

C1 85.25

waterloopkundig laboratorium delft hydraulics laboratory

systematisch onderzoek naar de werking van
dunvoetverdedigingen

een eerste analyse van relevante processen op
basis van reeds uitgevoerd modelonderzoek

verslag onderzoek

M 2051 deel I

augustus 1985

systematisch onderzoek naar de werking van
duinvoetverdