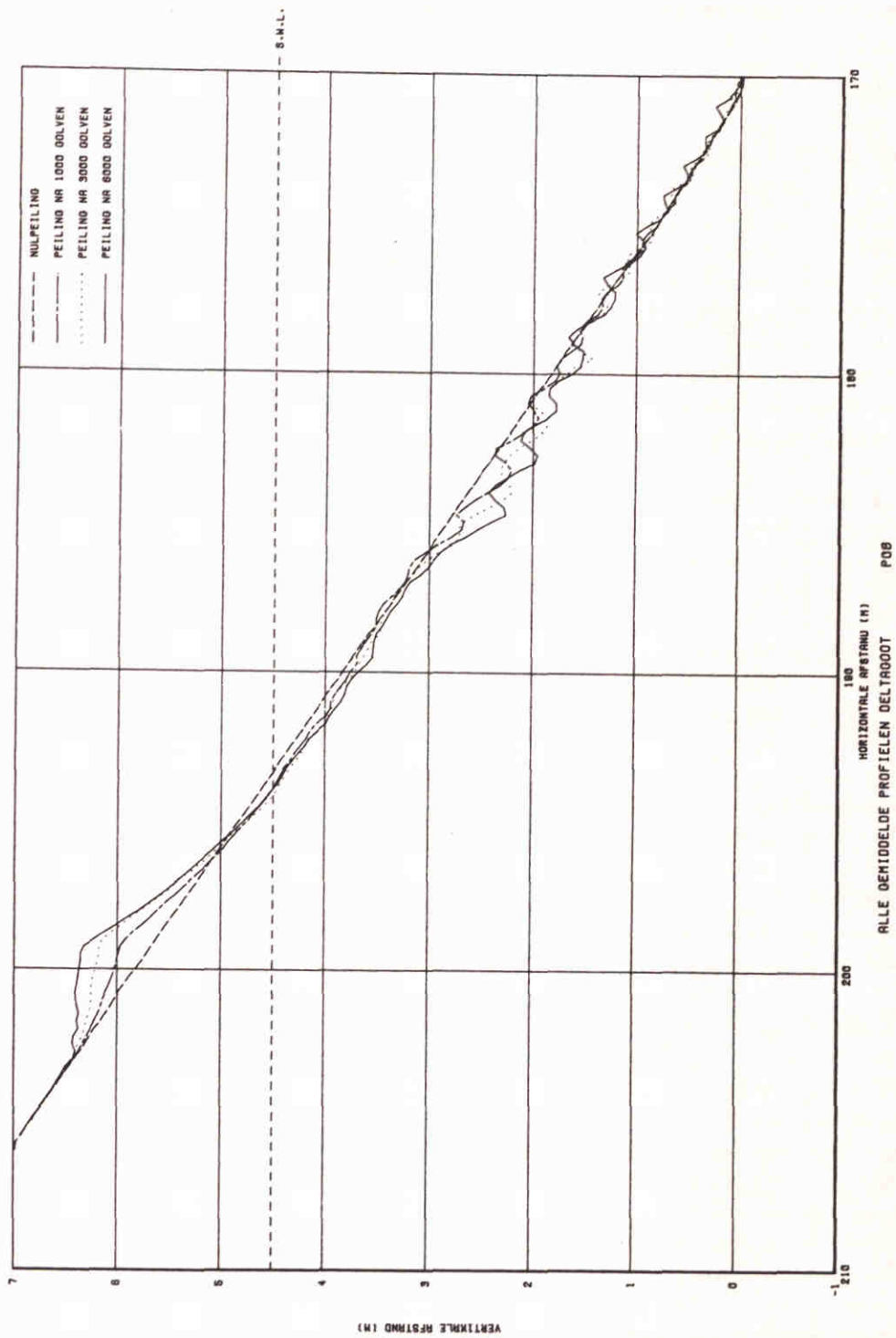


PROFIELEN PROEF 7

WATERLOOPKUNDIG LABORATORIUM

M1983

FIG.16

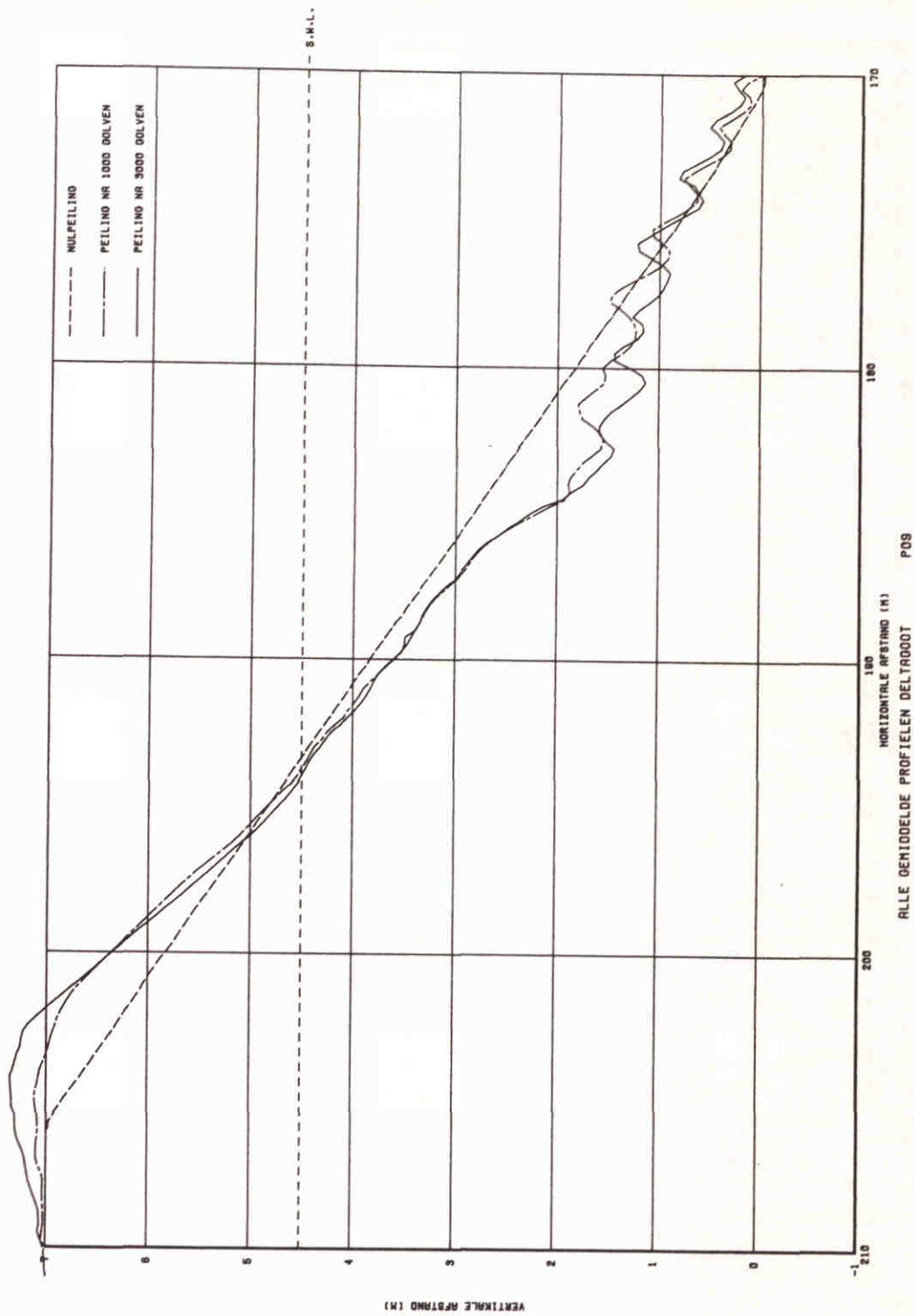


PROFIELEN PROEF 8

WATERLOOPKUNDIG LABORATORIUM

M1983

FIG.17

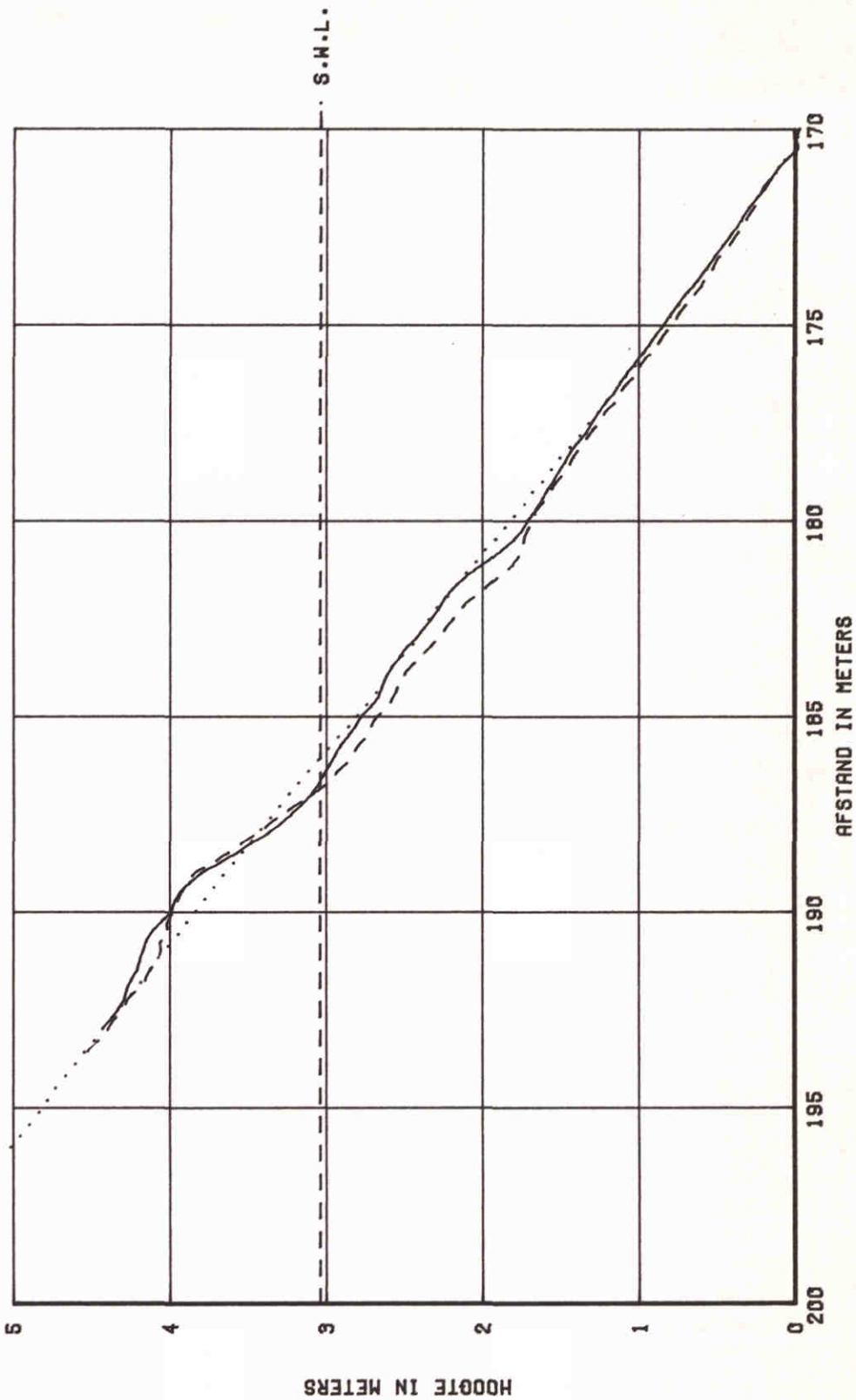


PROFIELEN PROEF 9

WATERLOOPKUNDIG LABORATORIUM

M1983

FIG.18



M 1983 PROEF 1
 $H_s = 0.77 \text{ m}$
 $T_p = 5.0 \text{ s}$
 $T_z = 4.3 \text{ s}$

M 1216 (M4.6) PROEF 12
 $H_s = 0.67 \text{ m}$
 $T_p = 4.9 \text{ s}$

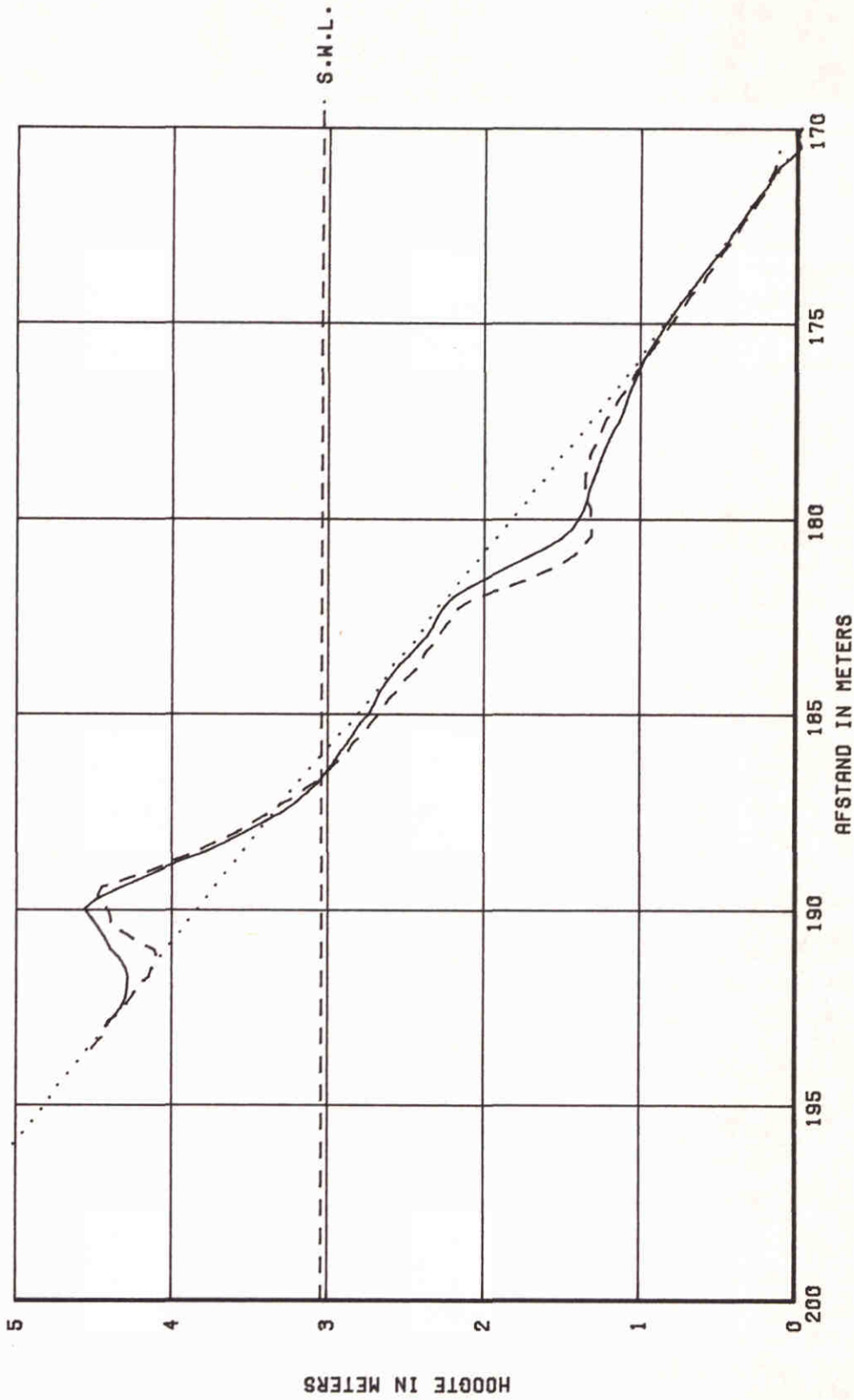
..... NULPEILING M 1983
 — PEILING NA 17 MIN. EN 39 SEC. M 1983
 - - - - - PEILING NA 8 MIN. EN 11 SEC. M 1216

SCHAALPROEVEN GRIND ; VERGELIJKING
 MET M1216 SCHAALFAKTOR = 4.6

WATERLOOPKUNDIG LABORATORIUM

M1983

FIG. 19



M 1983 PROEF 1 Hs = 0.77 m Tp = 5.0 s Tz = 4.3 s
 M 1216 (M4.6) PROEF 12 Hs = 0.67 m Tp = 4.9 s

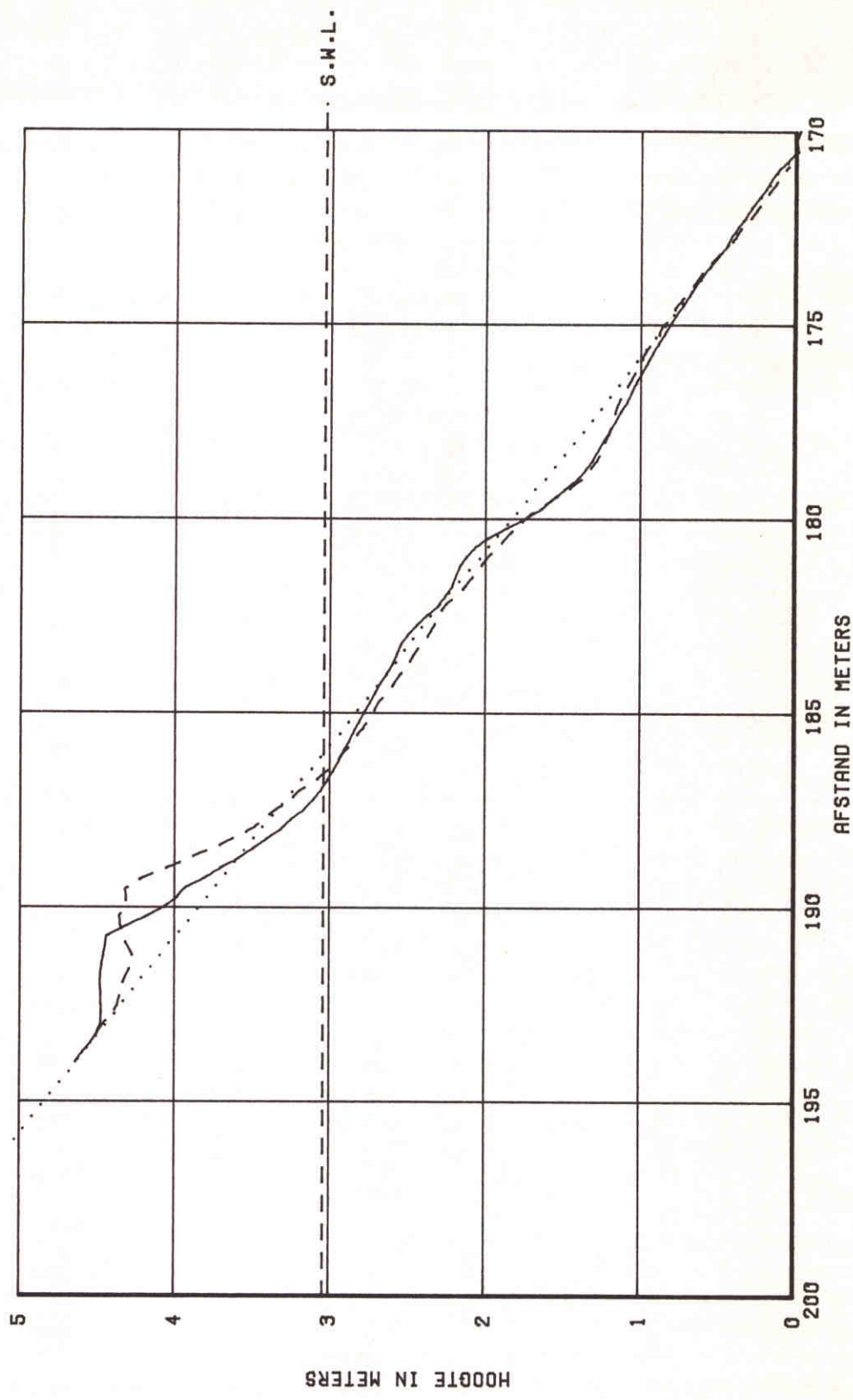
..... NULPEILING M 1983
 ——— PEILING NA 4 UUR 17 MIN. EN 33 SEC. M 1983
 - - - - PEILING NA 2 UUR 1 MIN. EN 0 SEC. M 1216

SCHAALPROEVEN GRIND ; VERGELIJKING
 MET M1216 SCHAALFAKTOR = 4.6

WATERLOOPKUNDIG LABORATORIUM

M1983

FIG. 20



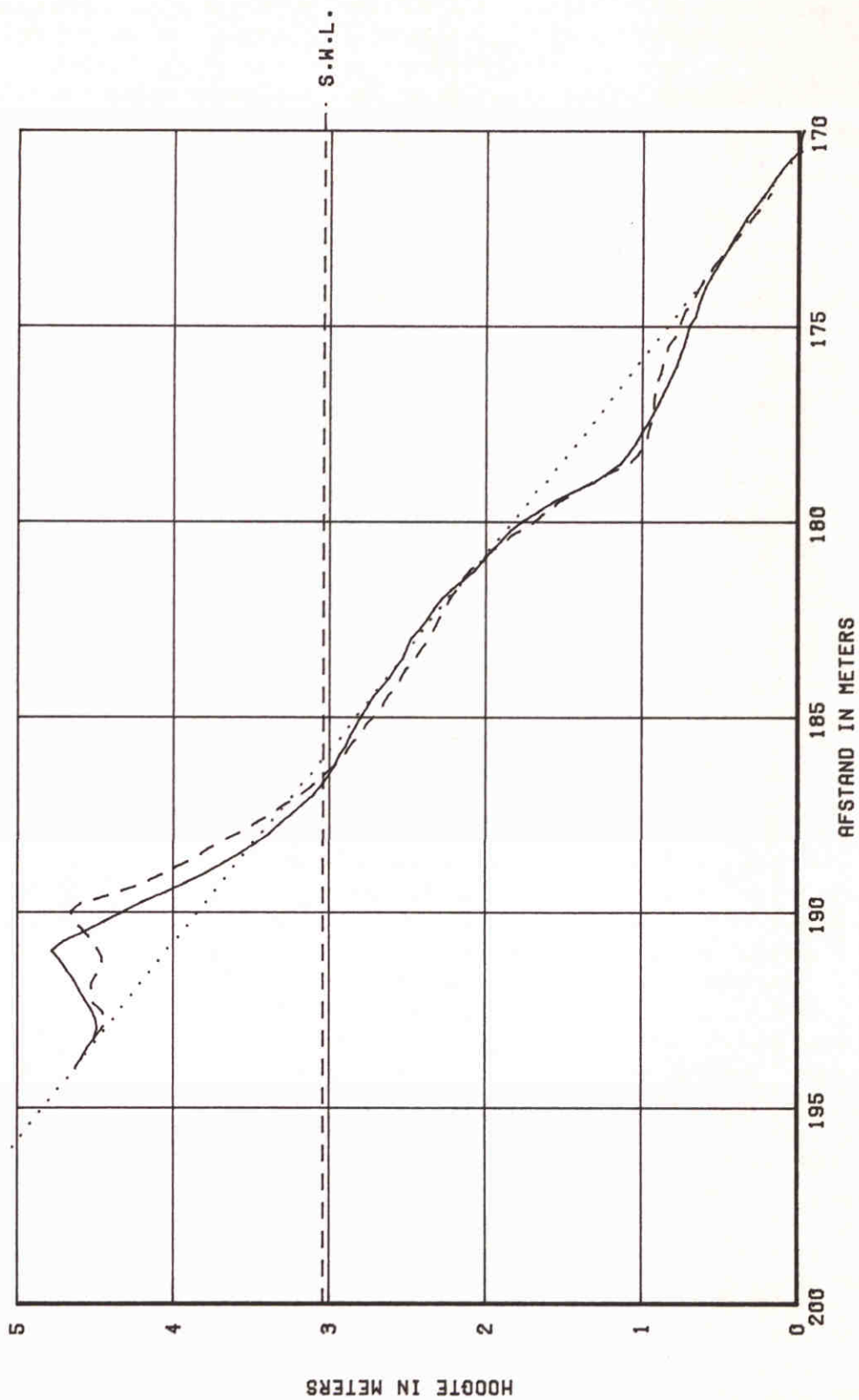
M 1983 PROEF 2 Hs = 1.00 m Tp = 5.0 s Tz = 4.3 s
 M 1216 (#4.6) PROEF 11 Hs = 0.94 m Tp = 5.0 s
 NULPEILING M 1983 PEILING NA 52 MIN. EN 39 SEC. M 1983
 PEILING NA 24 MIN. EN 33 SEC. M 1216

SCHAALPROEVEN GRIND ; VERGELIJKING
 MET M1216 SCHAALFAKTOR = 4.6

WATERLOOPKUNDIG LABORATORIUM

M1983

FIG. 21



M 1983 PROEF 2 Hs = 1.00 m Tp = 5.0 s Tz = 4.3 s
 M 1216 (x4.6) PROEF 11 Hs = 0.94 m Tp = 5.0 s

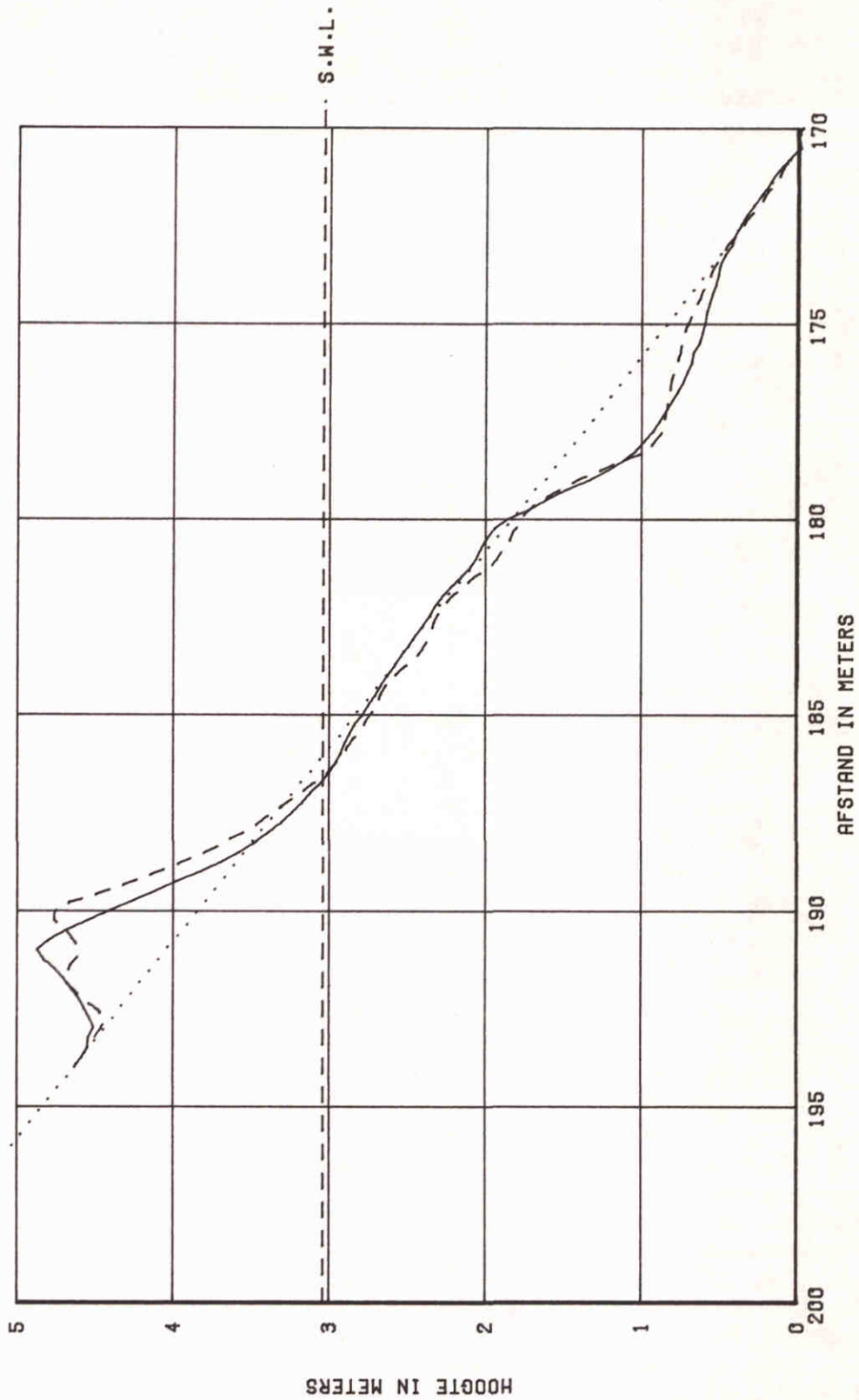
..... NULPEILING M 1983
 ——— PEILING NA 4 UUR 17 MIN. EN 22 SEC. M 1983
 - - - - PEILING NA 2 UUR 0 MIN. EN 0 SEC. M 1216

SCHAALPROEVEN GRIND ; VERGELIJKING
 MET M1216 SCHAALFAKTOR = 4.6

WATERLOOPKUNDIG LABORATORIUM

M1983

FIG. 22



M 1216 (M 4.6) PROEF 11

Hs = 0.94 m
Tp = 5.0 s

M 1983 PROEF 2

Hs = 1.00 m
Tp = 5.0 s
Tz = 4.3 s

..... NULPEILING M 1983

———— PEILING NA 8 UUR 34 MIN. EN 44 SEC. M 1983

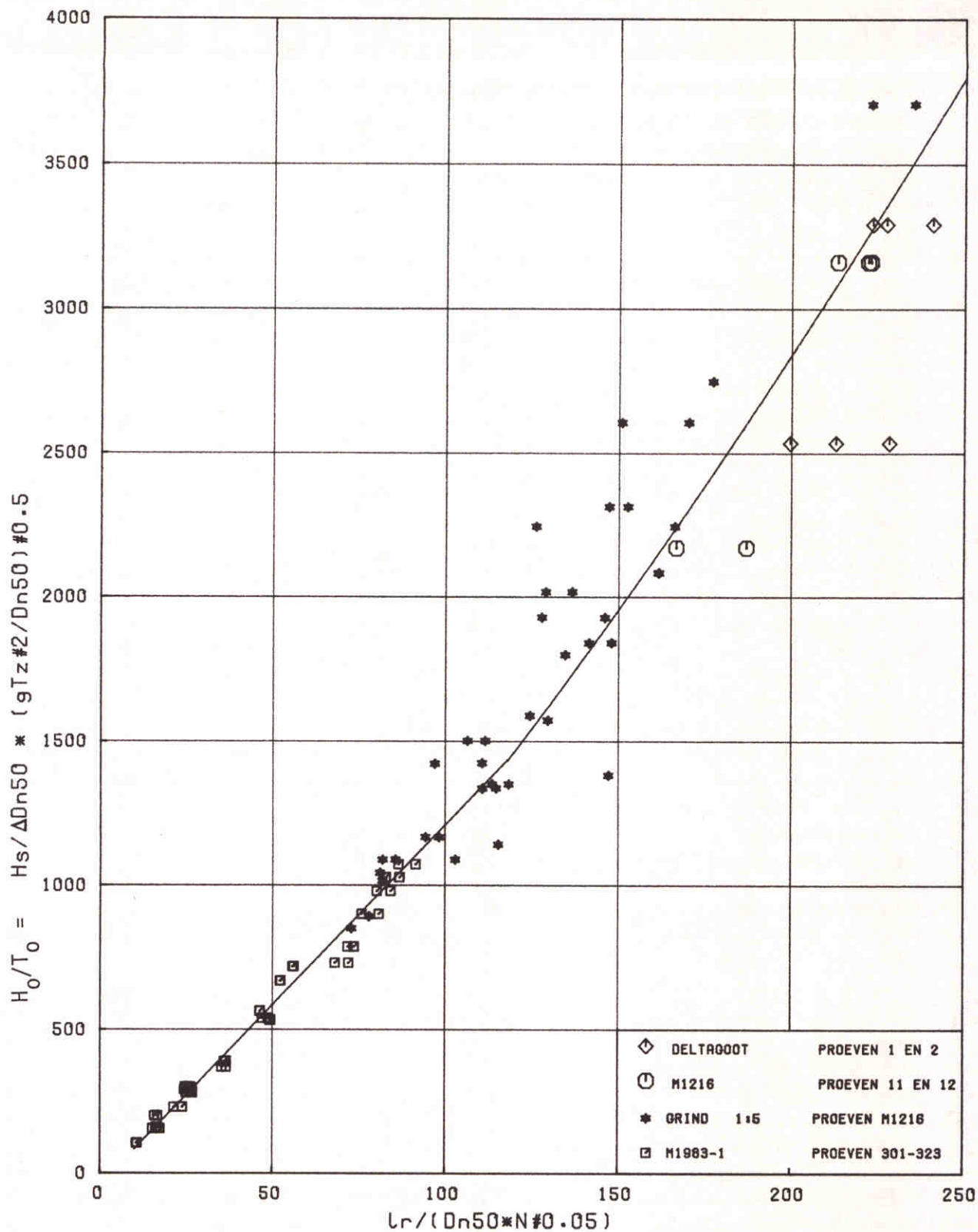
----- PEILING NA 4 UUR 0 MIN. EN 0 SEC. M 1216

SCHAALPROEVEN GRIND ; VERGELIJKING
MET M1216 SCHAALFAKTOR = 4.6

WATERLOOPKUNDIG LABORATORIUM

M1983

FIG. 23

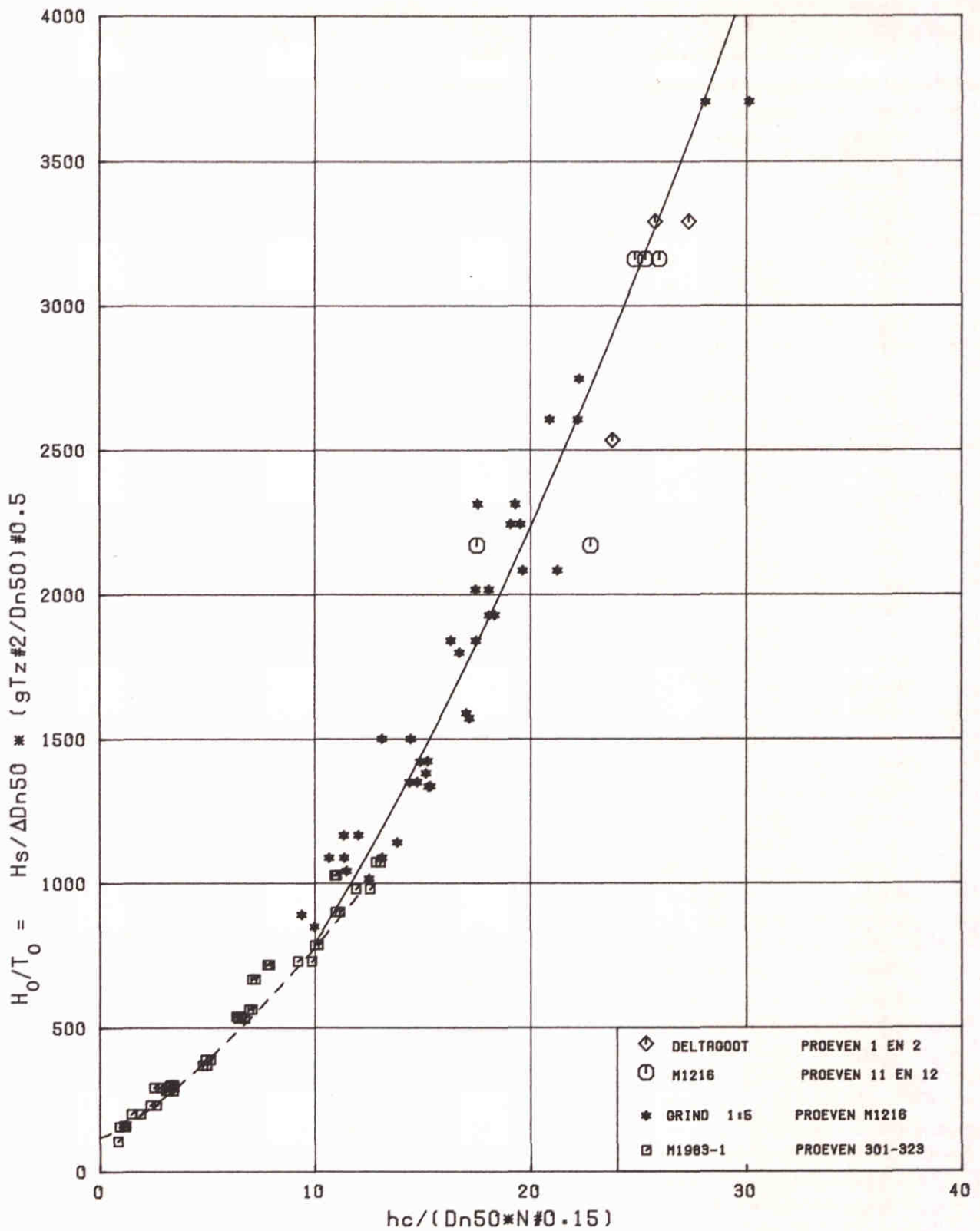


EVALUATIE SCHAALEFFEKTEN VOOR \ln

WATERLOOPKUNDIG LABORATORIUM

M1983

FIG.24

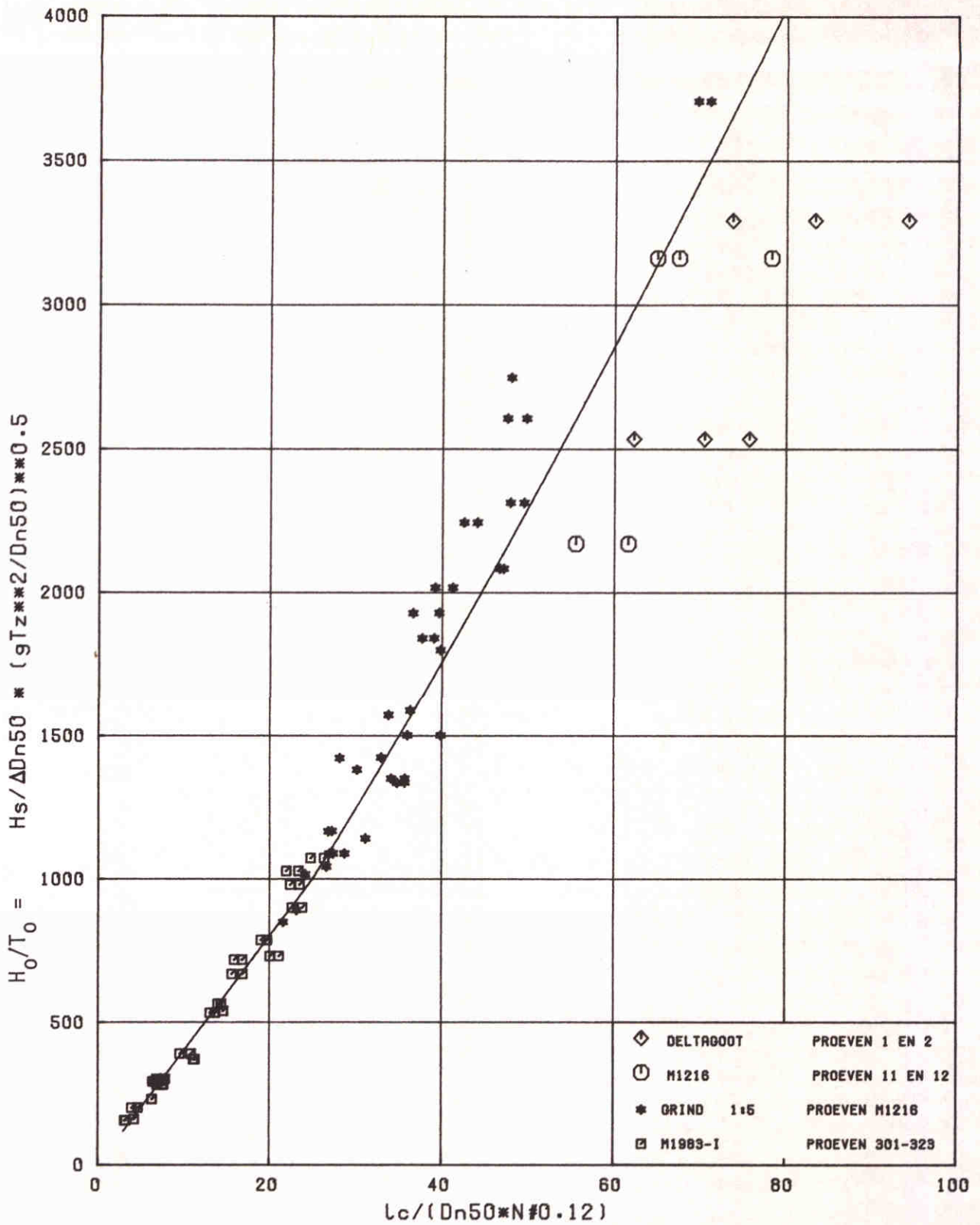


EVALUTIE SCHAALEFFEKTEN VOOR h_c

WATERLOOPKUNDIG LABORATORIUM

M1983

FIG.25

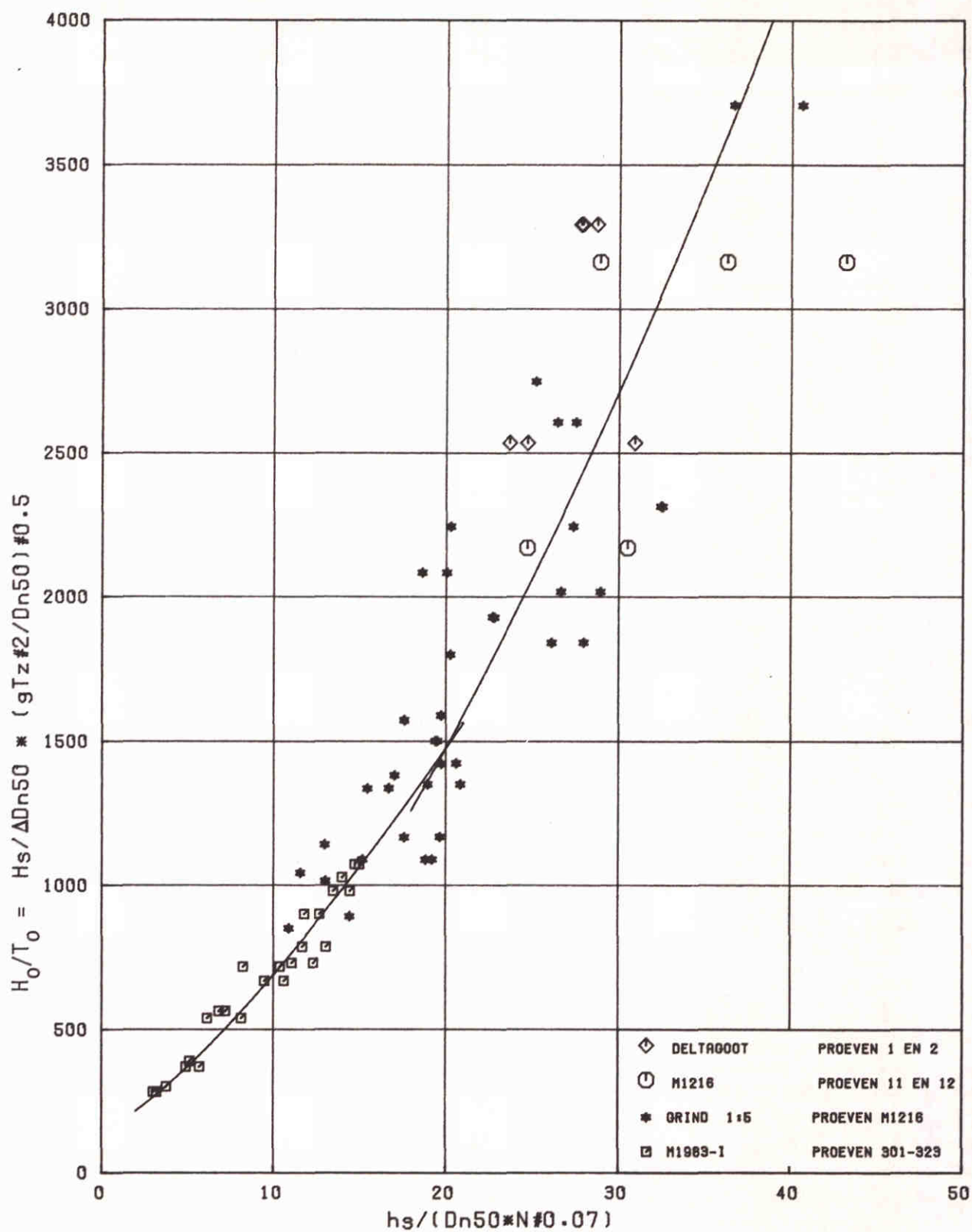


EVALUATIE SCHAALLEFFEKTEN VOOR L_c

WATERLOOPKUNDIG LABORATORIUM

M1983

FIG.26

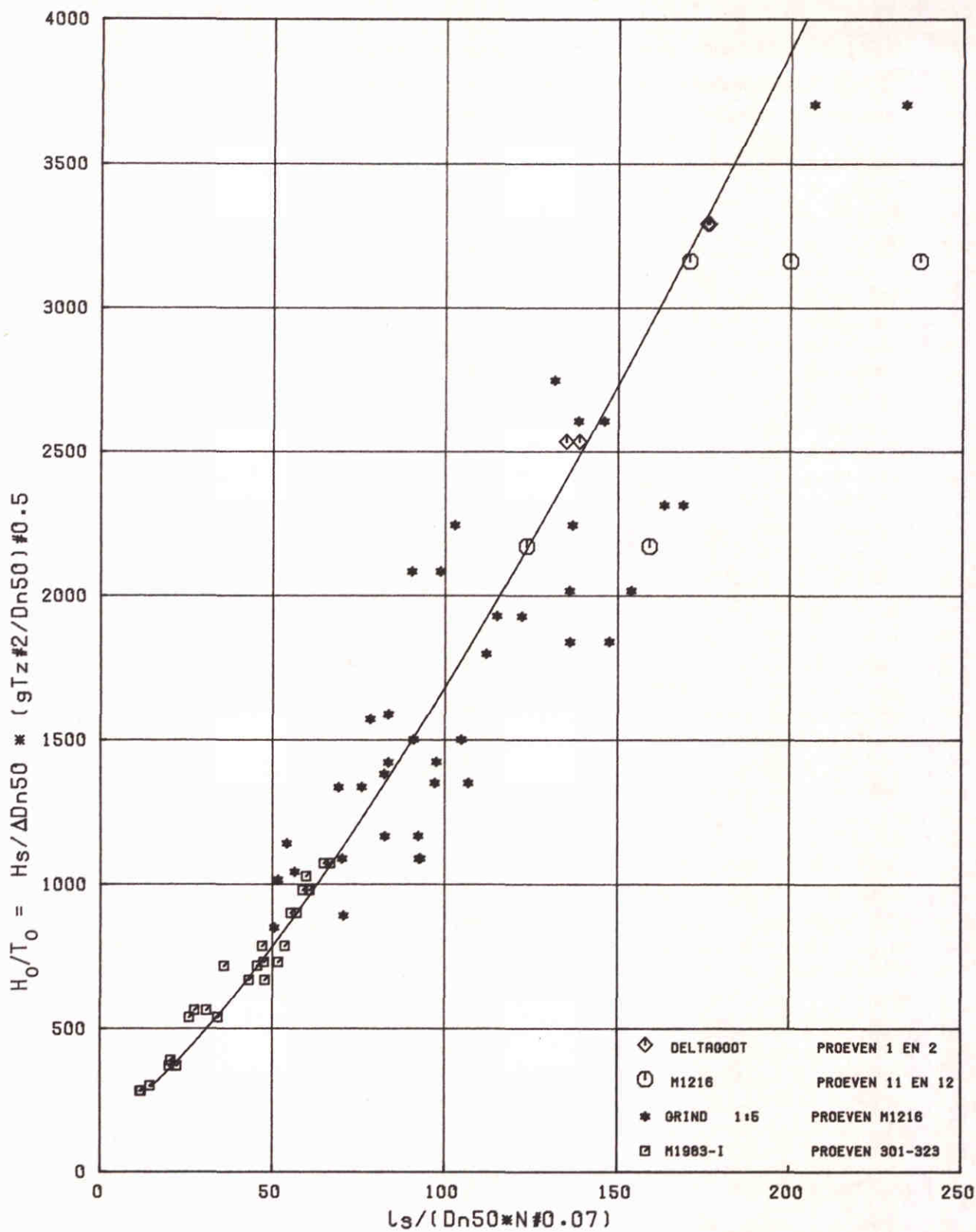


EVALUATIE SCHAALEFFEKTEN VOOR h_s

WATERLOOPKUNDIG LABORATORIUM

M1983

FIG.27

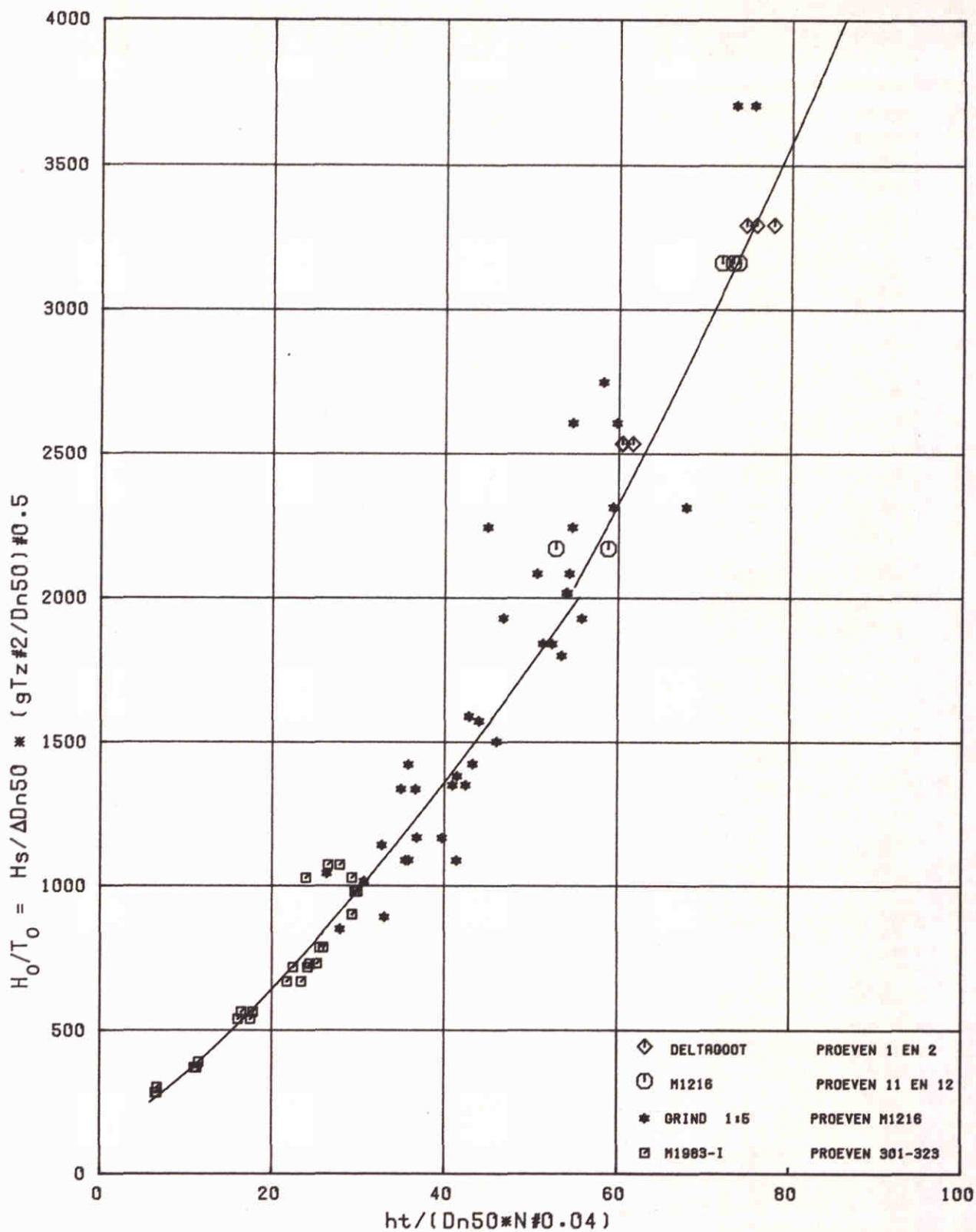


EVALUATIE SCHAALFFEKTEN VOOR L_s

WATERLOOPKUNDIG LABORATORIUM

M1983

FIG.28

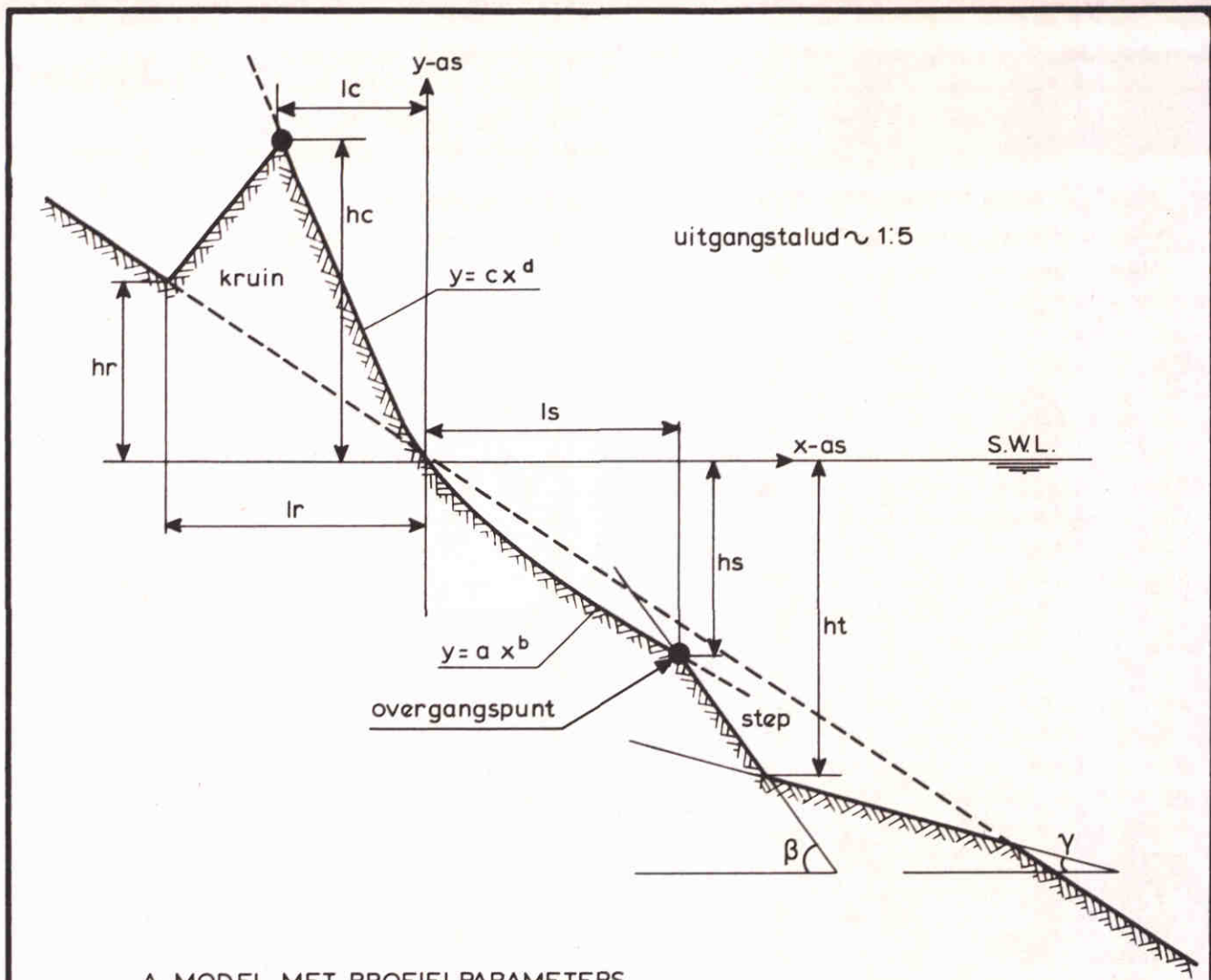


EVALUATIE SCHAALFFEKTEN VOOR ht

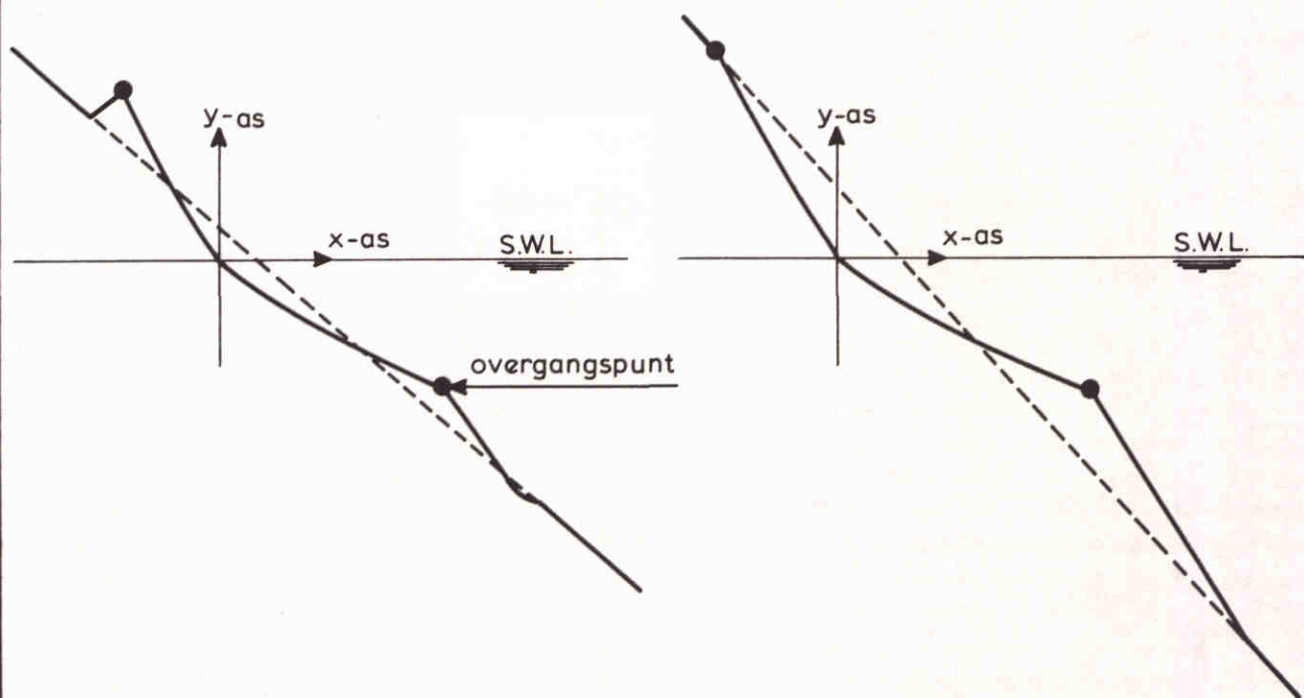
WATERLOOPKUNDIG LABORATORIUM

M1983

FIG.29



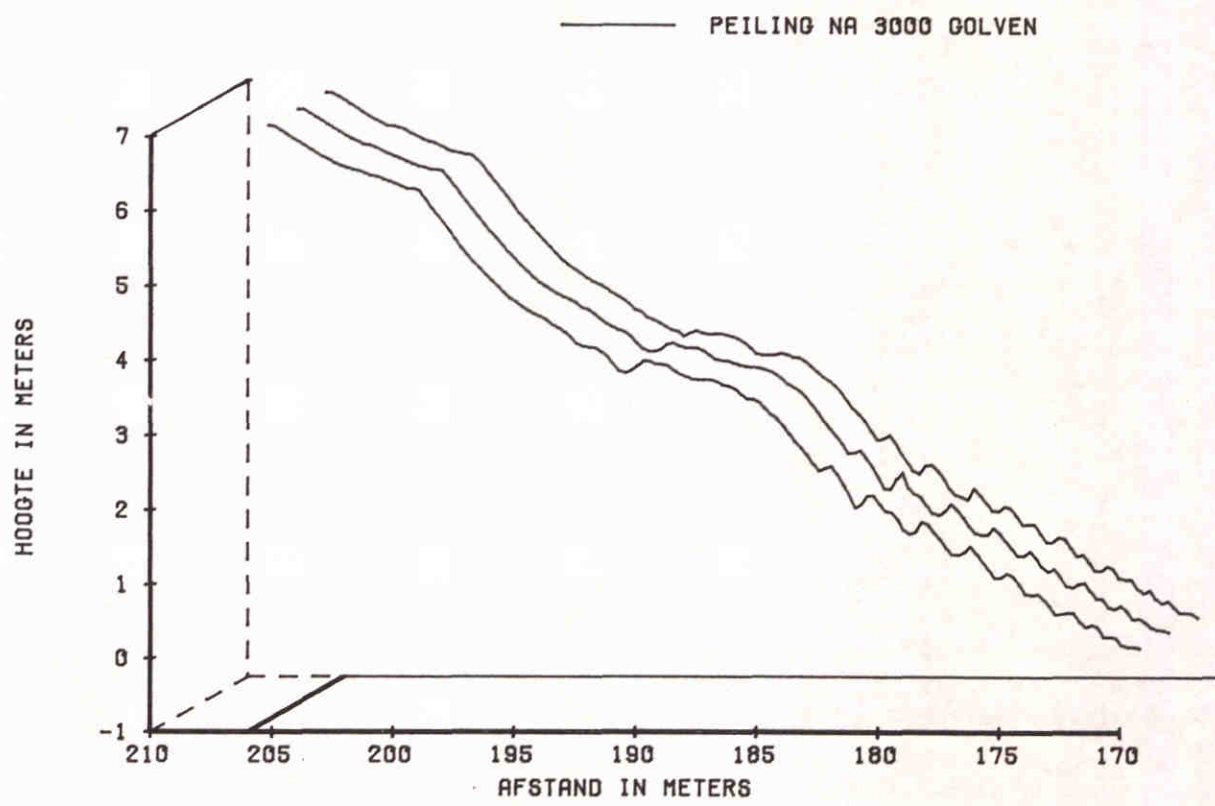
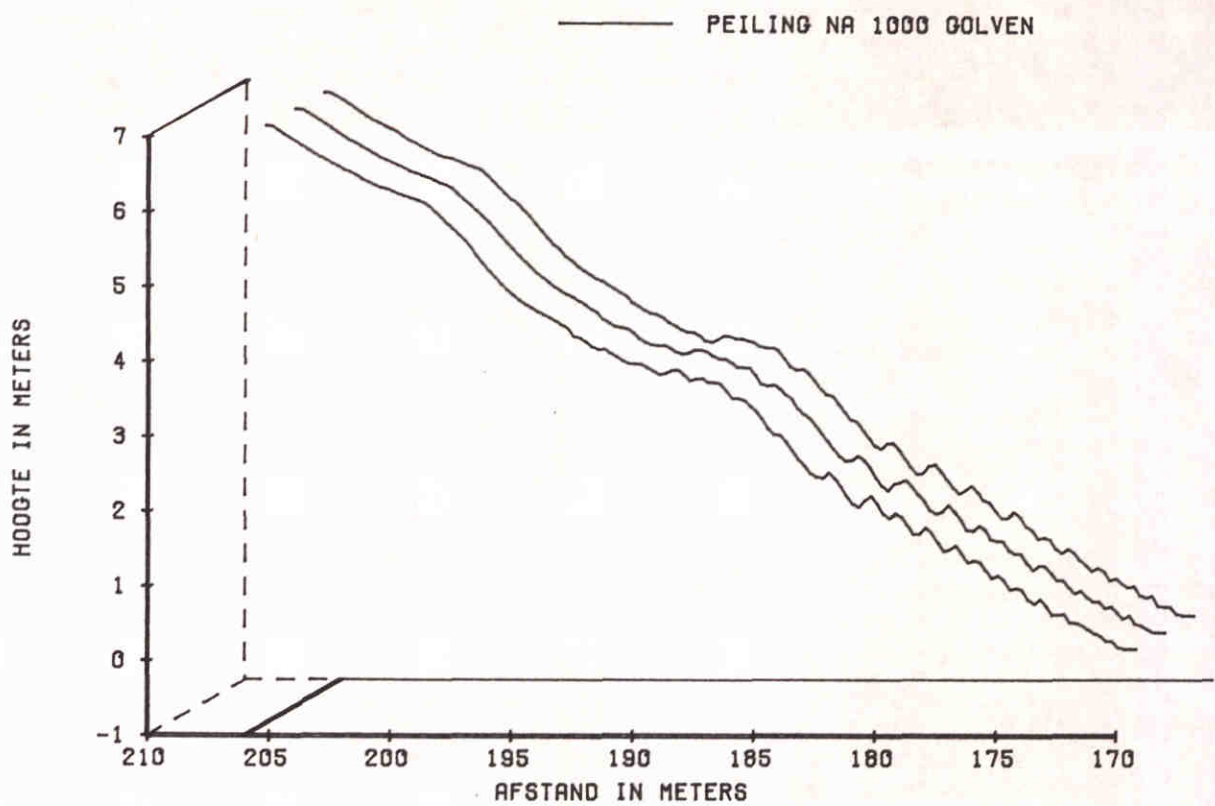
A. MODEL MET PROFIELPARAMETERS



B. UITGANGSTALUD \sim 1:3

C. UITGANGSTALUD \sim 1:2

OPZET MODEL VOOR DYNAMISCH PROFIEL



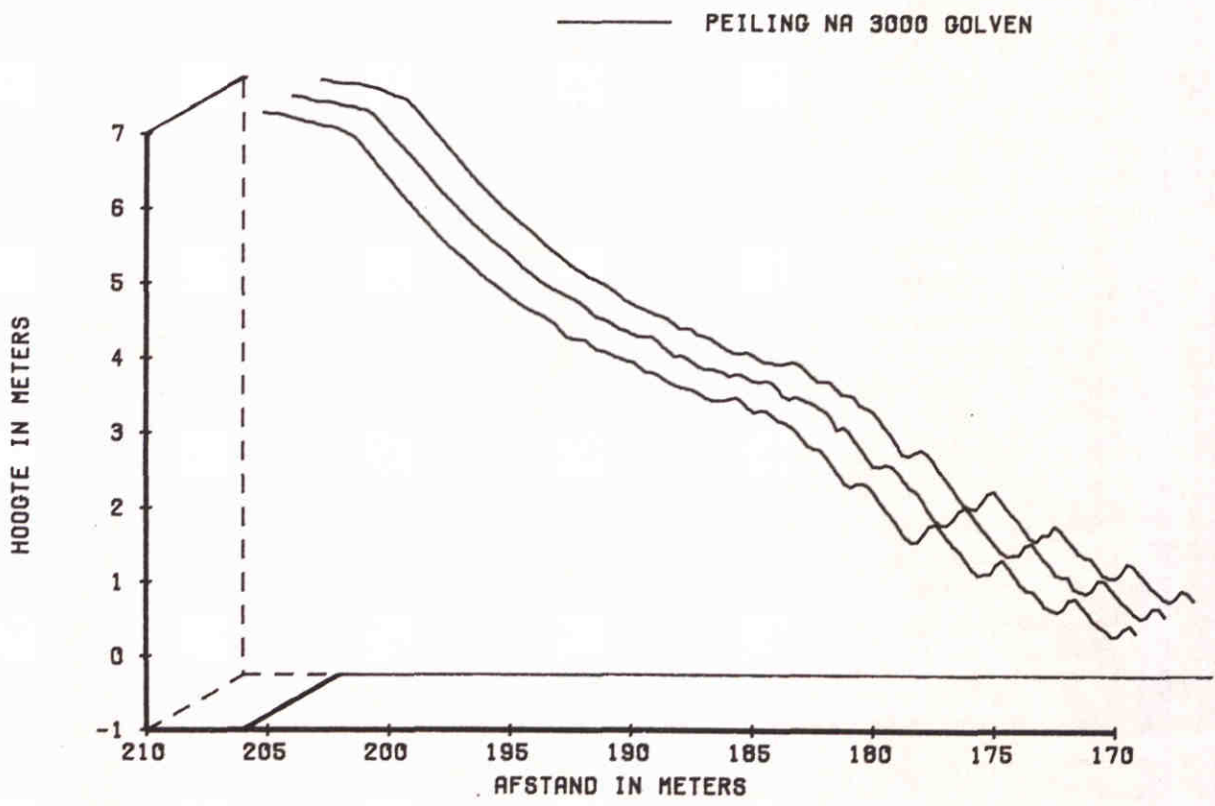
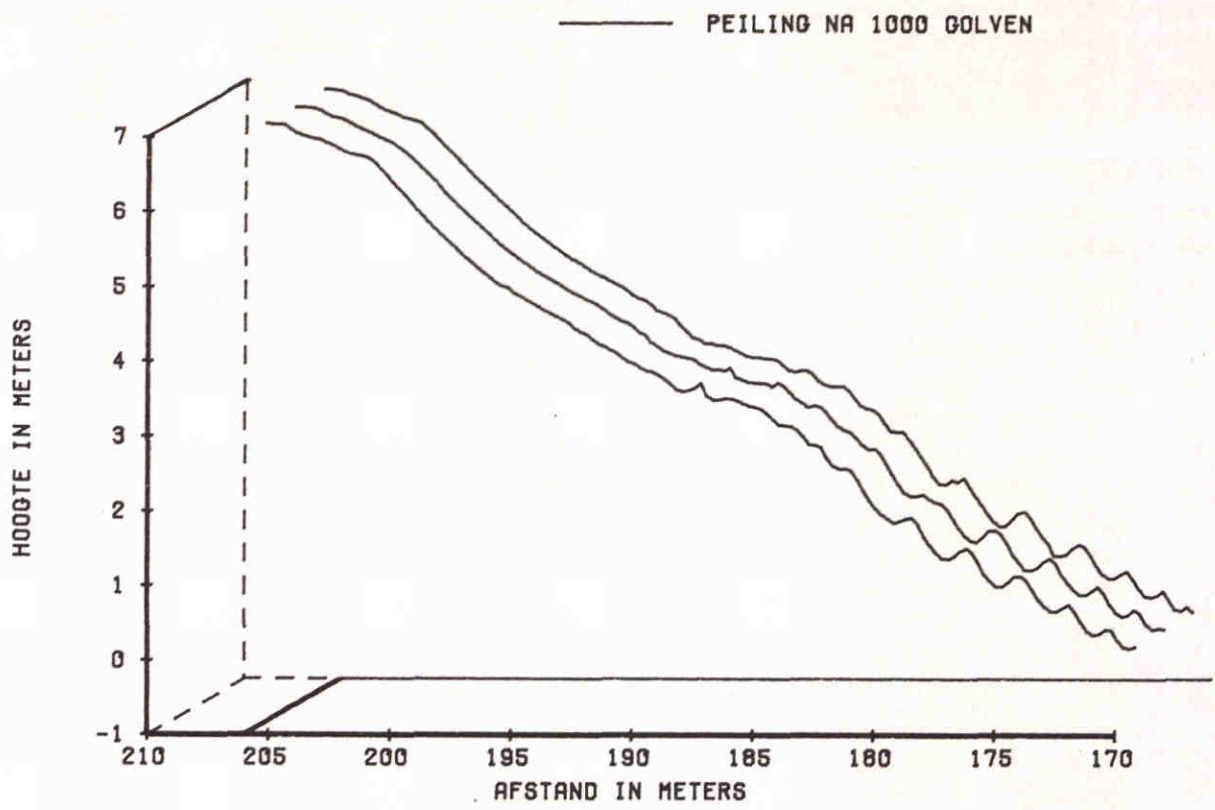
$H_s = 1.242 \text{ M}$ $T_z = 3.90 \text{ S}$ $T_p = 4.5 \text{ S}$ $D_{n50} = 0.0041 \text{ M}$

AFZONDERLIJKE PROFIELEN PROEF 5

WATERLOOPKUNDIG LABORATORIUM

M1983

FIG. 31



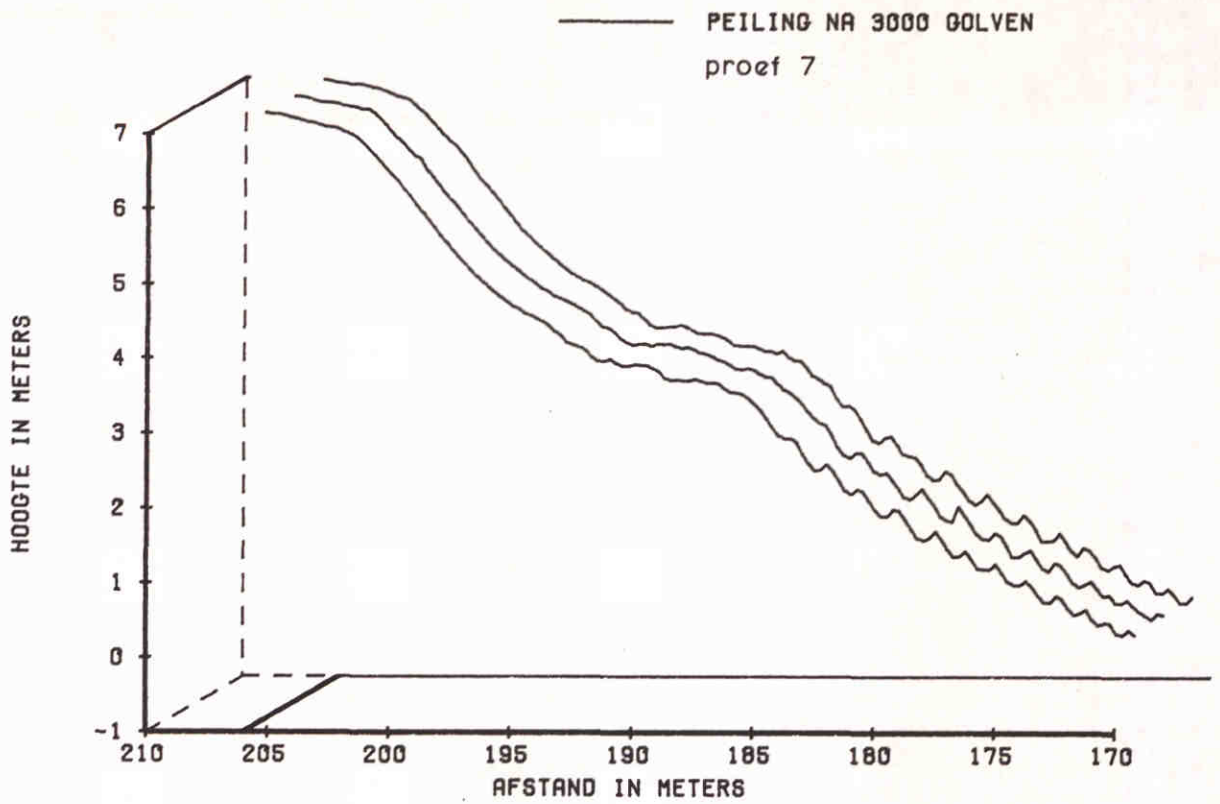
$H_s = 1.680 \text{ M}$ $T_z = 4.98 \text{ S}$ $T_p = 5.7 \text{ S}$ $D_{n50} = 0.0041 \text{ M}$

AFZONDERLIJKE PROFIELEN PROEF 6

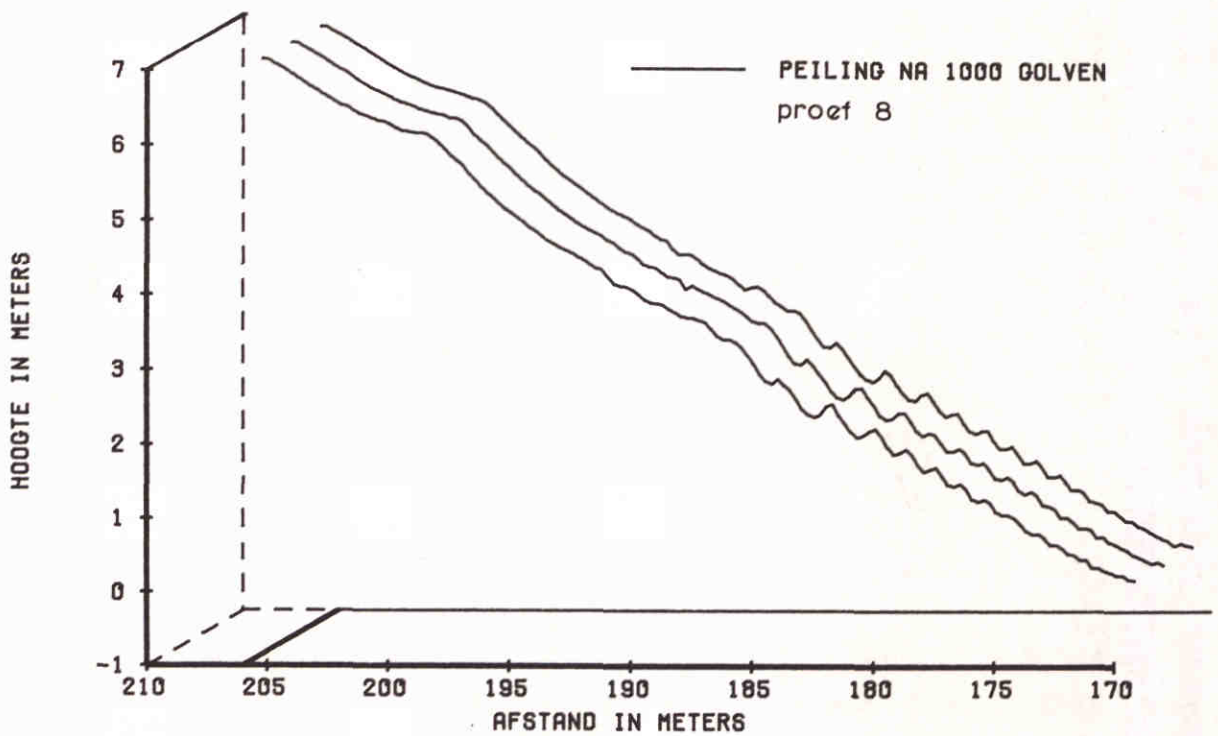
WATERLOOPKUNDIG LABORATORIUM

M1983

FIG. 32



$H_s = 1.280 \text{ M}$ $T_z = 3.90 \text{ S}$ $T_p = 4.5 \text{ S}$ $D_{n50} = 0.0041 \text{ M}$



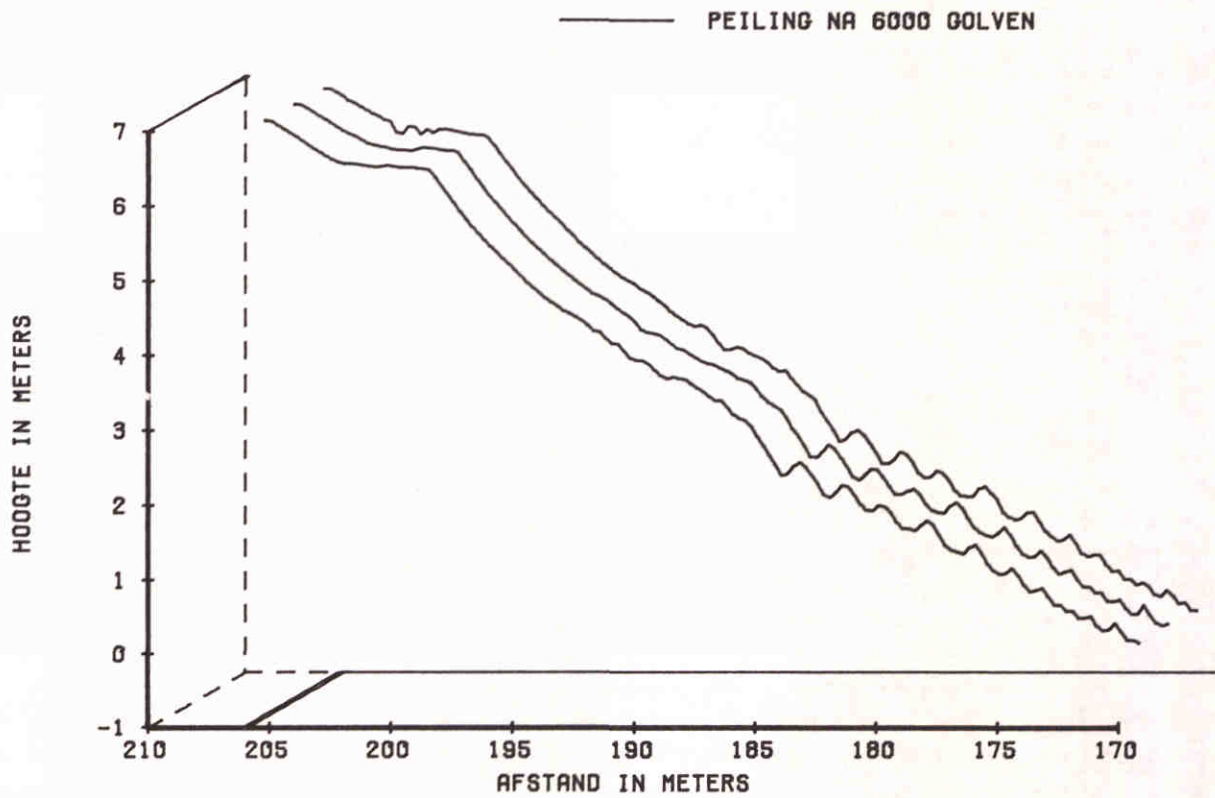
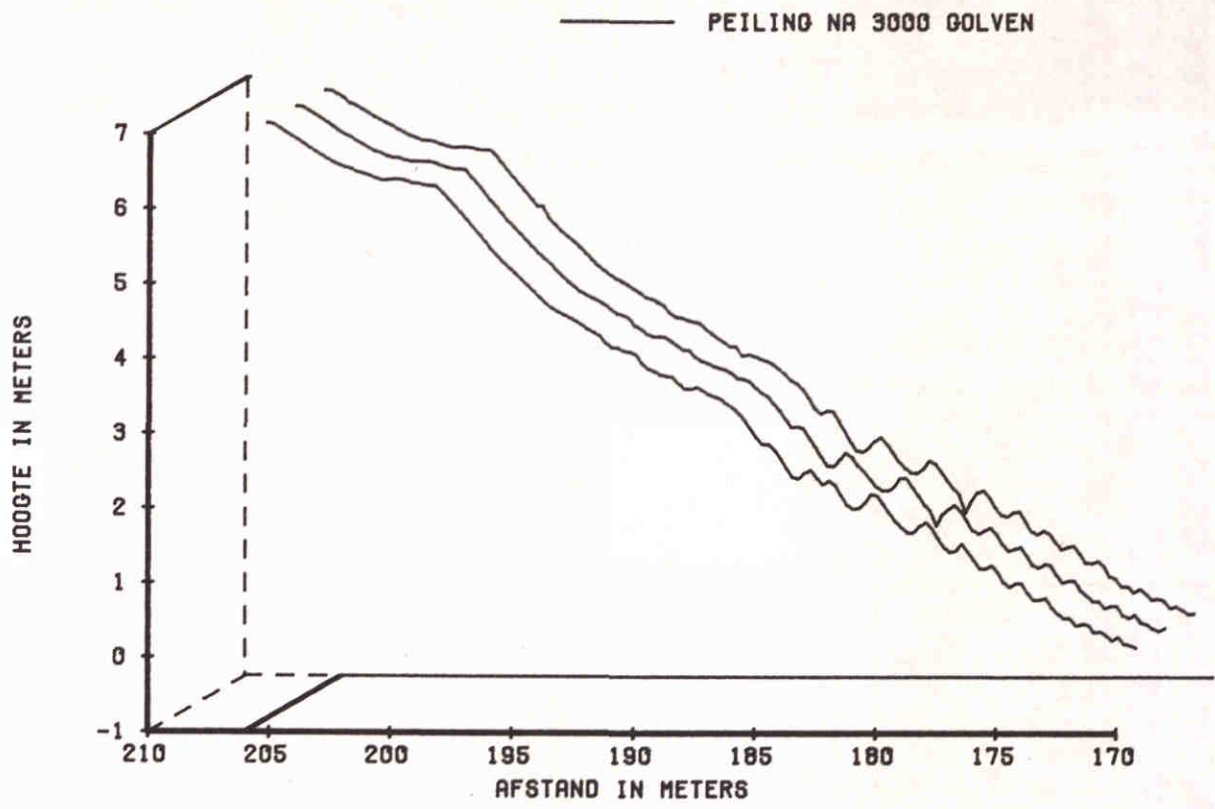
$H_s = 1.083 \text{ M}$ $T_z = 4.27 \text{ S}$ $T_p = 5.1 \text{ S}$ $D_{n50} = 0.0041 \text{ M}$

AFZONDERLIJKE PROFIELEN VAN
PROEVEN 7 EN 8

WATERLOOPKUNDIG LABORATORIUM

M1983

FIG. 33



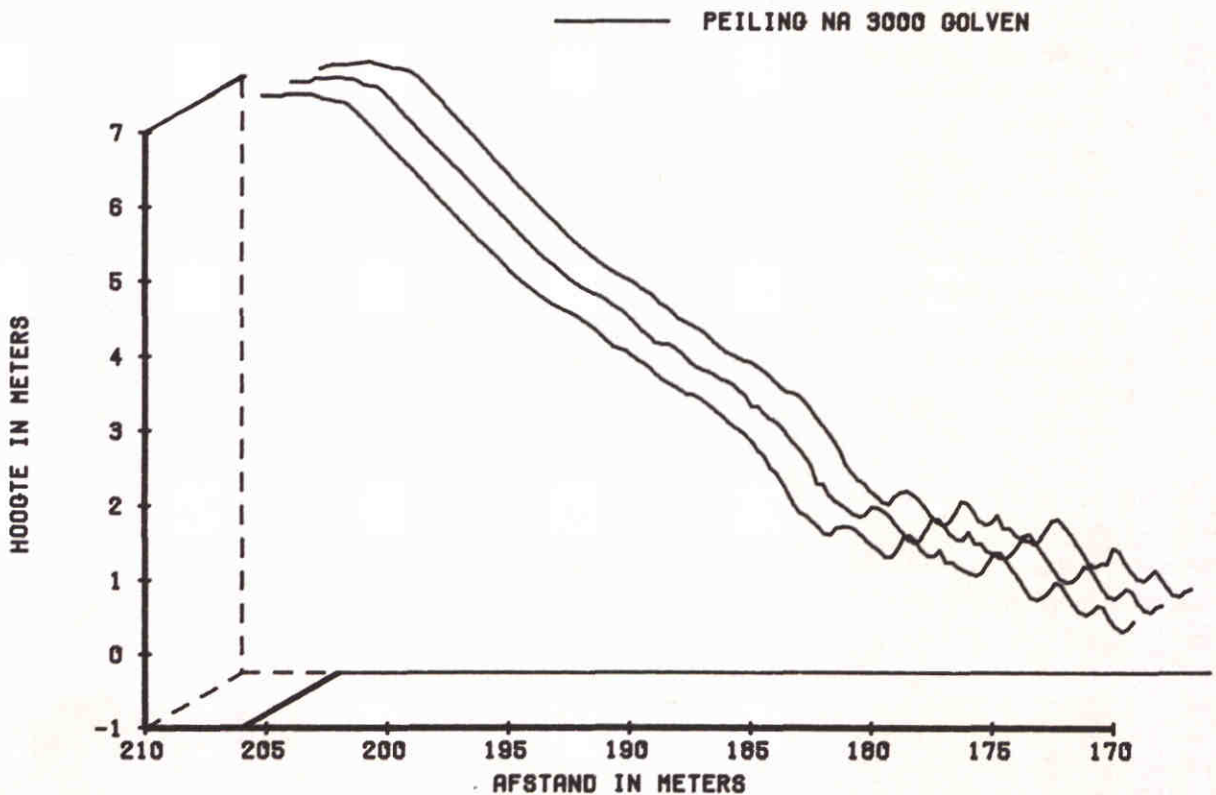
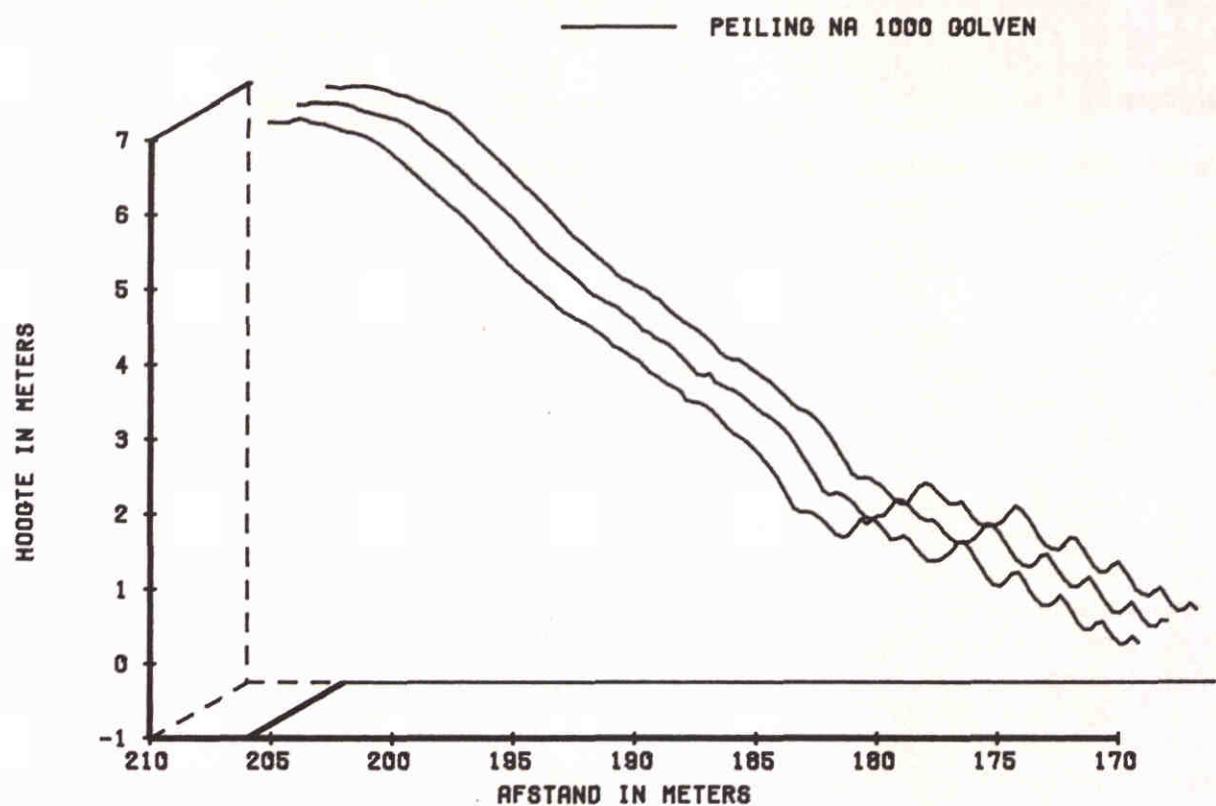
$H_s = 1.074 \text{ M}$ $T_z = 4.22 \text{ S}$ $T_p = 5.1 \text{ S}$ $D_{n50} = 0.0041 \text{ M}$

AFZONDERLIJKE PROFIELEN PROEF 8

WATERLOOPKUNDIG LABORATORIUM

M1983

FIG. 34



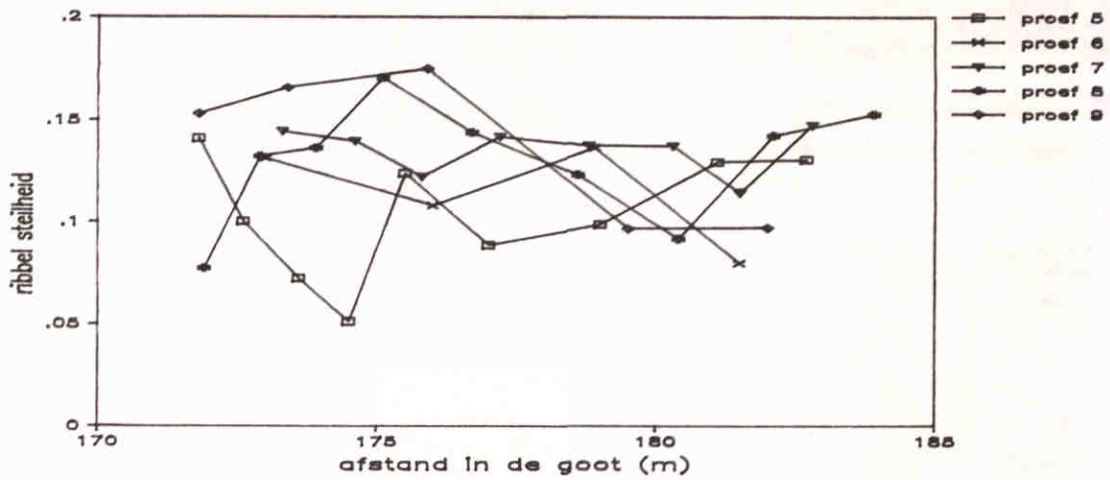
$H_s = 1.115 \text{ M}$ $T_z = 6.03 \text{ S}$ $T_p = 7.9 \text{ S}$ $D_{n50} = 0.0041 \text{ M}$

AFZONDERLIJKE PROFIELEN PROEF 9

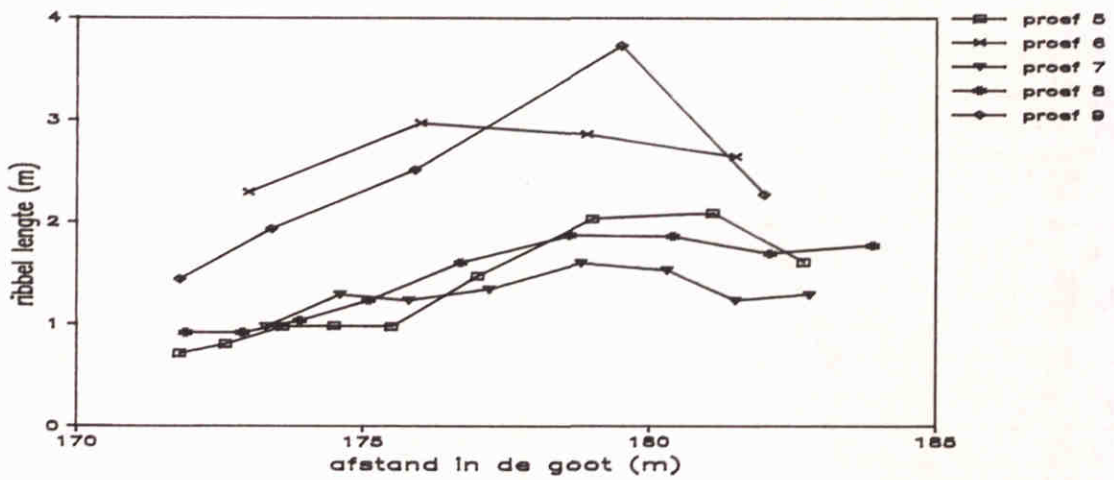
WATERLOOPKUNDIG LABORATORIUM

M1983

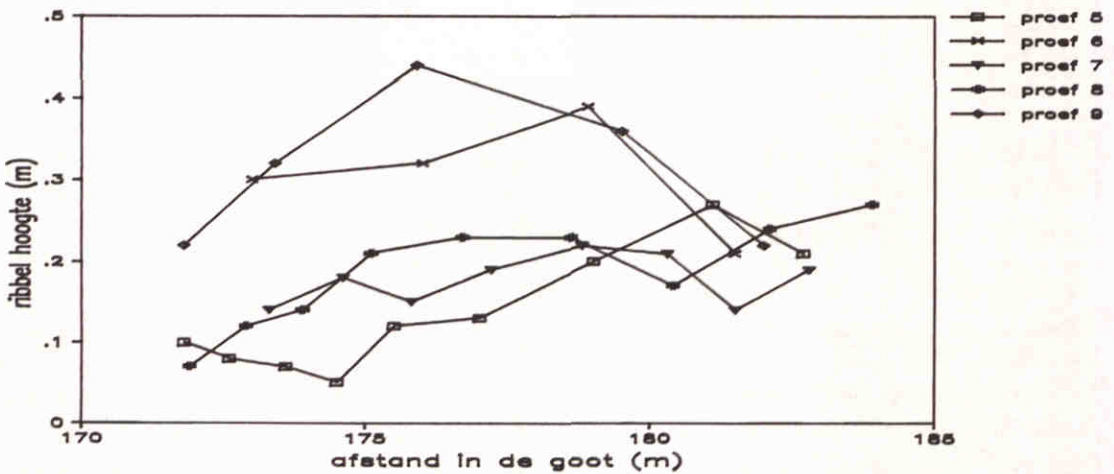
FIG. 35



Ribbel steilheid

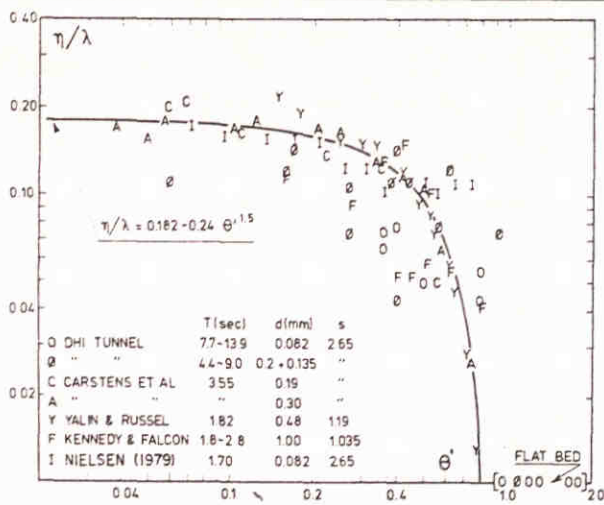


Ribbel lengte

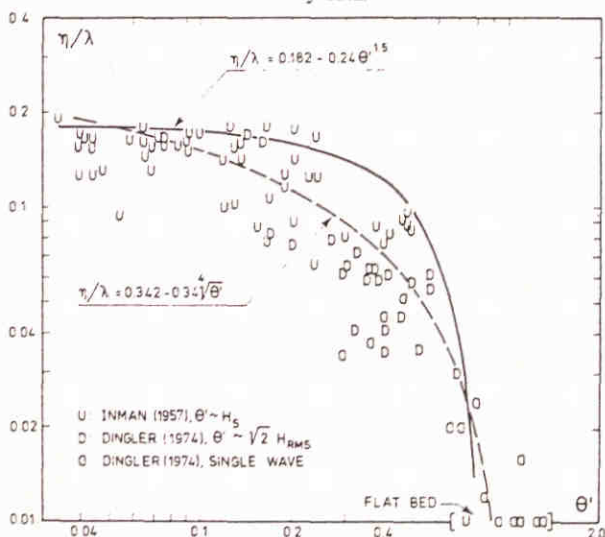


Ribbel hoogte

RIBBEL STEILHEID, LENGTE EN HOOGTE ALS
 FUNKTIE VAN DE AFSTAND IN DE GOOT

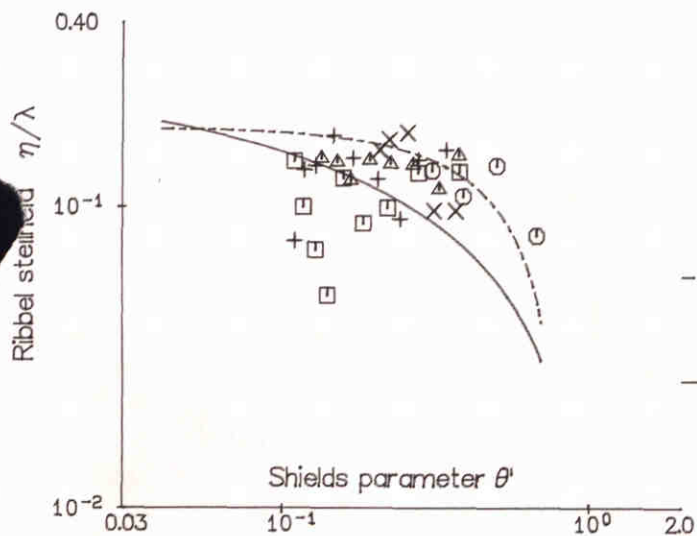


Ripple steepness versus dimensionless shear stress for laboratory data.



Gegevens uit Nielsen (1981)

Ripple steepness versus dimensionless shear stress. Using the significant wave height, H_s , gives the best agreement with laboratory data.



Gegevens van dit onderzoek

□ proef 5

○ proef 6

△ proef 7

+ proef 8

× proef 9

----- funktie voor laboratorium gegevens met regelmatige golven

———— funktie voor onregelmatige golven

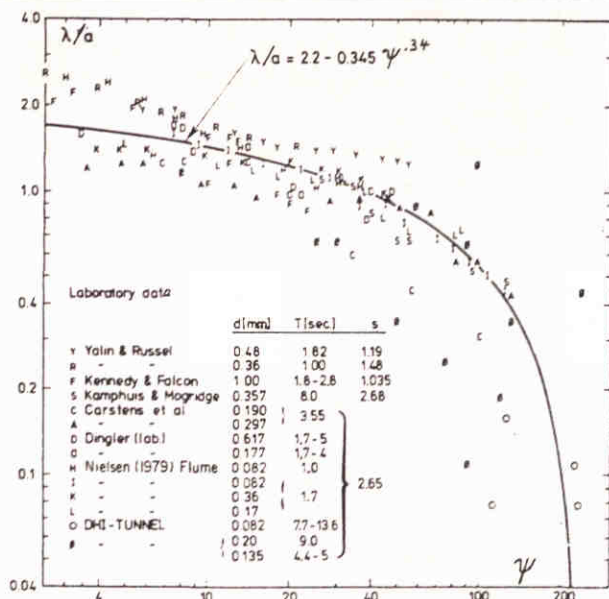
UITWERKING VOLGENS NIELSEN (1981)

RIBBEL STEILHEID

WATERLOOPKUNDIG LABORATORIUM

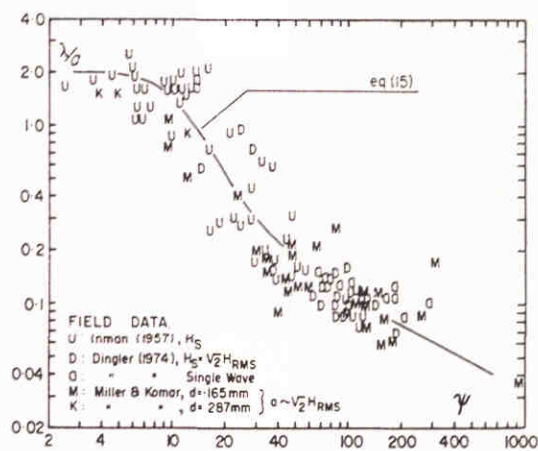
M 1983

FIG. 37



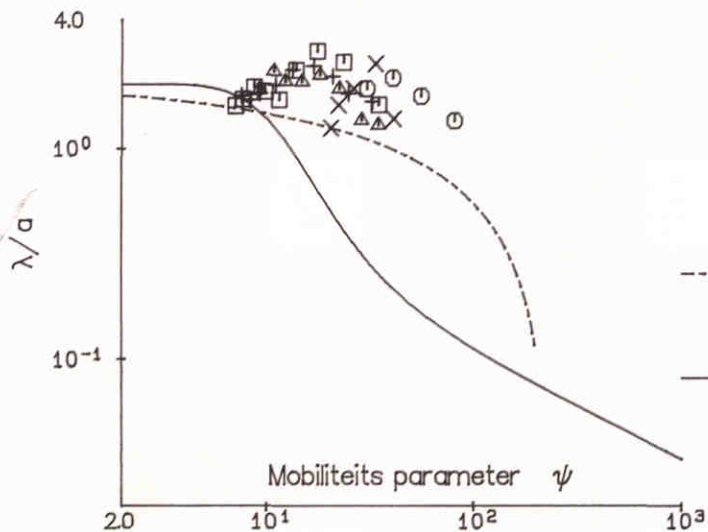
For regular laboratory waves λ/a is a function of ψ .

Gegevens uit Nielsen (1981)



The correlation between λ/a and ψ is fair for field data although it is different from that for laboratory data only. a is determined from the significant wave height H_s .

- proef 5
- proef 6
- △ proef 7
- + proef 8
- × proef 9



- funktie voor laboratorium gegevens met regelmatige golven
- funktie voor onregelmatige golven

Gegevens van dit onderzoek

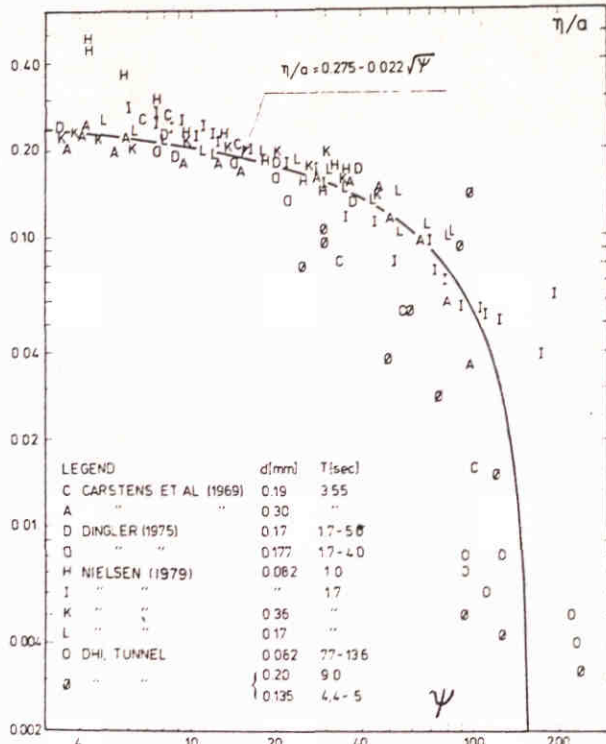
UITWERKING VOLGENS NIELSEN (1981)

RIBBEL LENGTE/AMPLITUDE

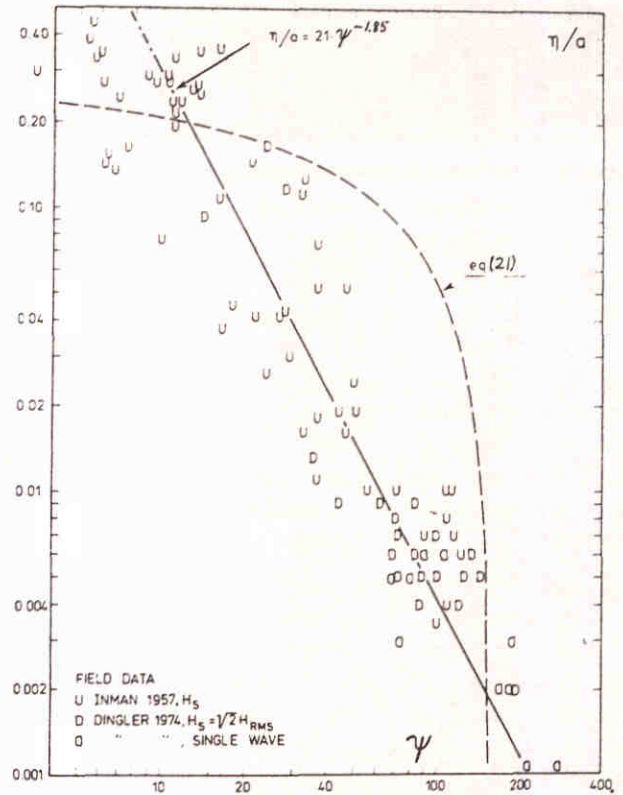
WATERLOOPKUNDIG LABORATORIUM

M 1983

FIG. 38

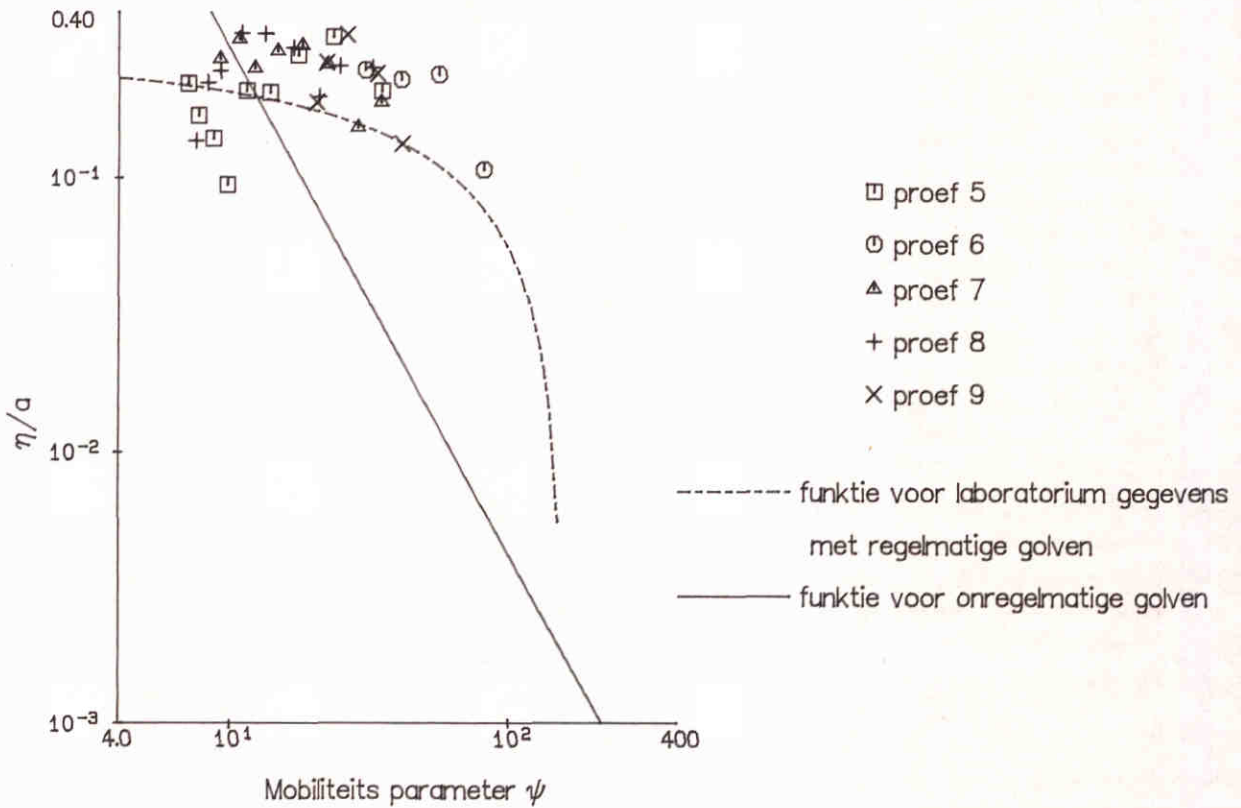


Correlation between ripple height and mobility number for laboratory experiments with quartz sand.



Correlation between ripple height and mobility number for field data.

Gegevens uit Nielsen (1981)



Gegevens van dit onderzoek

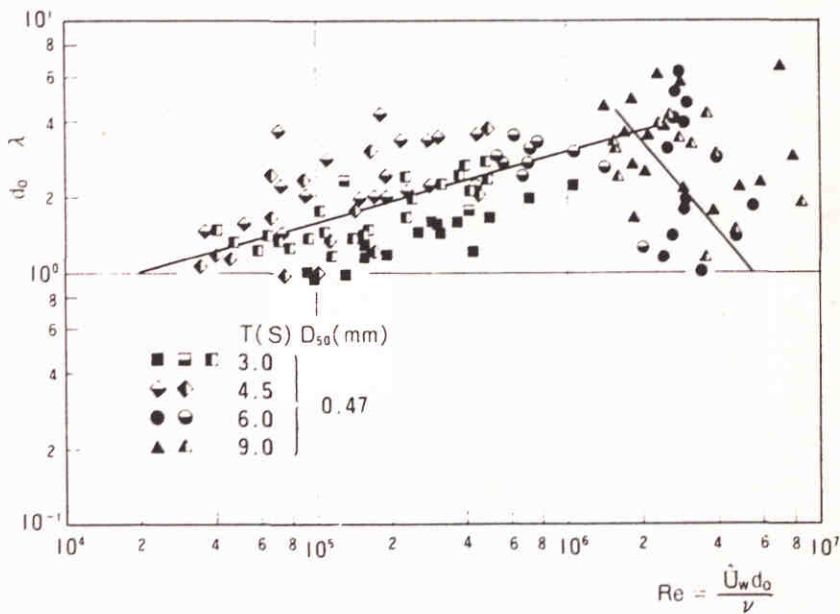
UITWERKING VOLGENS NIELSEN (1981)

RIBBEL HOOGTE/AMPLITUDE

WATERLOOPKUNDIG LABORATORIUM

M 1983

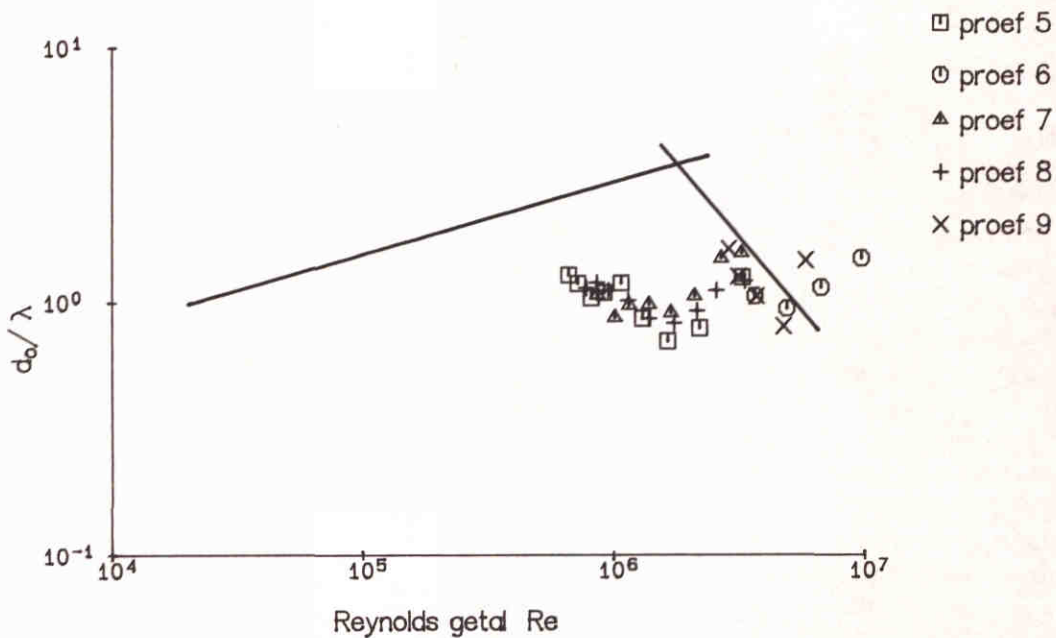
FIG. 39



(b) coarse sand ($D_{50}=0.47$ mm).

Relationship between d_0/λ and Reynolds number Re .

Gegevens uit GRIEPI report



Gegevens van dit onderzoek

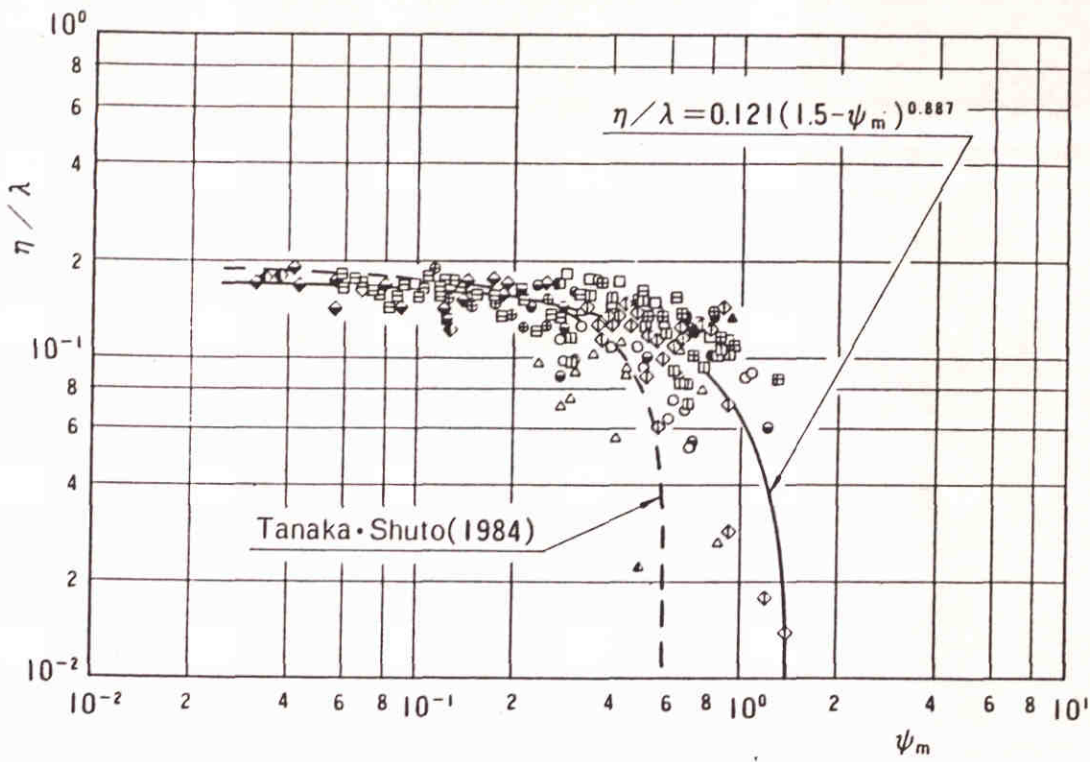
UITWERKING VOLGENS GRIEPI REPORT

UITWIJKING/RIBBEL STEILHEID

WATERLOOPKUNDIG LABORATORIUM

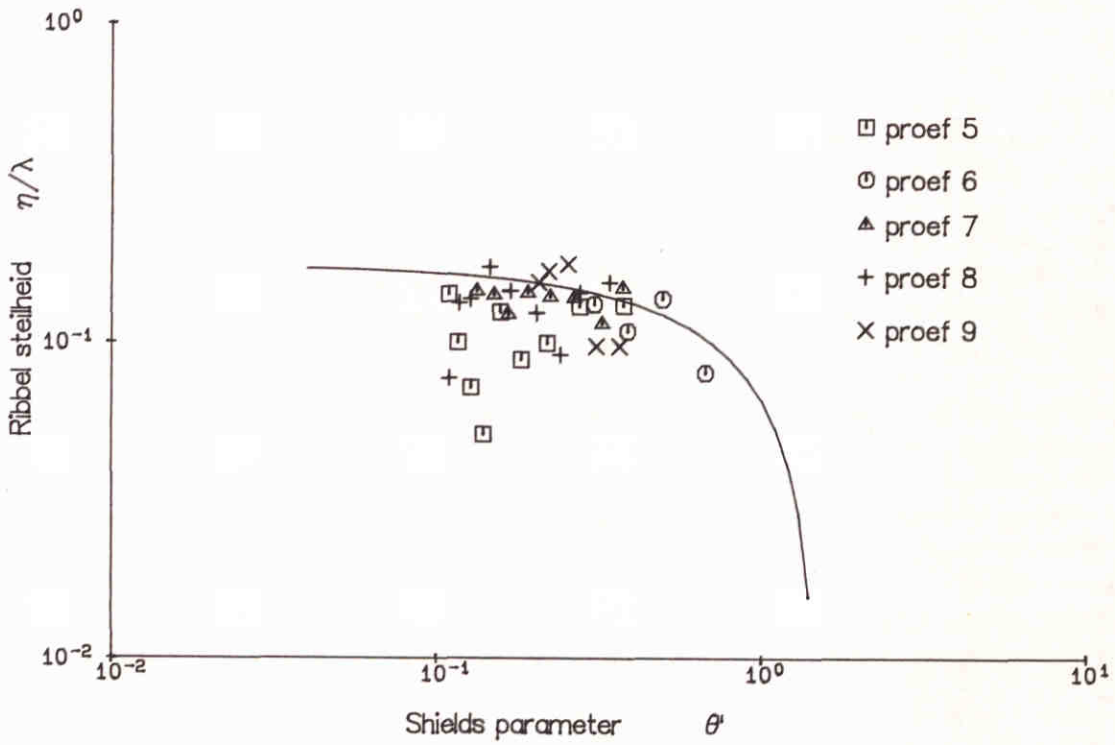
M 1983

FIG. 40



Variation of ripple steepness η/λ with Shields number ψ_m .

Gegevens uit GREIPI report



Gegevens van dit onderzoek

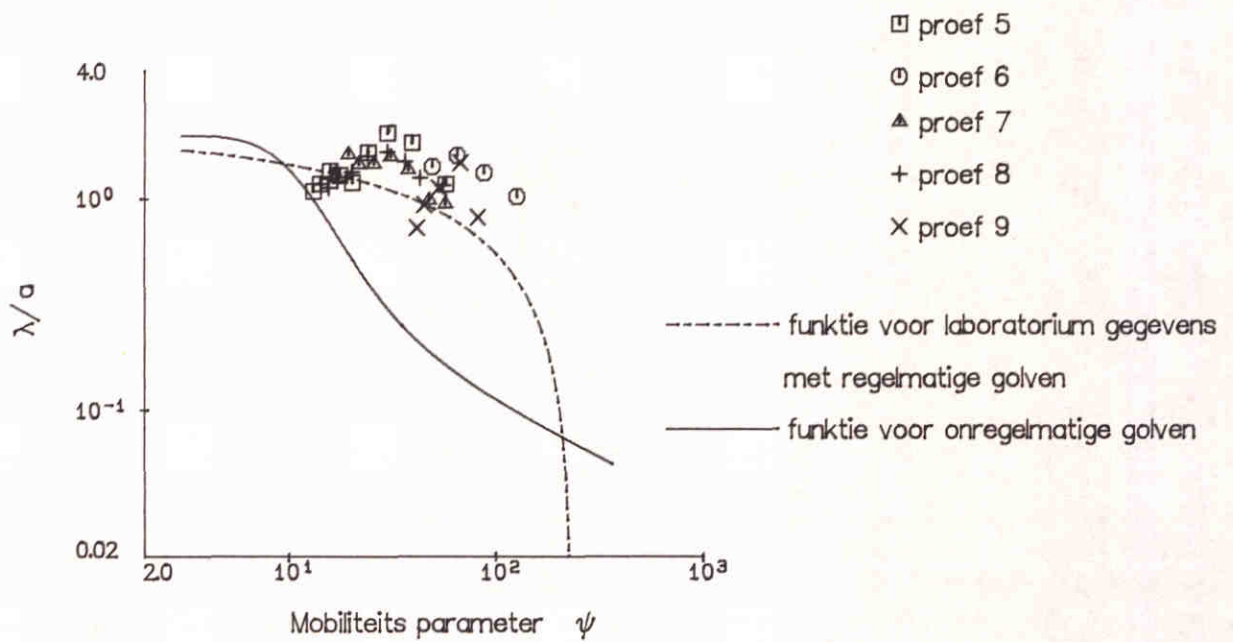
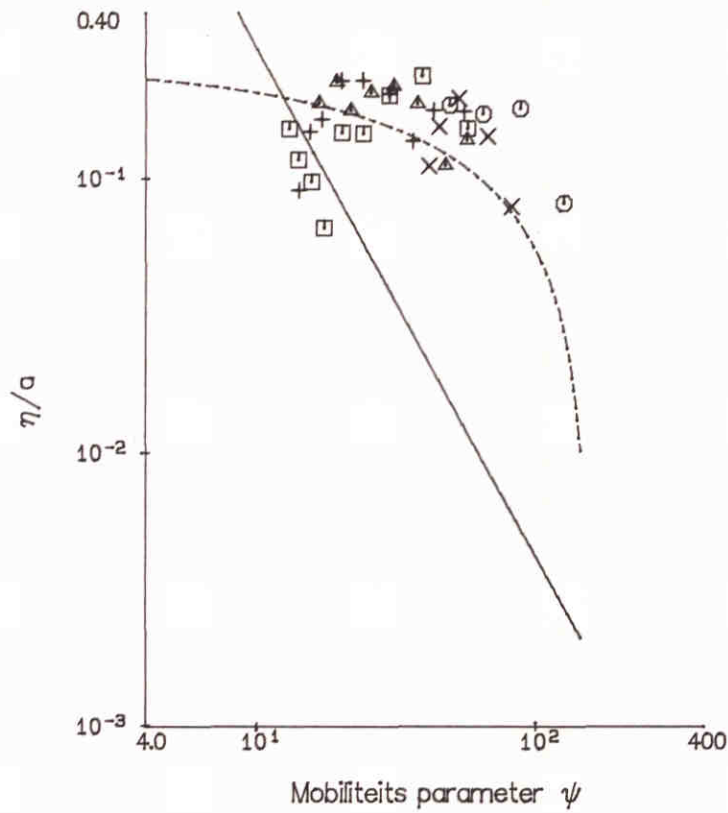
UITWERKING VOLGENS GRIEPI REPORT

RIBBEL STEILHEID

WATERLOOPKUNDIG LABORATORIUM

M 1983

FIG. 41



UITWERKING VOLGENS NIELSEN (1981)

TOEPASSING VAN PIEK PERIODE

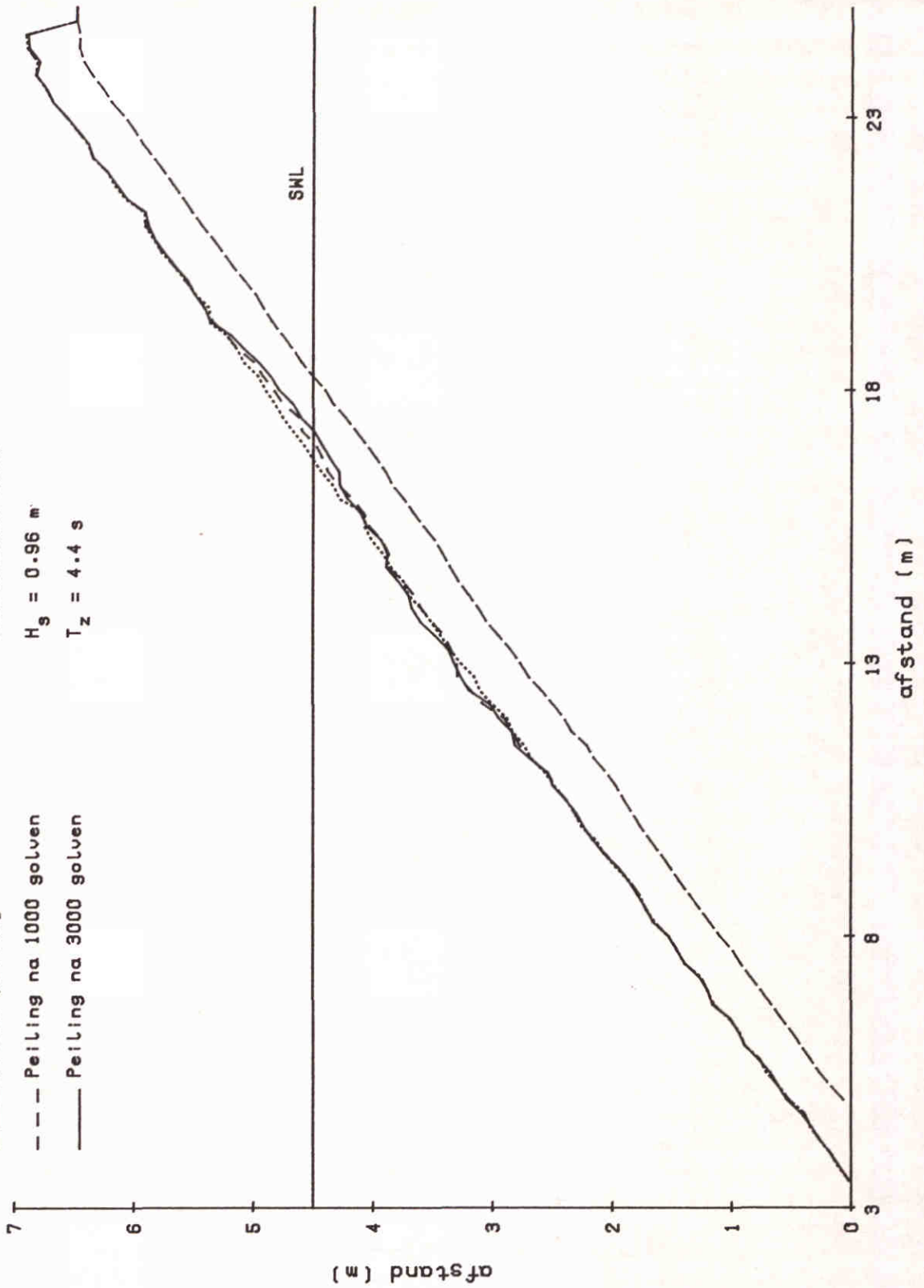
WATERLOOPKUNDIG LABORATORIUM

M 1983

FIG. 42

Proef 10
 Doorlatende kern
 $H_s = 0.96 \text{ m}$
 $T_z = 4.4 \text{ s}$

..... Nul peiling
 --- Filter peiling
 - - - Peiling na 1000 golven
 — Peiling na 3000 golven



PROFIELEN PROEF 10

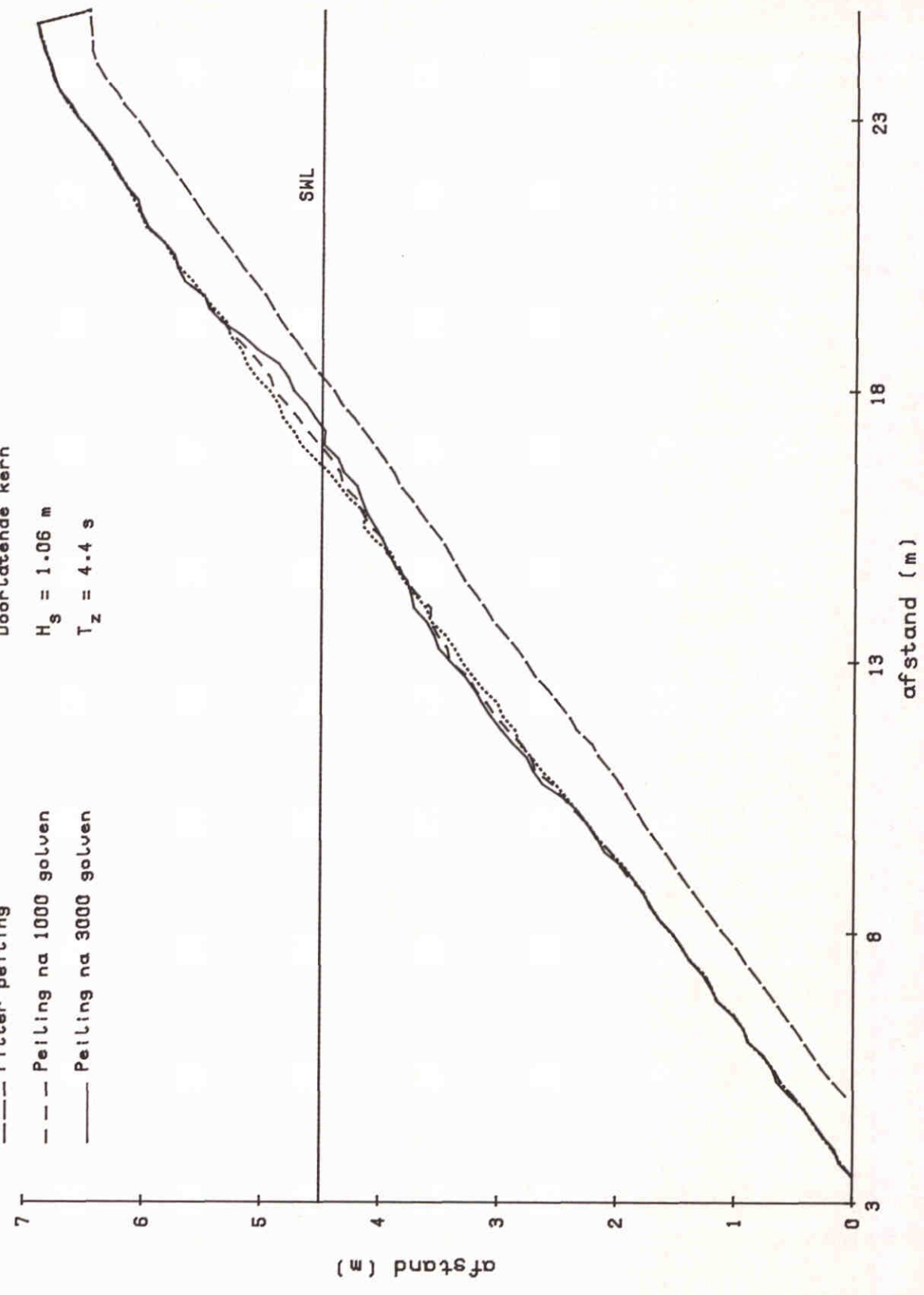
WATERLOOPKUNDIG LABORATORIUM

M 1983

FIG.43

Proef 11
 Doorlatende kern
 $H_s = 1.06 \text{ m}$
 $T_z = 4.4 \text{ s}$

..... Nul peiling
 --- Filter peiling
 - - - Peiling na 1000 golven
 — Peiling na 3000 golven



PROFIELEN PROEF 11

WATERLOOPKUNDIG LABORATORIUM

M 1983

FIG.44

Proef 12

Doorlatende kern

$H_s = 0.77$ m

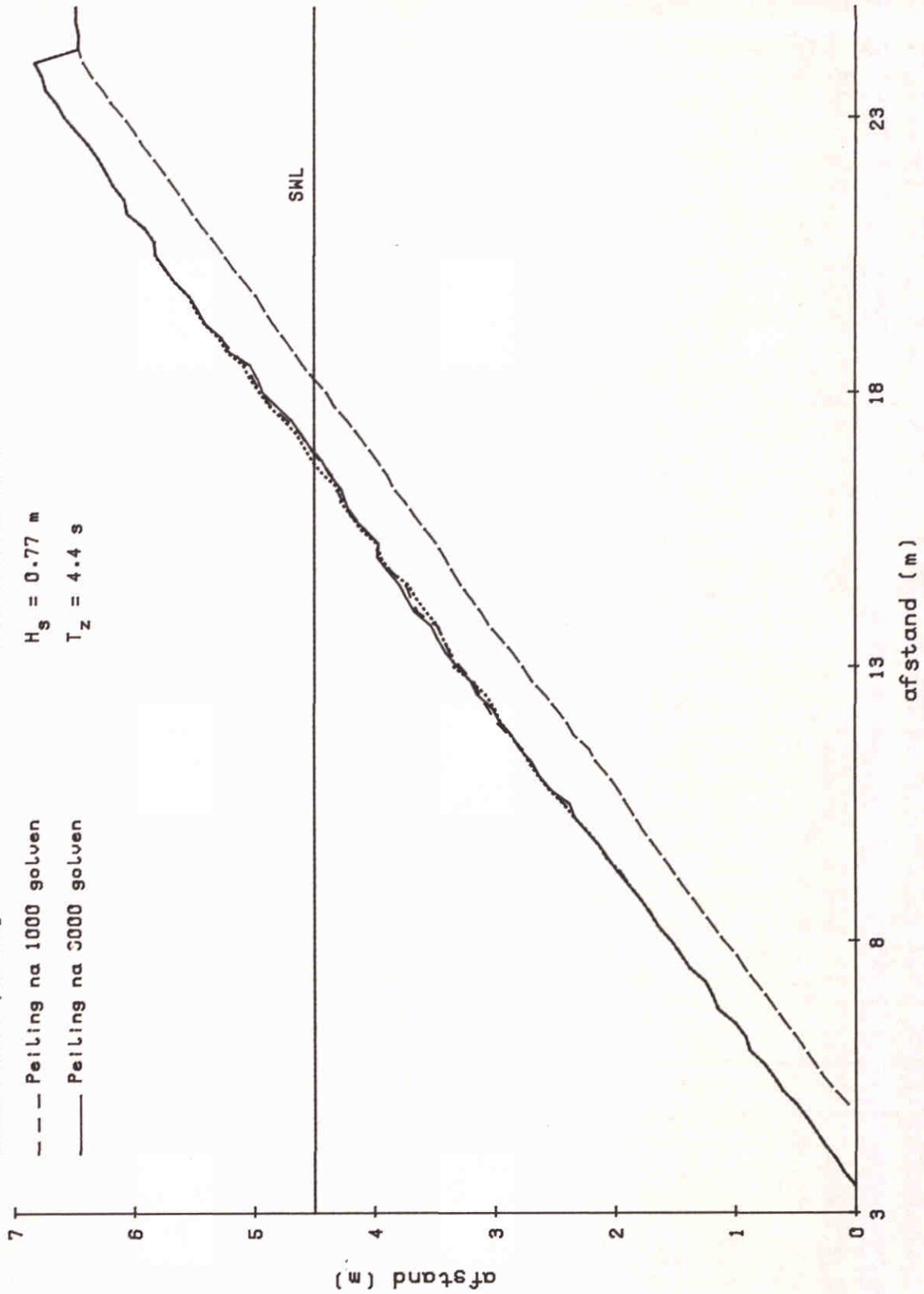
$T_z = 4.4$ s

..... Nul peiling

--- Filter peiling

- - - Peiling na 1000 golven

— Peiling na 3000 golven



PROFIELEN PROEF 12

WATERLOOPKUNDIG LABORATORIUM

M 1983

FIG.45

Proef 13

Doorlatende kern

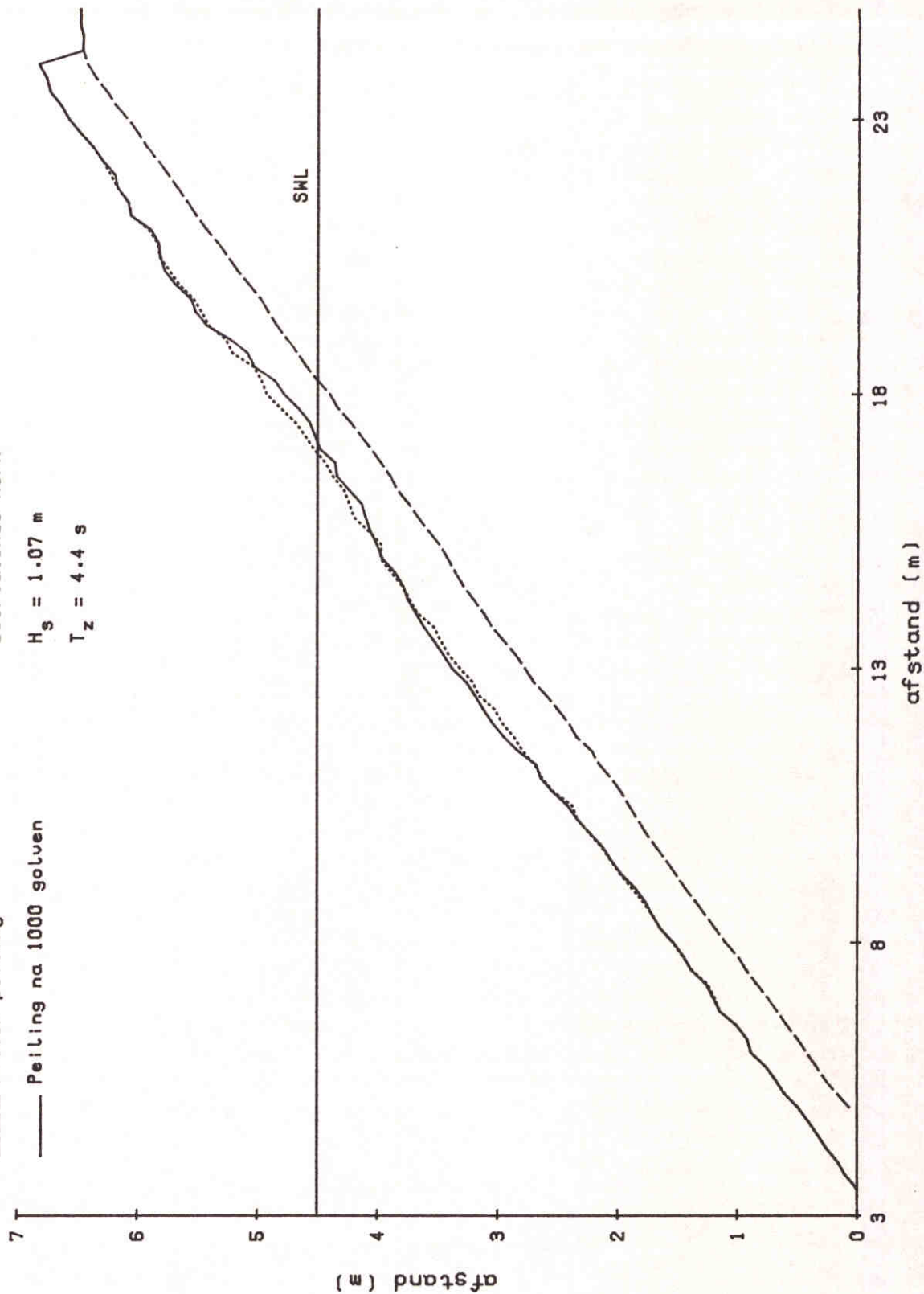
$H_s = 1.07 \text{ m}$

$T_z = 4.4 \text{ s}$

..... Nul peiling

--- Filter peiling

— Peiling na 1000 golven



PROFIELEN PROEF 13

WATERLOOPKUNDIG LABORATORIUM

M 1983

FIG.46

Proef 14

Doorlatende kern

$H_s = 0.87 \text{ m}$

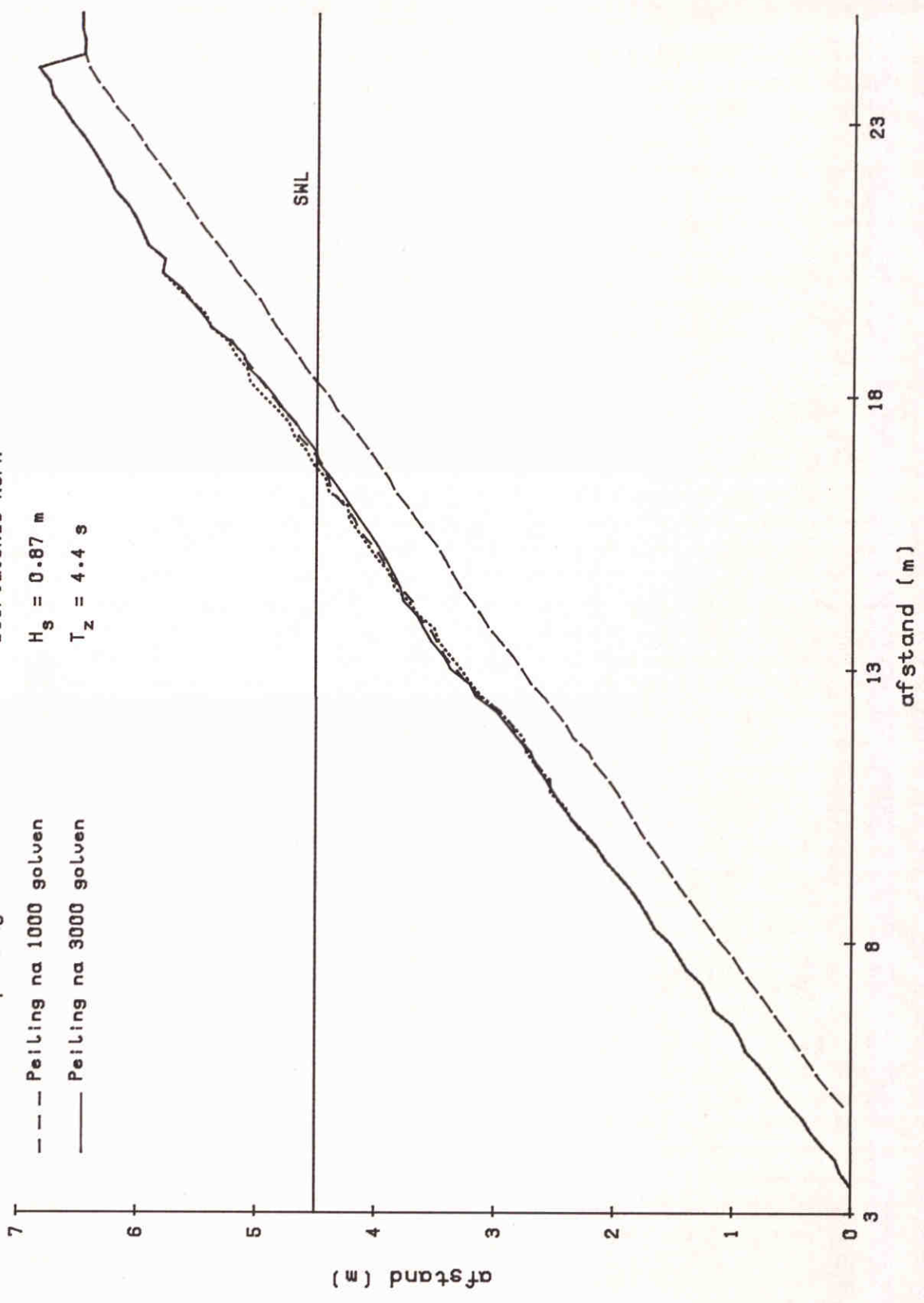
$T_z = 4.4 \text{ s}$

..... Nul peiling

--- Filter peiling

--- Peiling na 1000 golven

--- Peiling na 3000 golven



PROFIELEN PROEF 14

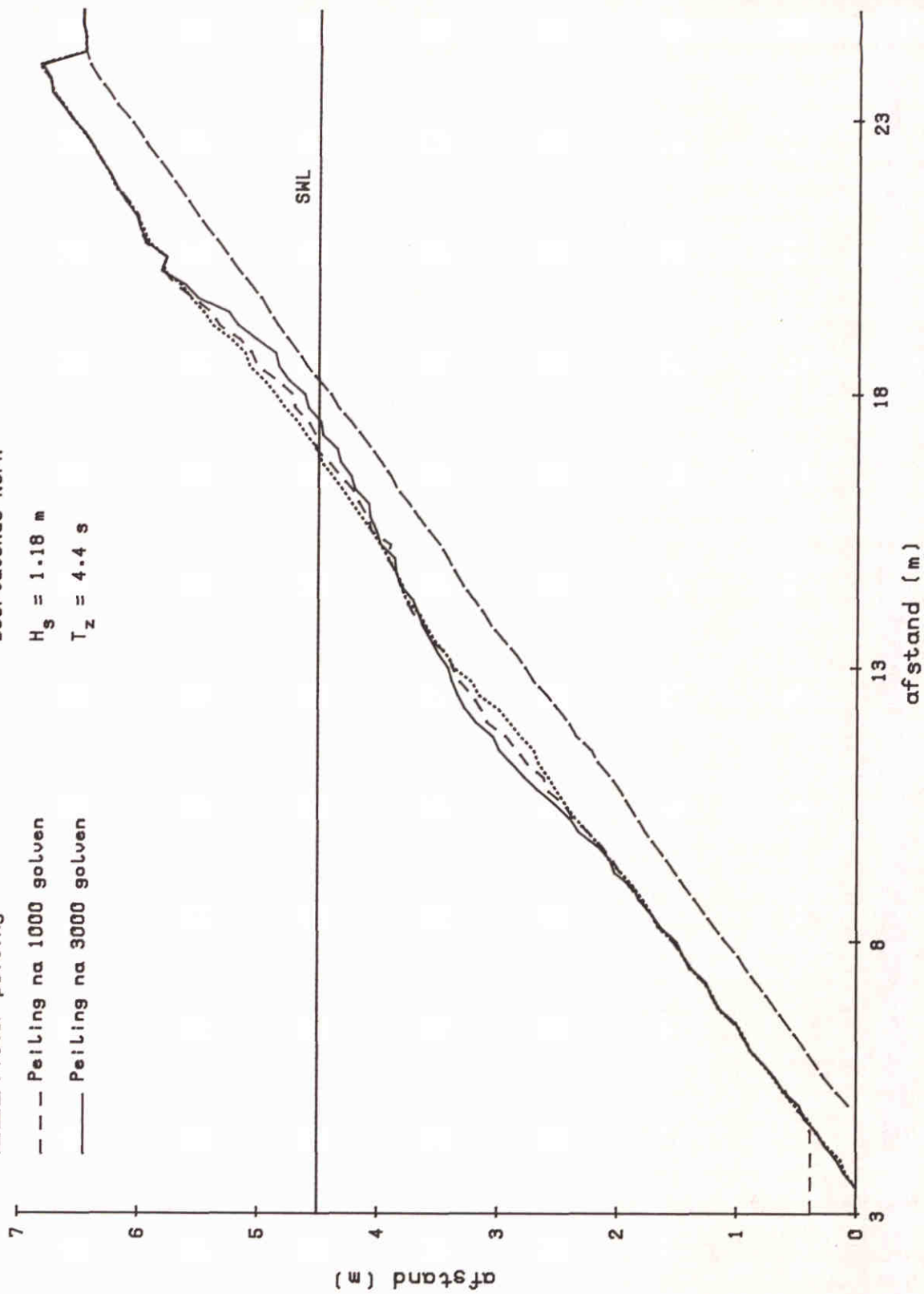
WATERLOOPKUNDIG LABORATORIUM

M 1983

FIG.47

Proef 15
 Doorlatende kern
 $H_s = 1.18 \text{ m}$
 $T_z = 4.4 \text{ s}$

..... Nul peiling
 --- Filter peiling
 --- Peiling na 1000 golven
 --- Peiling na 3000 golven



PROFIELEN PROEF 15

WATERLOOPKUNDIG LABORATORIUM

M 1983

FIG.48

Proef 16

Ondoorlatende kern

$H_s = 0.64 \text{ m}$

$T_z = 4.4 \text{ s}$

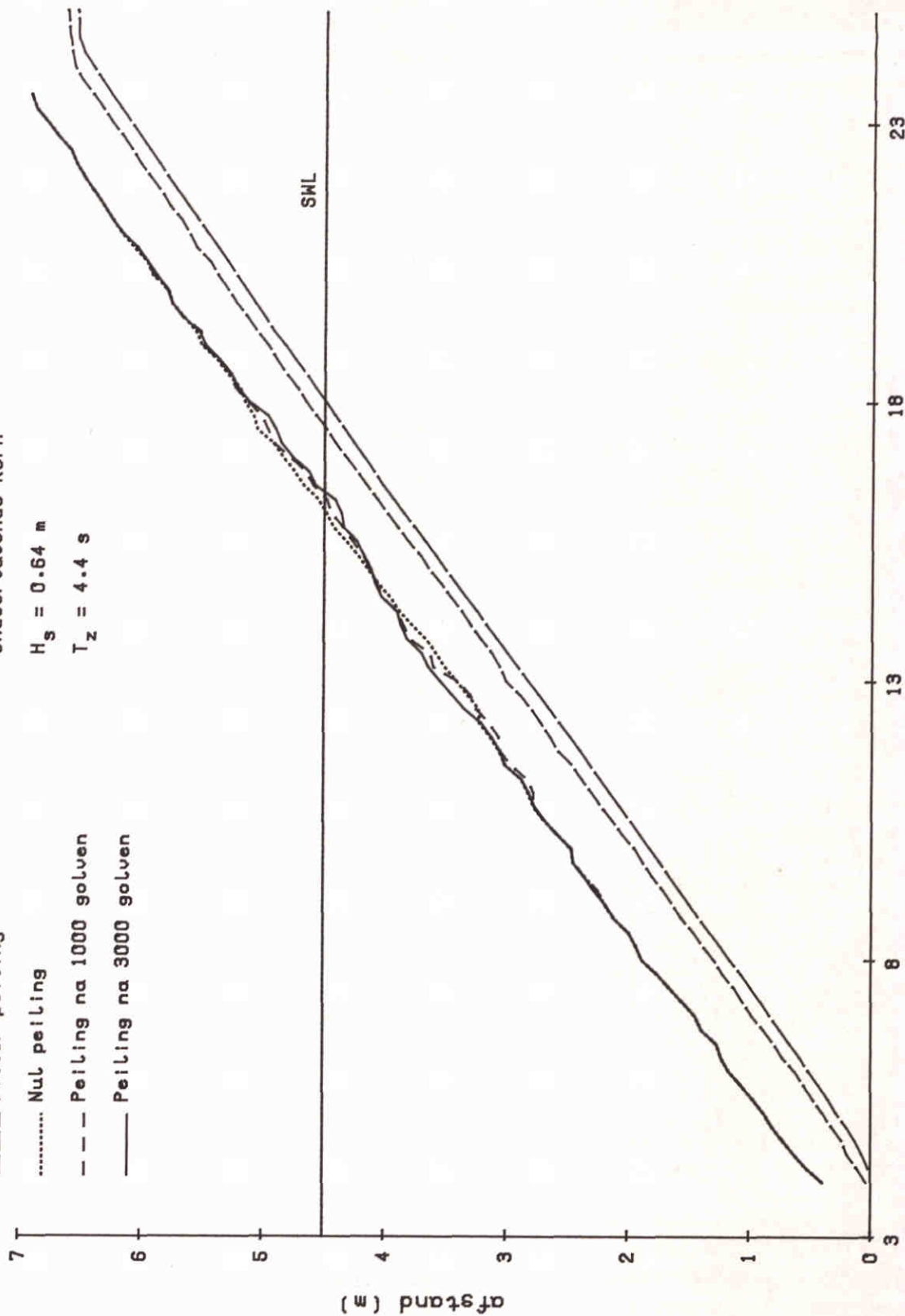
— Beton peiling

--- Filter peiling

..... Nul peiling

- - - Peiling na 1000 golven

— Peiling na 3000 golven



PROFIELEN PROEF 16

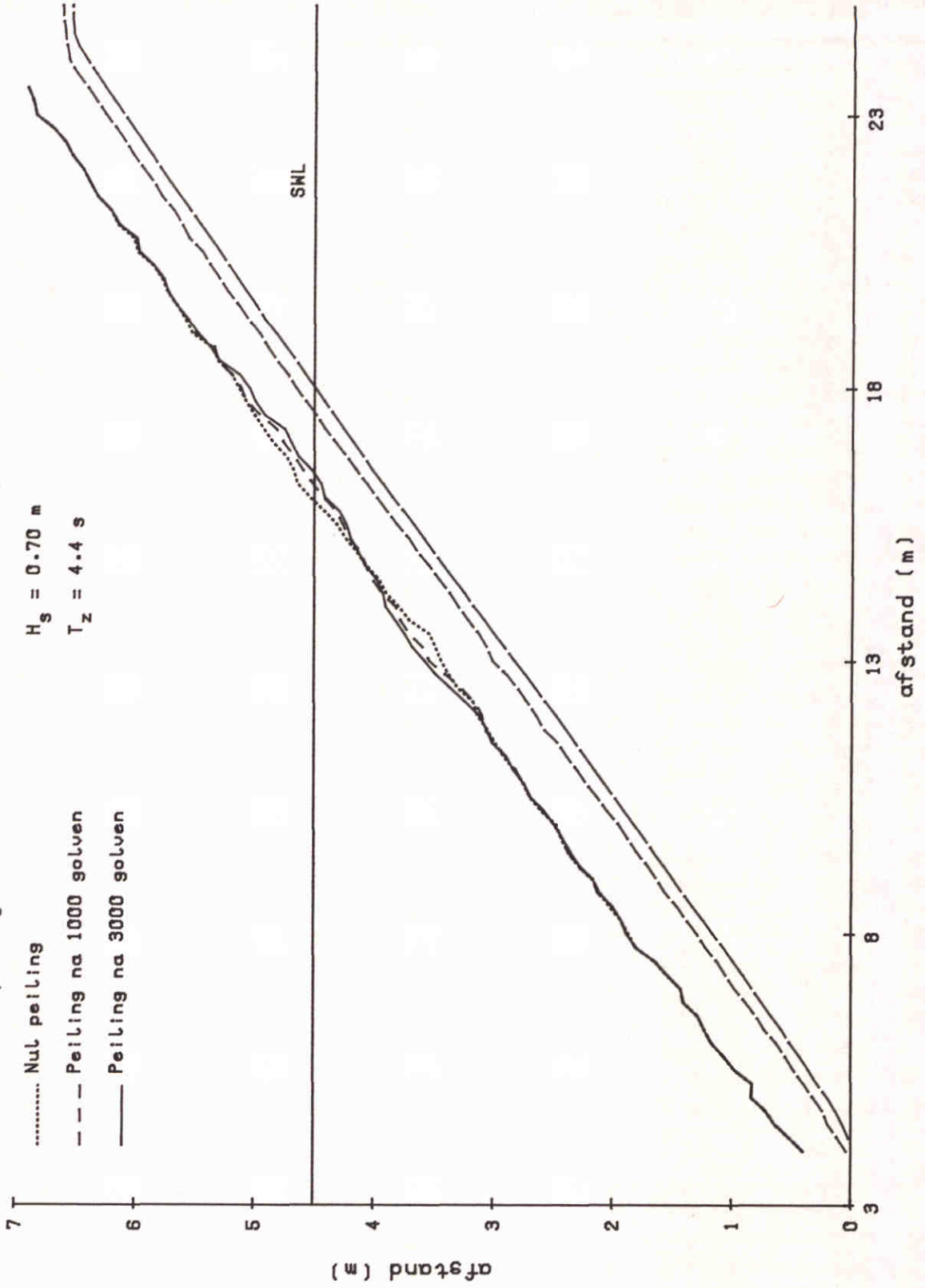
WATERLOOPKUNDIG LABORATORIUM

M 1983

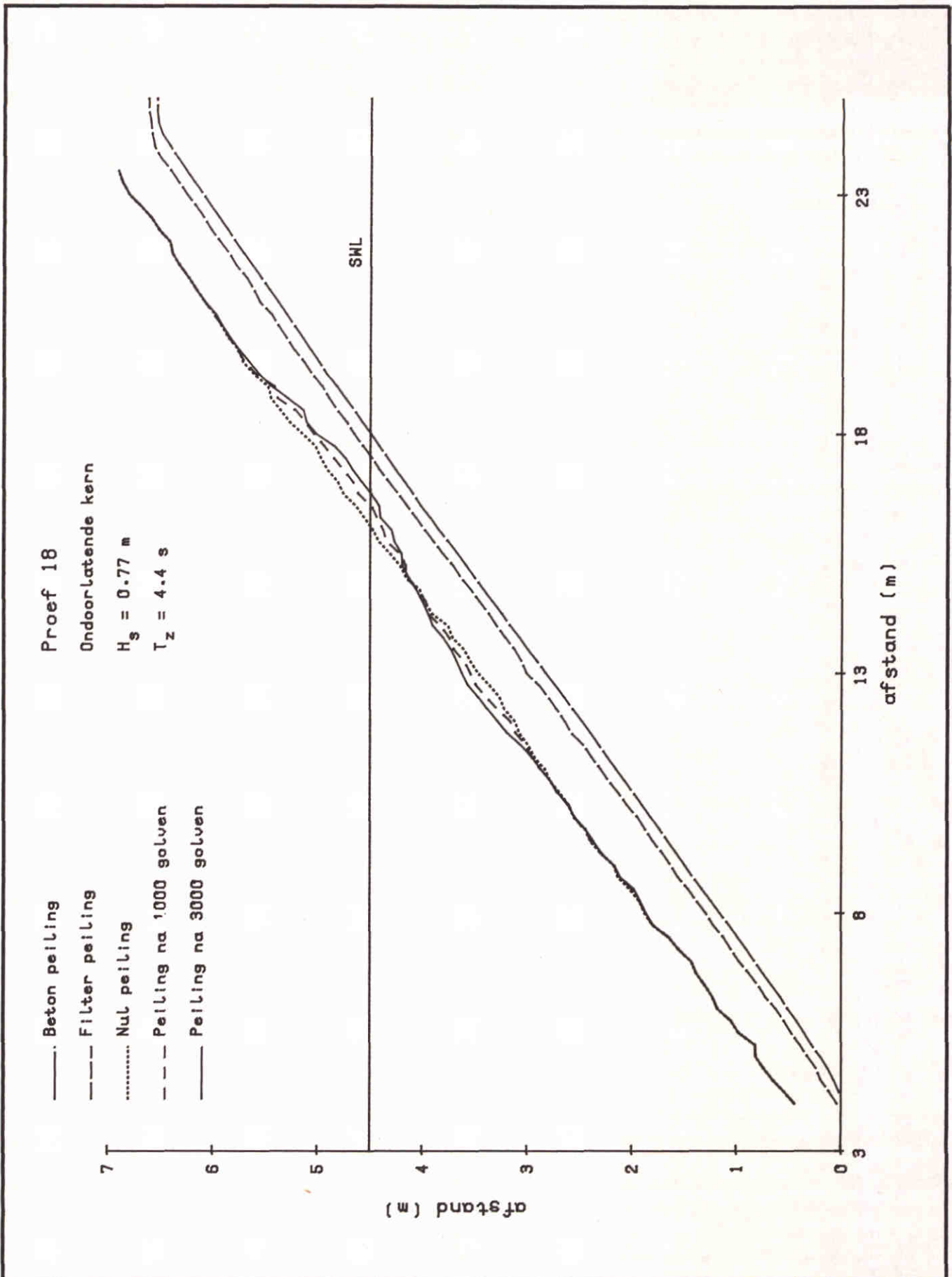
FIG.49

Proef 17
 Ondoorlatende kern
 $H_s = 0.70 \text{ m}$
 $T_z = 4.4 \text{ s}$

- ..—.. Beton peiling
- — — Filter peiling
- Nul peiling
- - - Peiling na 1000 golven
- — — Peiling na 3000 golven



PROFIELEN PROEF 17



PROFIELEN PROEF 18

WATERLOOPKUNDIG LABORATORIUM

M 1983

FIG.51

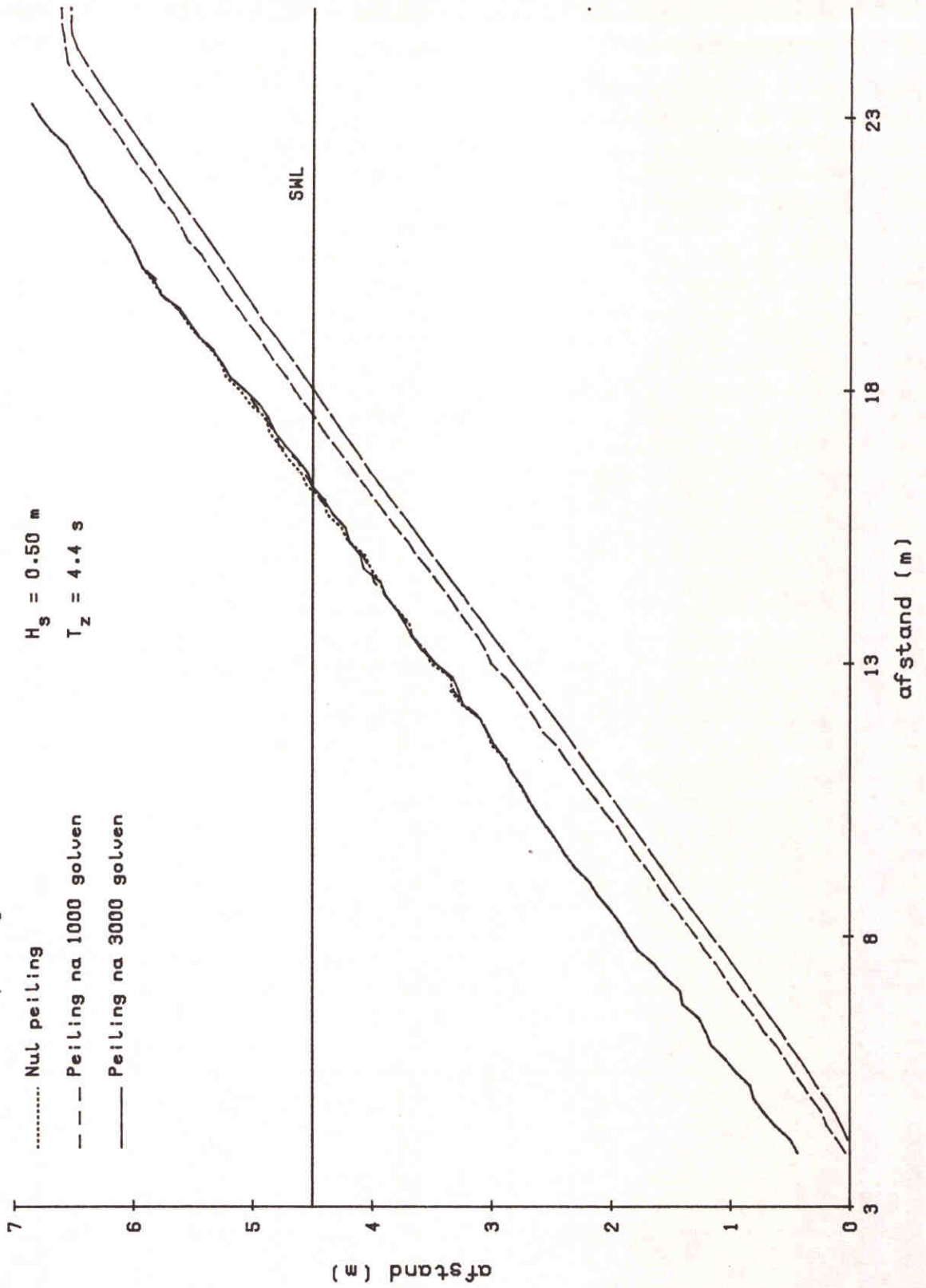
Proef 19

Ondoorlatende kern

$H_s = 0.50 \text{ m}$

$T_z = 4.4 \text{ s}$

- ...— Beton peiling
- Filter peiling
- Nul peiling
- - - Peiling na 1000 golven
- Peiling na 3000 golven

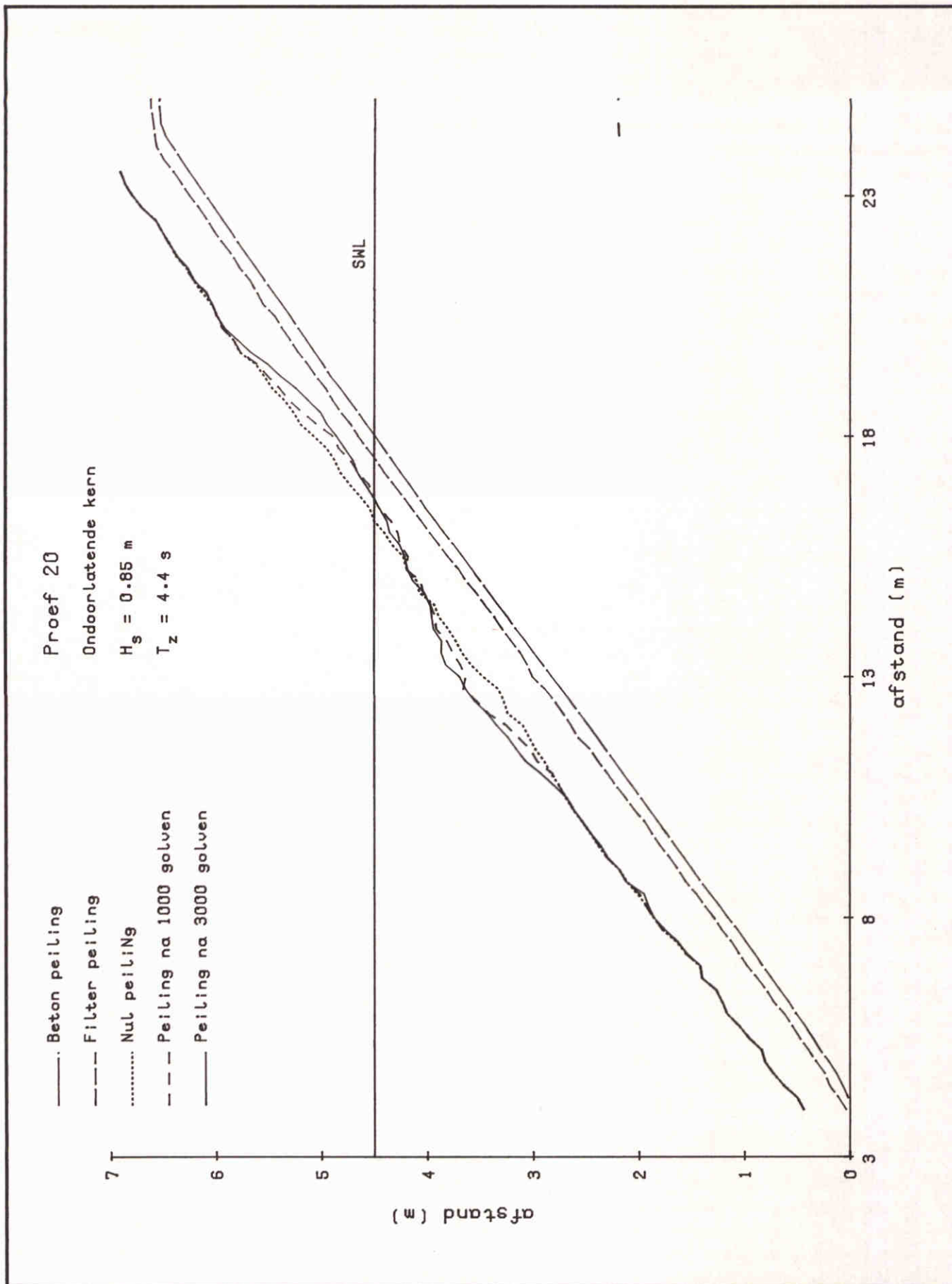


PROFIELEN PROEF 19

WATERLOOPKUNDIG LABORATORIUM

M 1983

FIG.52

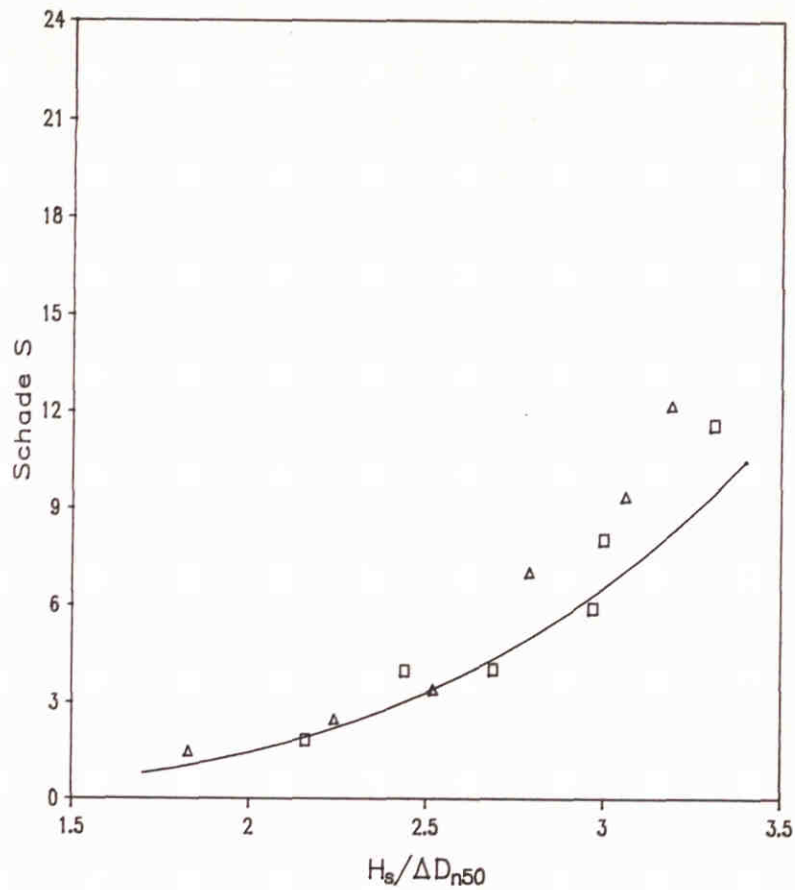


PROFIELEN PROEF 20

WATERLOOPKUNDIG LABORATORIUM

M 1983

FIG.53

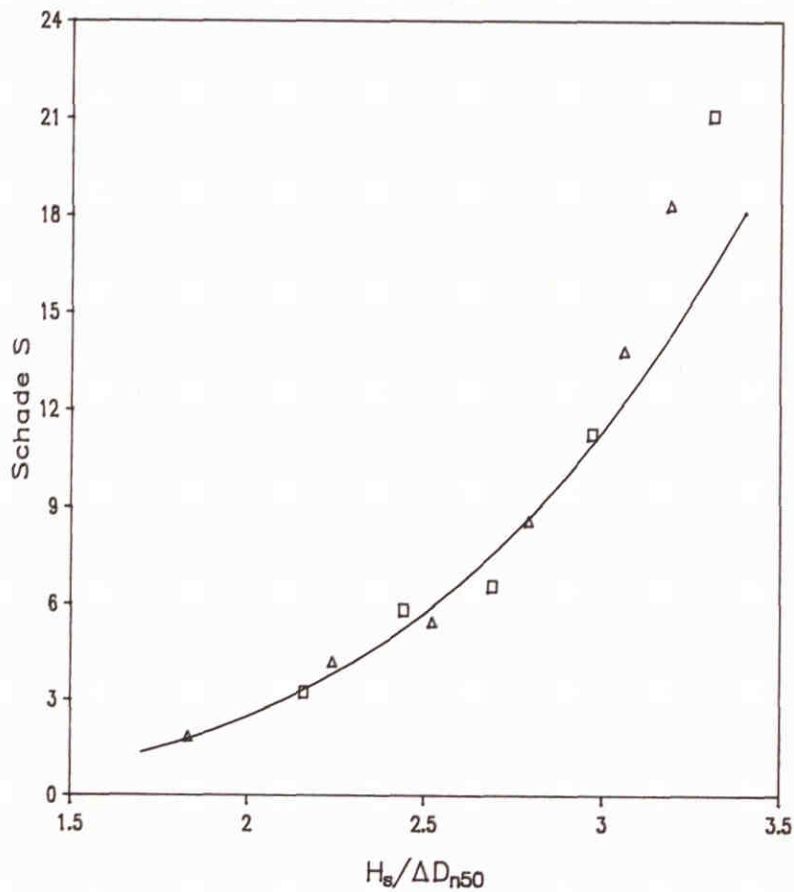


N = 1000

▲ Proeven 211-216
op kleine schaal

□ Proeven 10-15
Deltagoot

— Stabiliteitsformule



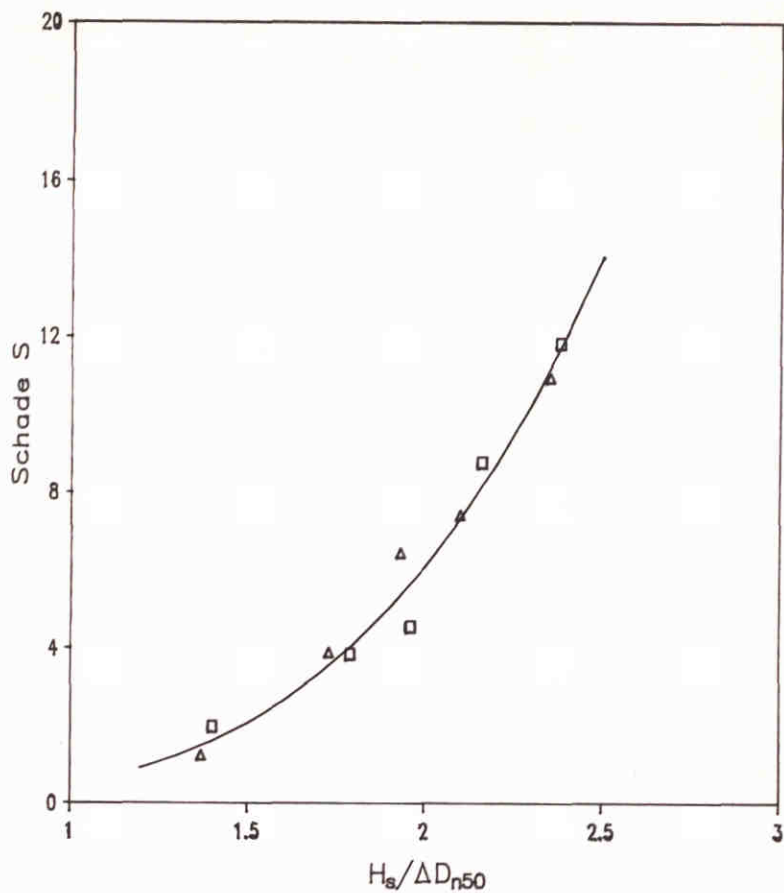
N = 3000

VERGELIJKING SCHADE BIJ DOORLATENDE KERN

WATERLOOPKUNDIG LABORATORIUM

M 1983

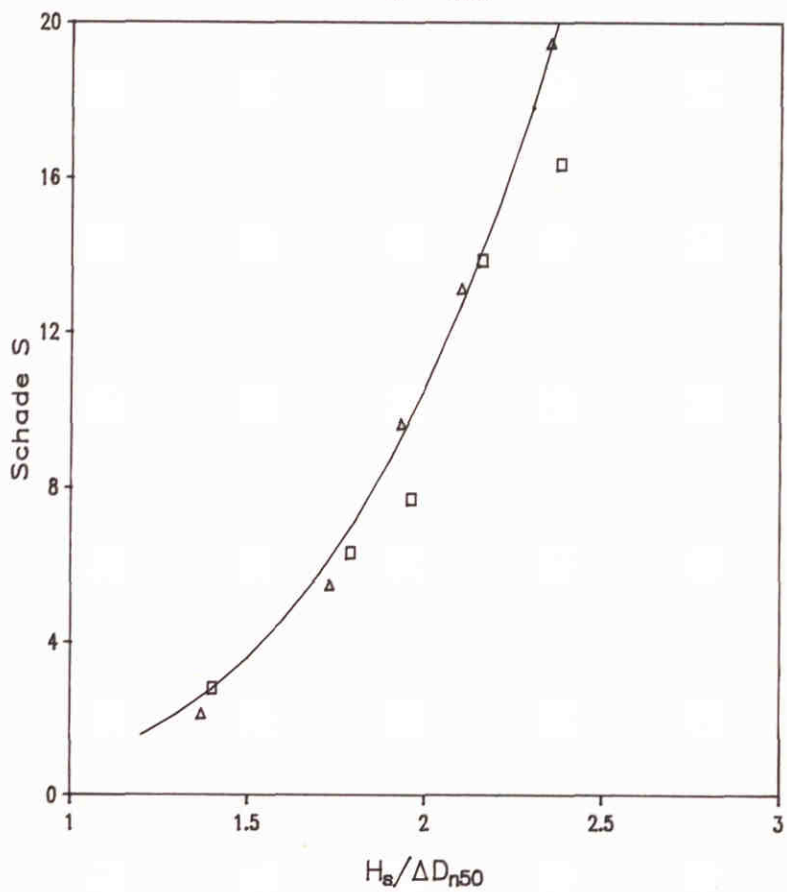
FIG. 54



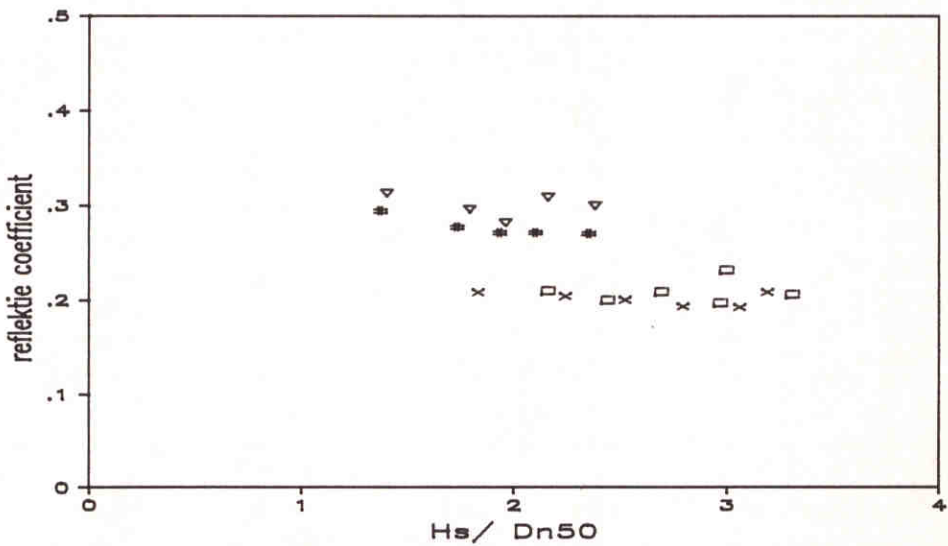
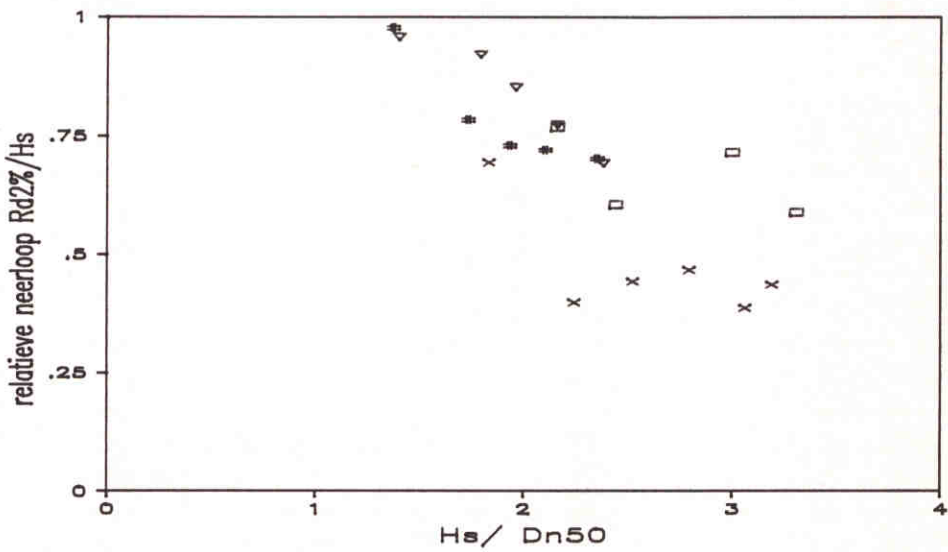
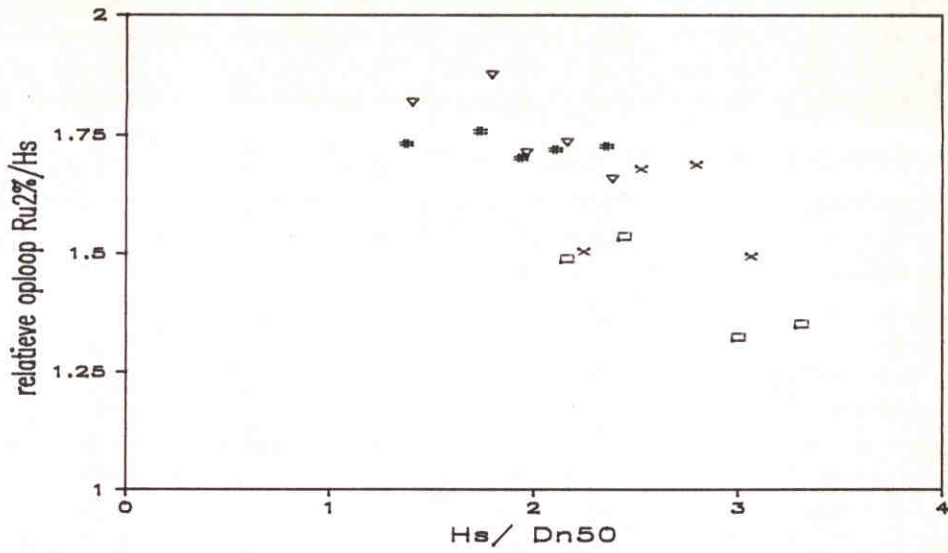
▲ Proeven 42-45
op kleine schaal

□ Proeven 16-20
Deltagoot

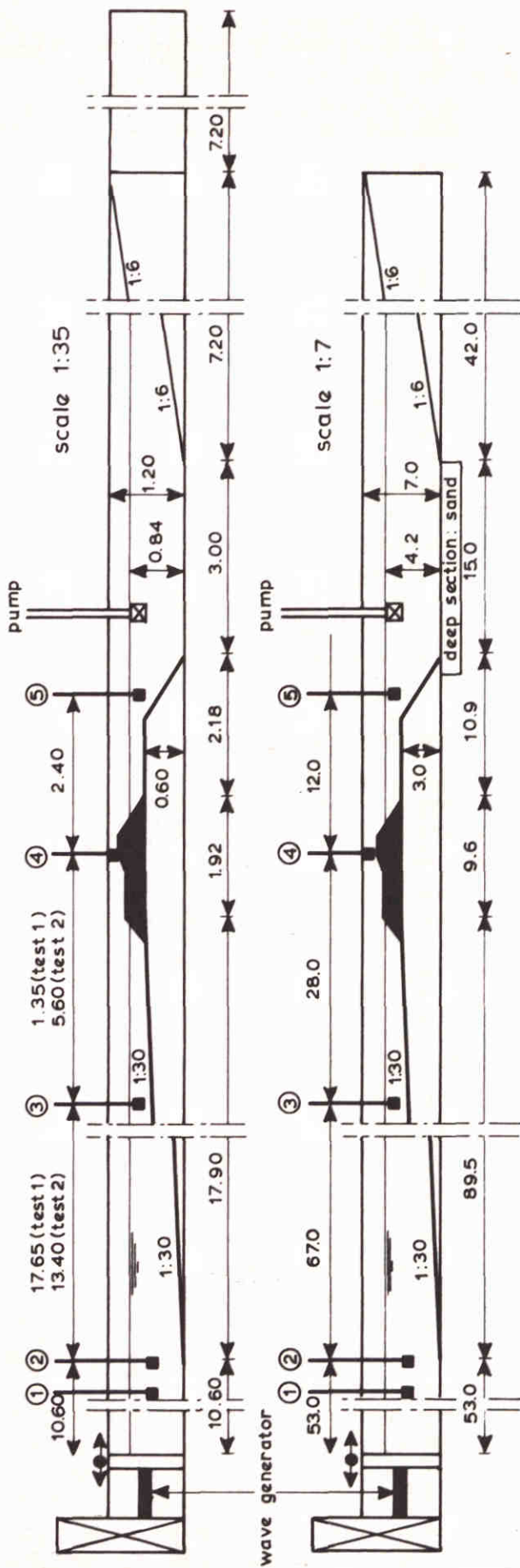
— Stabiiteitsformule



VERGELIJKING SCHADE BIJ ONDOORLATENDE KERN



OPLOOP, NEERLOOP EN REFLEKTIE RESULTATEN
BIJ STATISCHE STABILITEIT



A. SIDE VIEW

B. PLAN VIEW

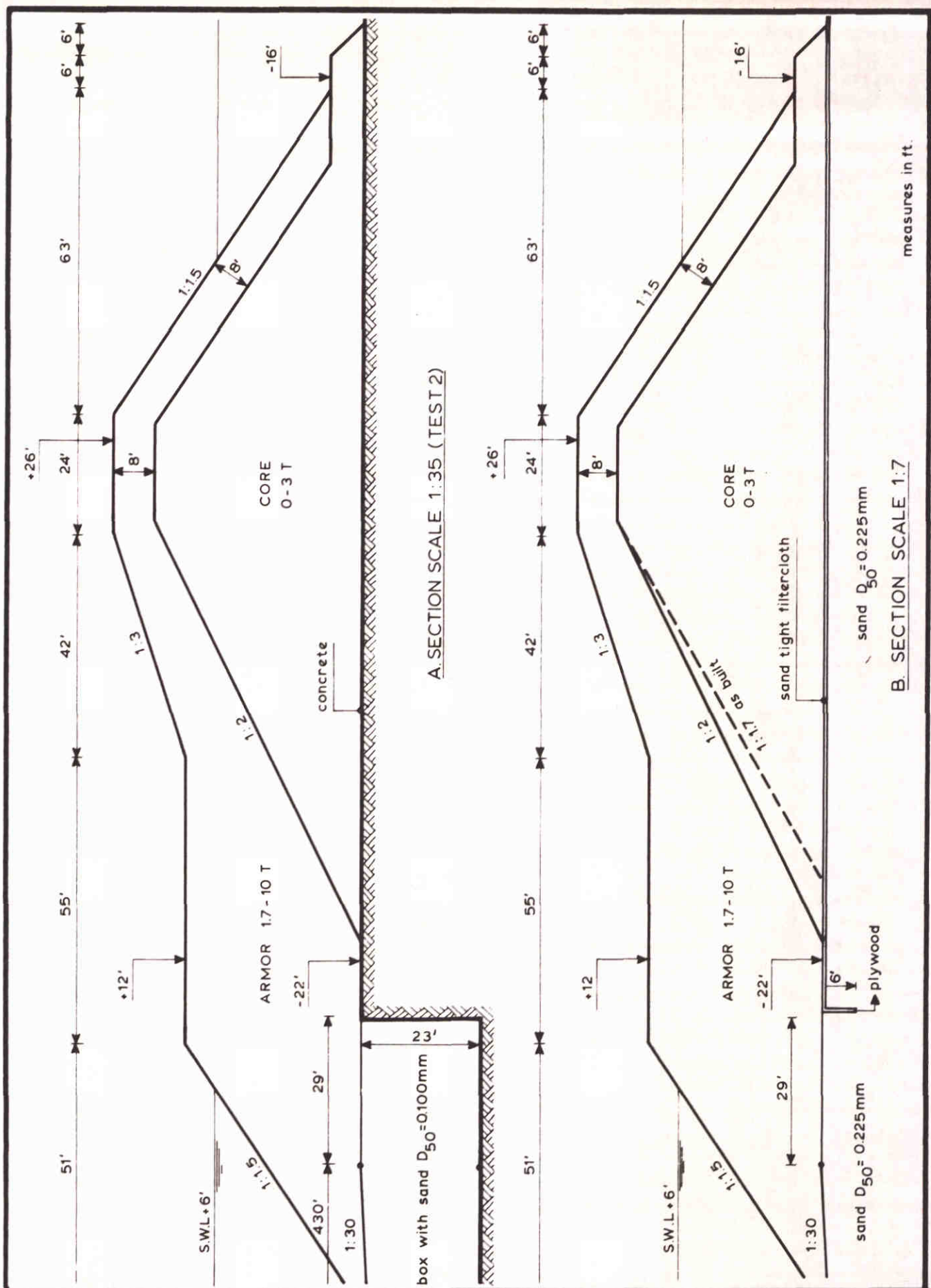
measures in m
1 m = 3.28 ft.
● wave gauge

MODEL OPSTELLING VOOR BERM GOLFBREKER -M2102

WATERLOOPKUNDIG LABORATORIUM

M 1983

FIG. 57



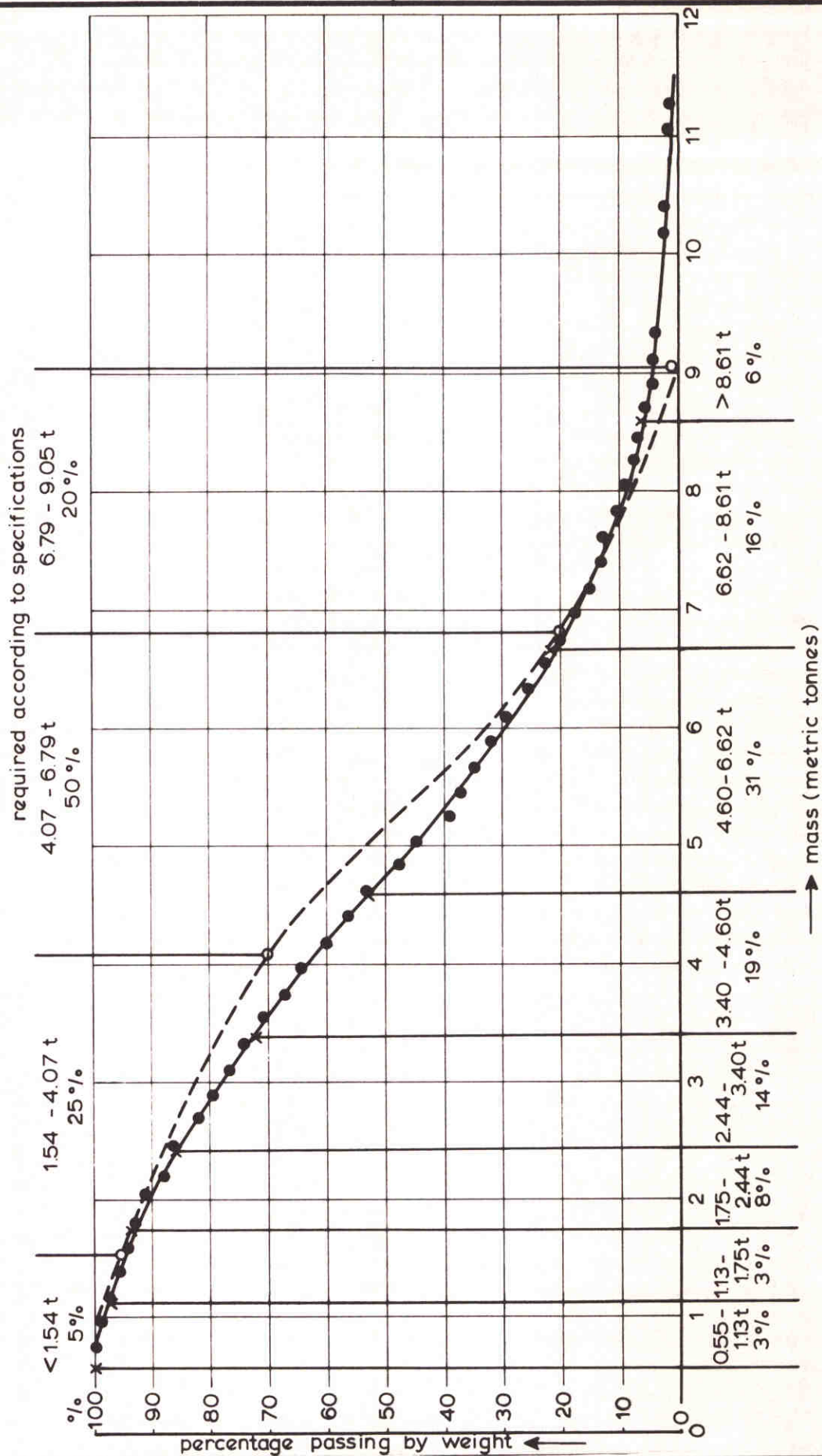
DWARSDOORSNEDEN BERM GOLFBREKER - M 2102

WATERLOOPKUNDIG LABORATORIUM

M 1983

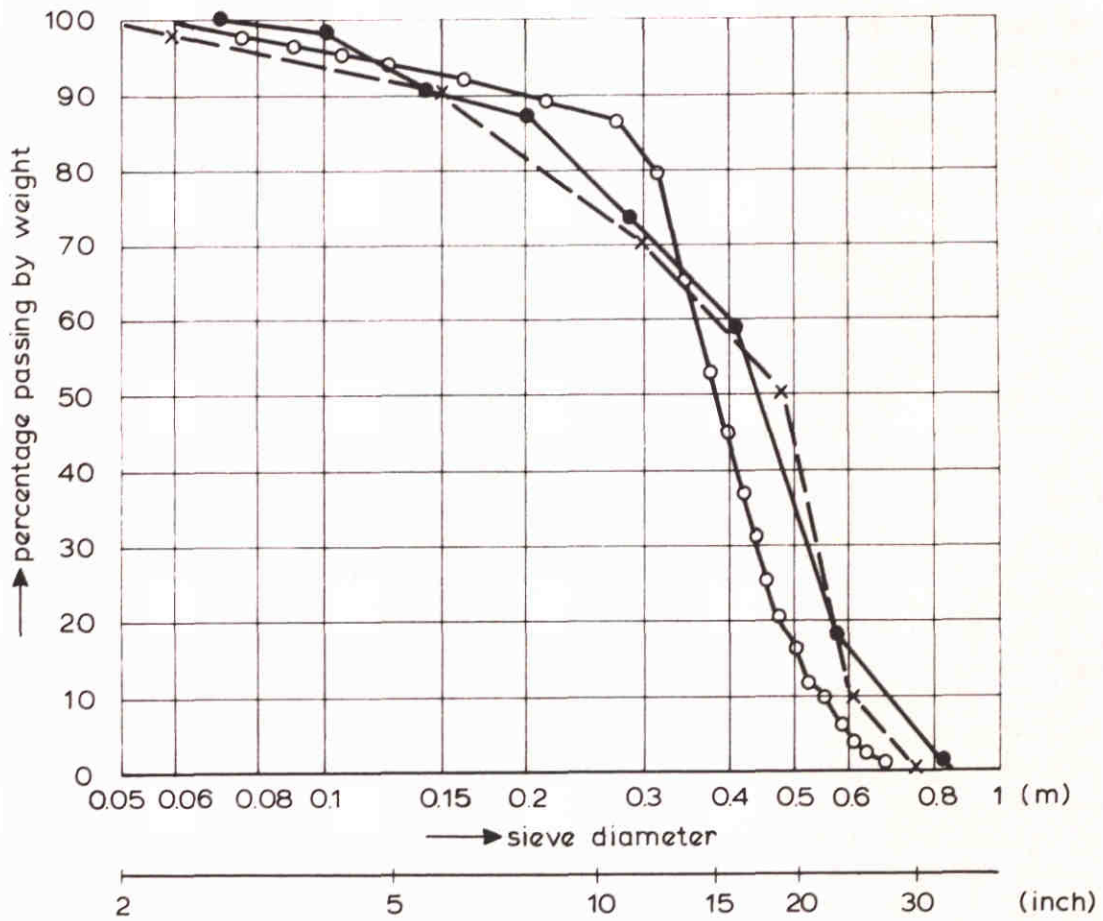
FIG. 58

- o --- required according to specifications
- --- scale 1:35, measured for 1/8 of total volume armor
- x --- scale 1:7, composed by weight



scale 1:7, composed by weight

GEWICHTSOVERSCHRIJDINGSKROMME VAN BERMSTEEN
- M 2102



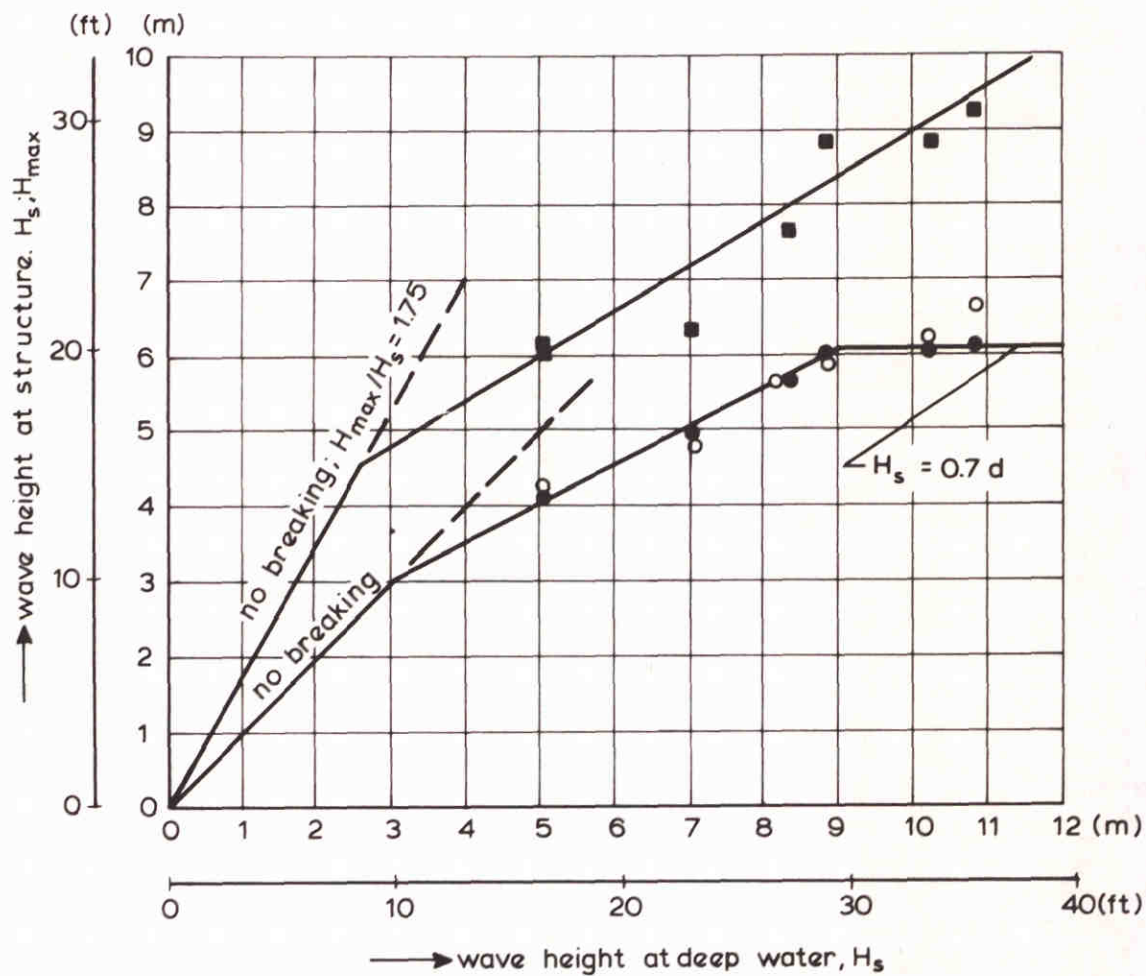
x — x required

● — scale 1:35 composed by weight

○ — scale 1:7 composed by weight

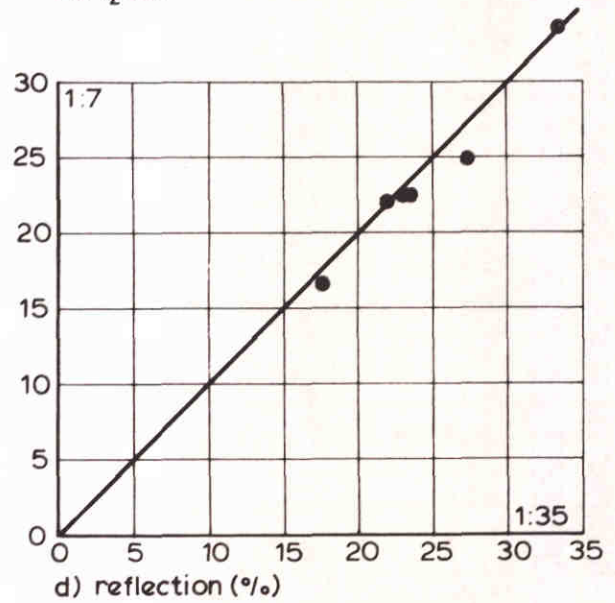
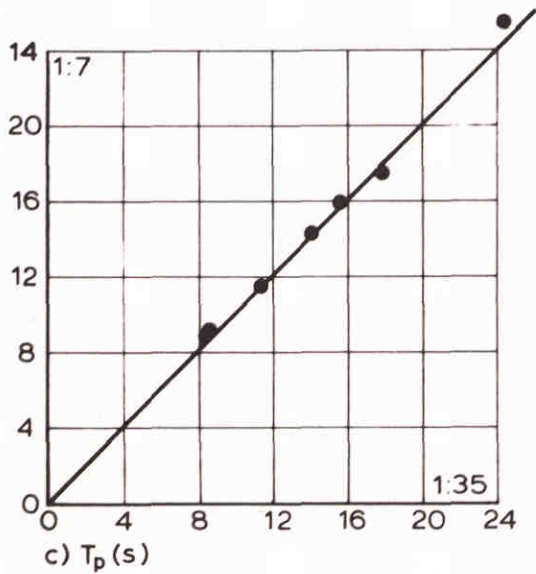
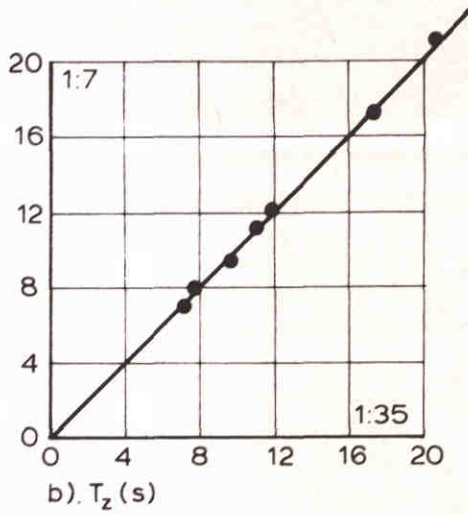
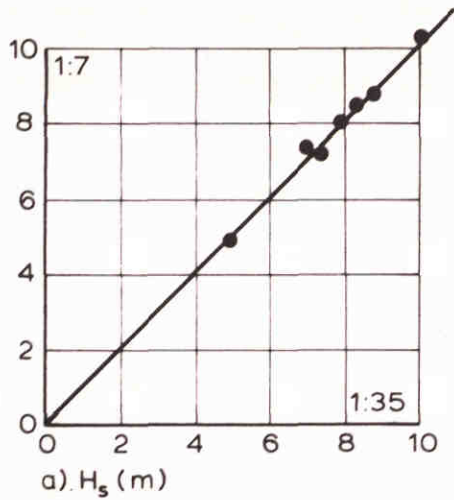
sieve diameter: $D_n = 0.85 D_s$

with $D_n = (W/\rho_a)^{1/3}$

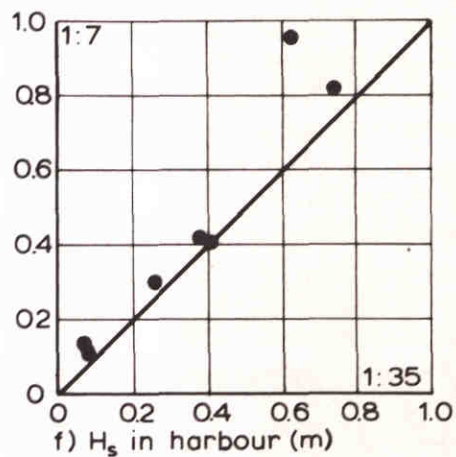
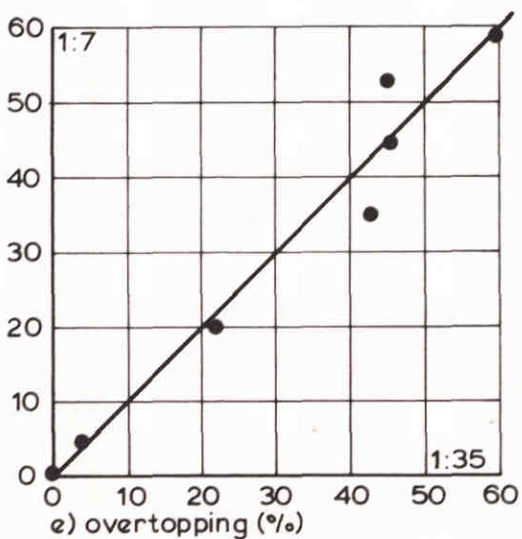


- H_s deep / H_s structure (measured)
 - ○ H_s deep / H_s structure (calculated)
 - H_s deep / H_{max} structure (measured)
- waterdepth at structure 28 ft

GEMETEN GOLFHOOGTEN OP DIEP WATER EN TER
 PLAATSE VAN DE BERM GOLFBREKER - M2102



● step 1-6, Jonswap spectrum
○ step 7 and 8, swell, very narrow spectrum

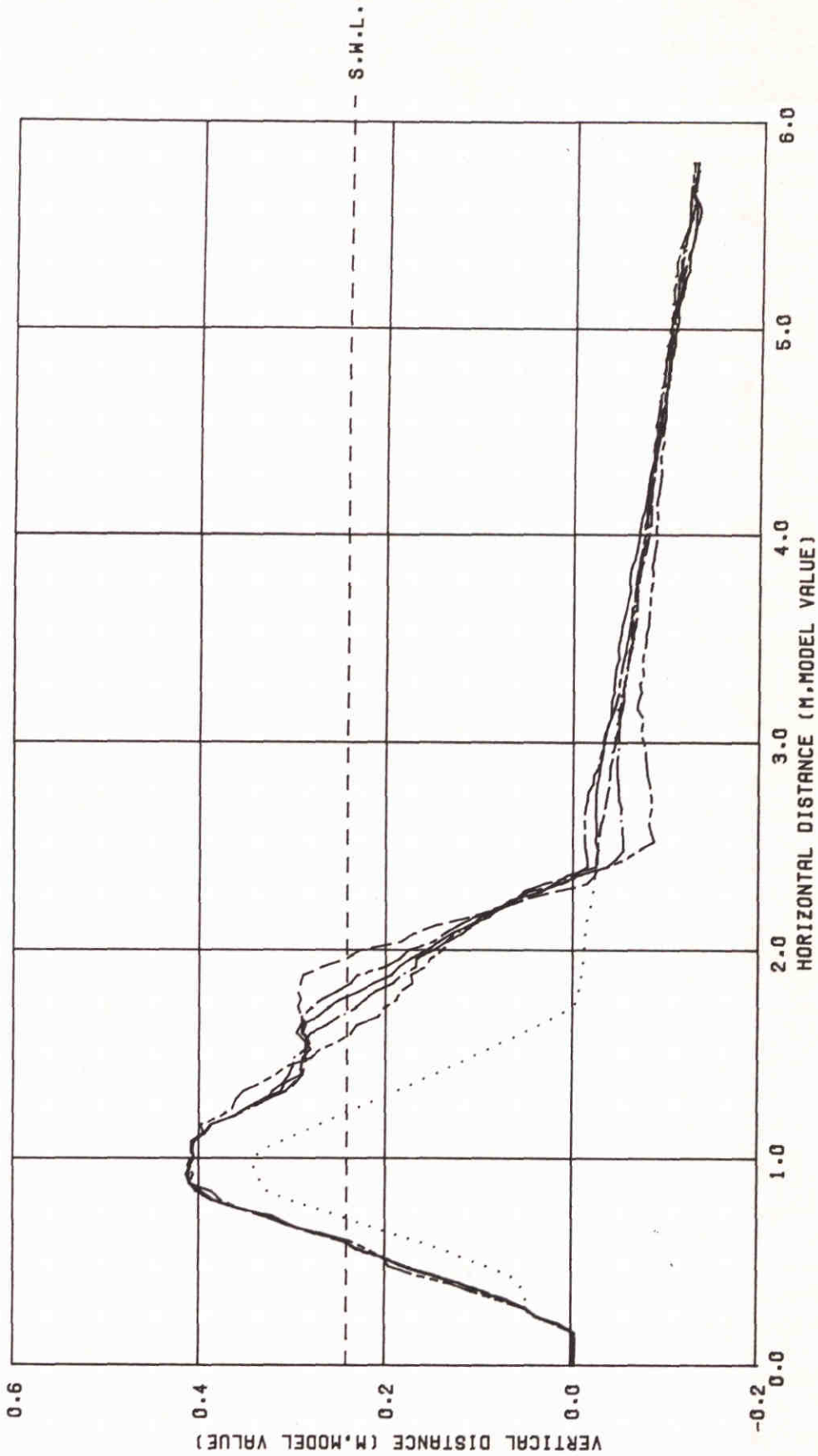


VERGELIJING VAN GOLFGEGEVENS - M 2102

WATERLOOPKUNDIG LABORATORIUM

M 1983

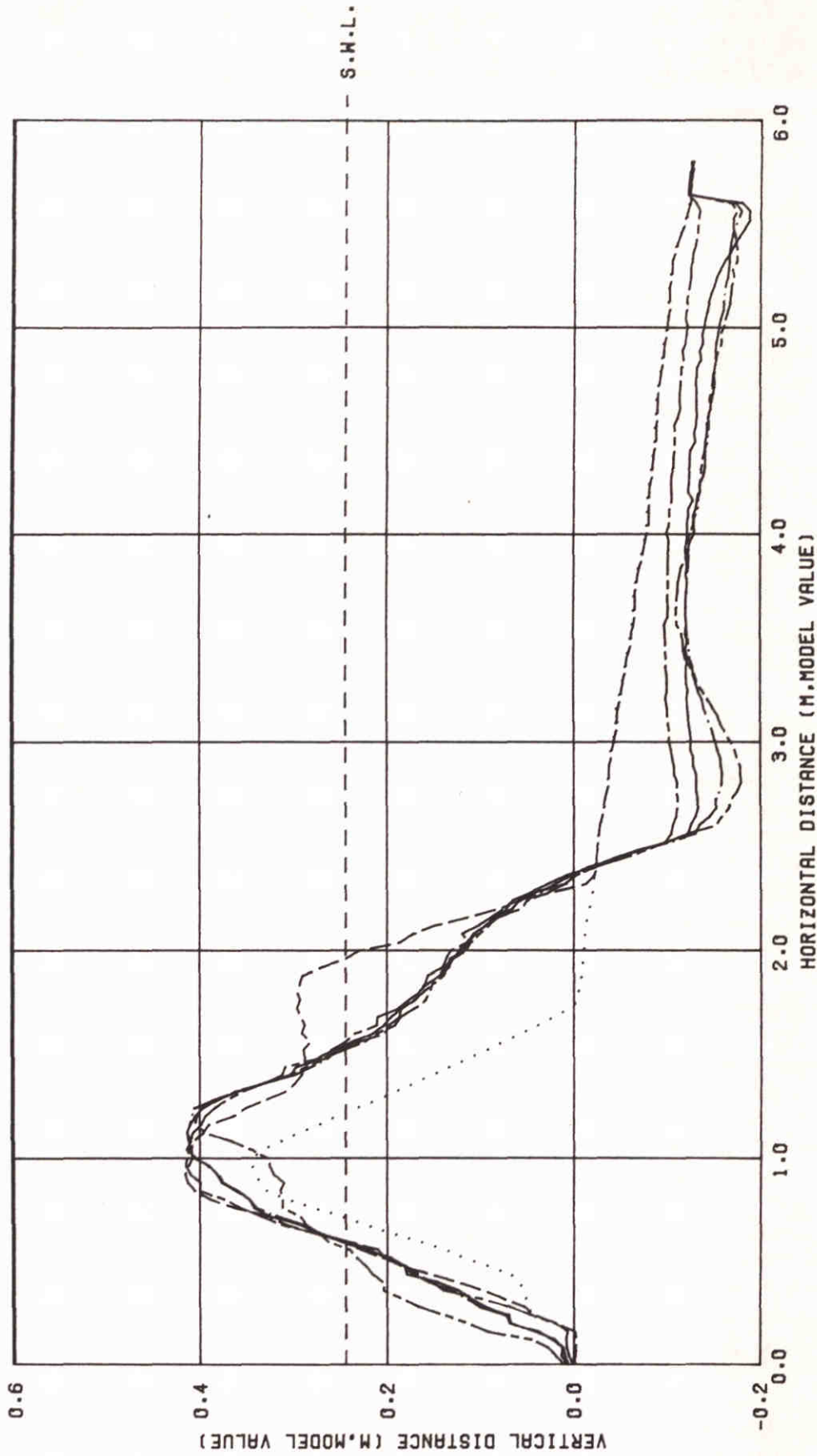
FIG. 62



- PROFILE BEFORE TEST
- PROFILE AFTER STEP 1
- _____ PROFILE AFTER STEP 2
- PROFILE AFTER STEP 3
- . - . - PROFILE AFTER STEP 4

WATER LEVEL: M.L.L.-H. +1.83 M (+6 FT)

DWARSPROFIELEN SCHAAAL 1:35 - M 2102



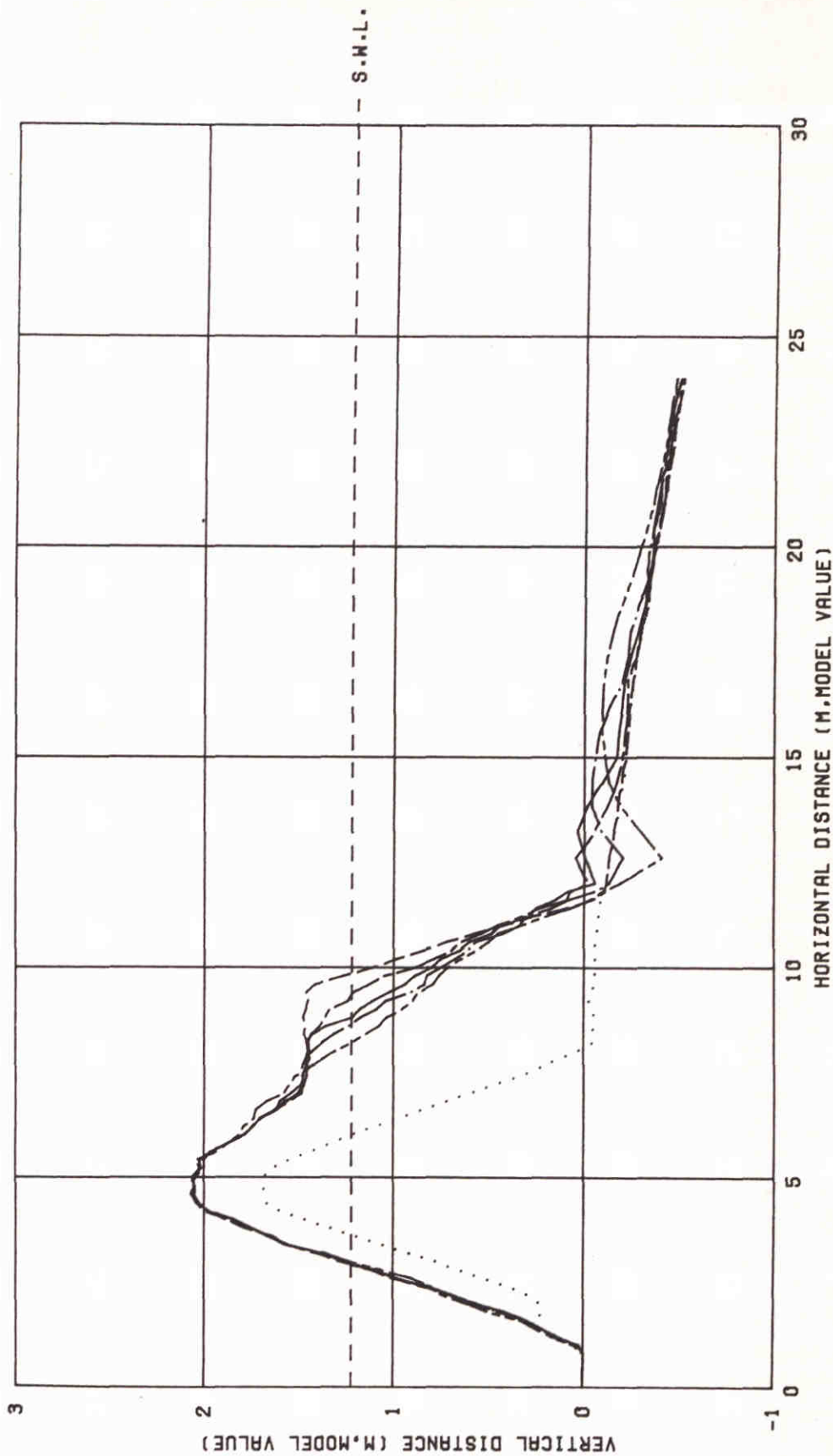
- - - PROFILE BEFORE TEST
 - · - PROFILE AFTER STEP 5
 — PROFILE AFTER STEP 6
 - - - PROFILE AFTER STEP 7
 - · - PROFILE AFTER STEP 8
 WATER LEVEL: M.L.L.W. +1.83 M (+6 FT)

DWARSPROFIELEN SCHAAAL 1:35 - M 2102

WATERLOOPKUNDIG LABORATORIUM

M 1983

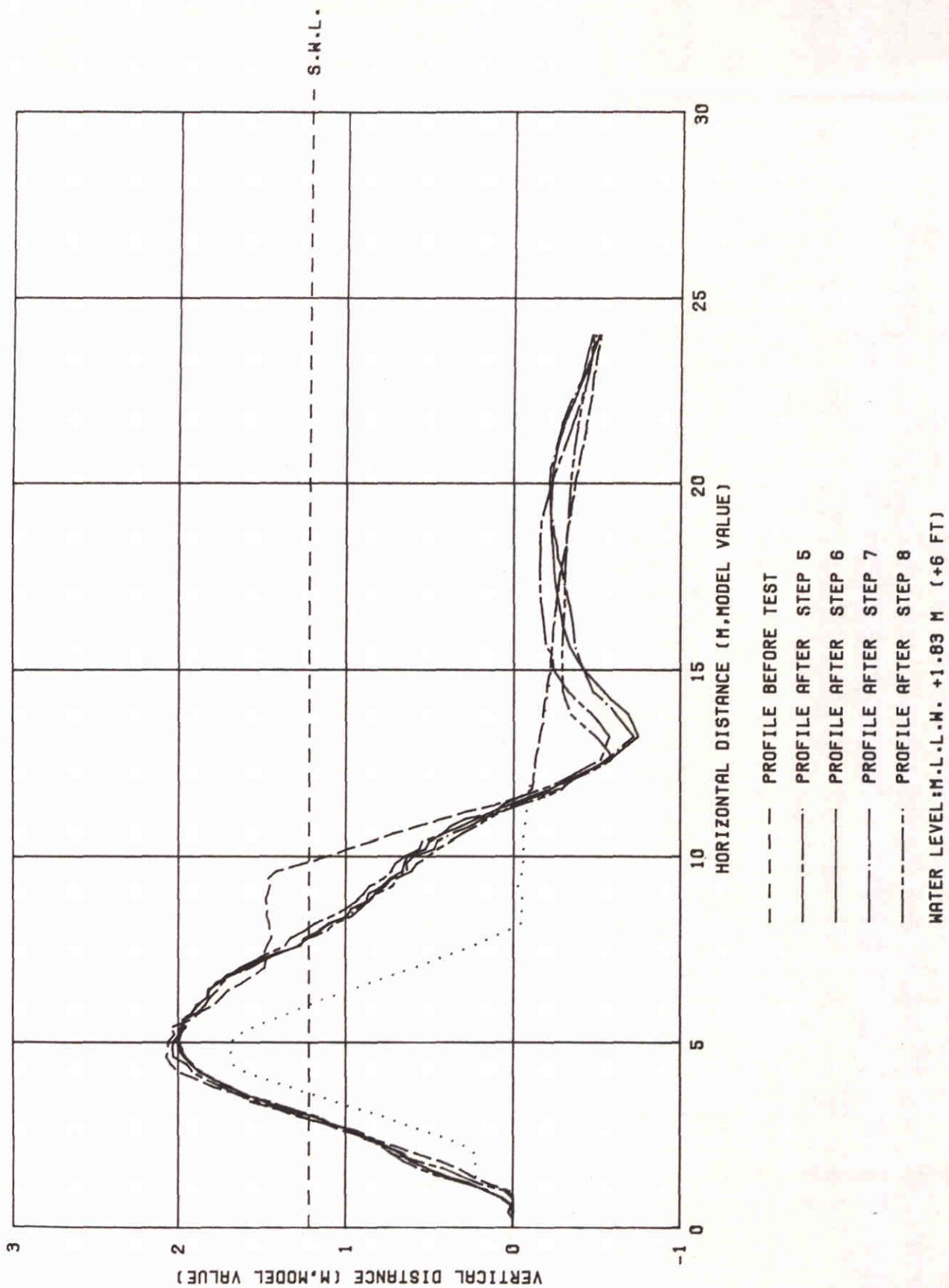
FIG. 64



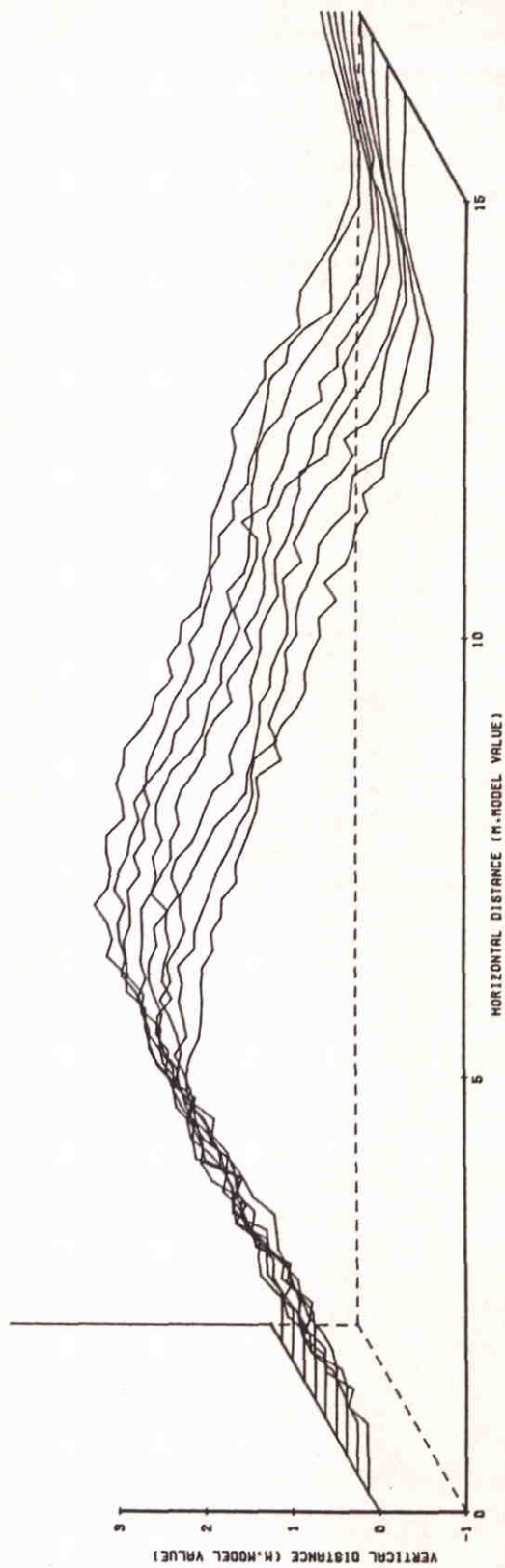
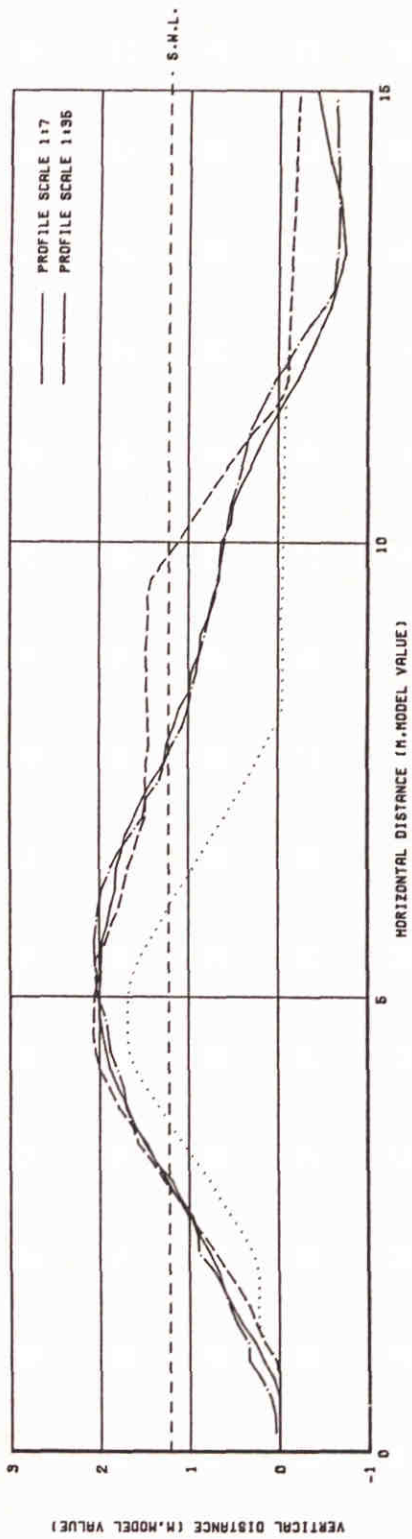
- PROFILE BEFORE TEST
- PROFILE AFTER STEP 1
- _____ PROFILE AFTER STEP 2
- . - . - . PROFILE AFTER STEP 3
- PROFILE AFTER STEP 4

WATER LEVEL: M.L.L.W. +1.83 M (+6 FT)

DWARSPROFIELEN IN DELTAGOOT SCHAAL 1:7 - M 2102

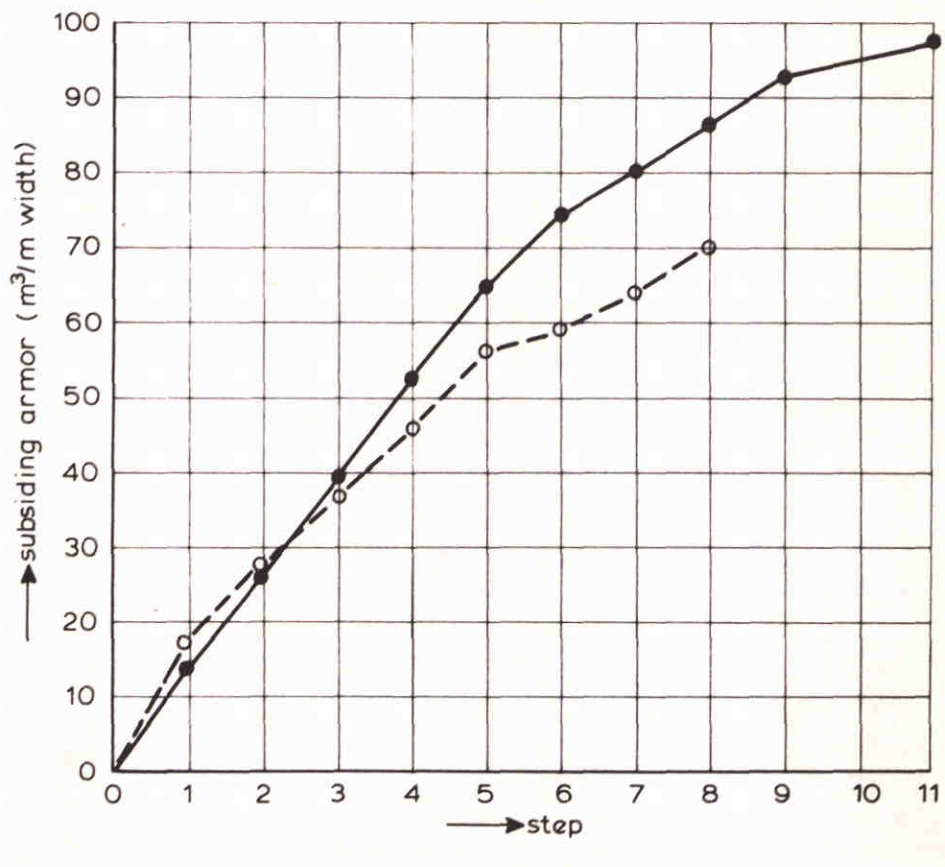
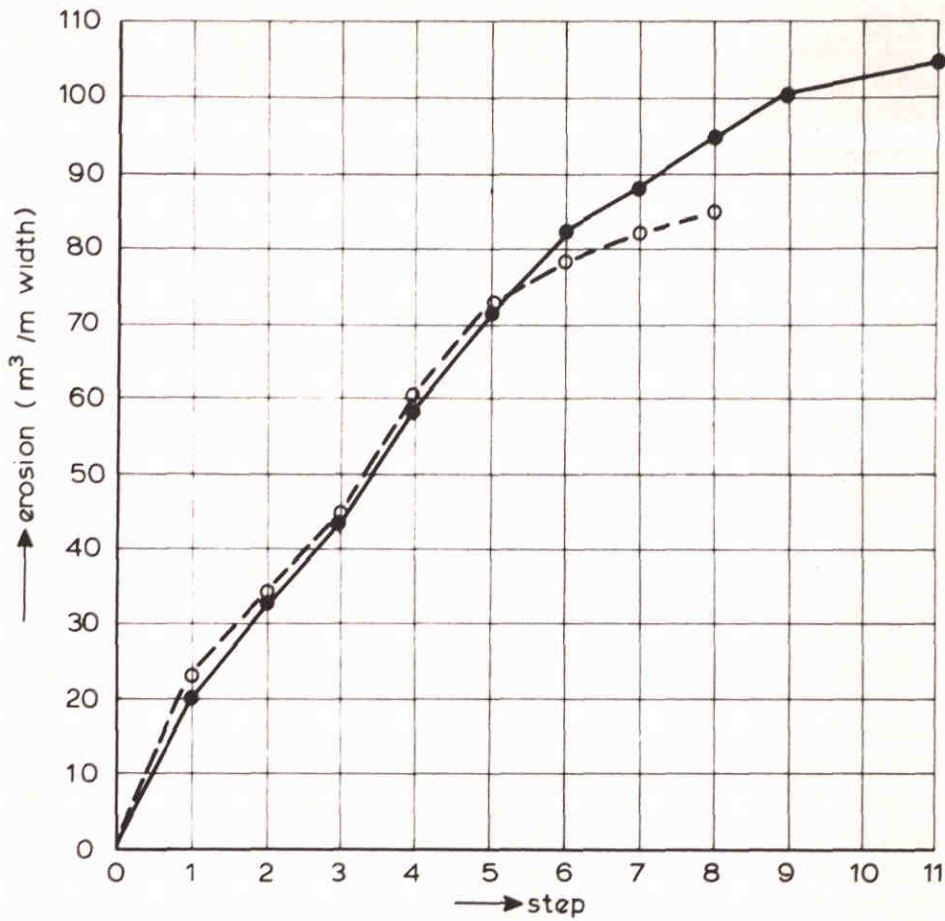


DWARSPROFIELEN IN DELTAGOOT SCHAAL 1:7 - M 2102



H₀ = 11.20 M T_p = 16.00 S T_z = 12.00 S STEP 6

VERGELIJKING PROFIELEN, STAP 6 - M 2102



●—● scale 1:7
○- -○ scale 1:35

BERM EROSIE EN VERZAKKING (IN HET ZAND)
VAN DE STEEN - M 2102



hoofdkantoor
Rotterdamseweg 185
postbus 177
2600 MH Delft
telefoon (015) 56 93 53
telefax (015) 61 96 74
telex 38176 hydel-nl

locatie 'De Voorst'
Voorsterweg 28, Marknesse
postbus 152
8300 AD Emmeloord
telefoon (05274) 29 22
telefax (05274) 35 73
telex 42290 hylvo-nl

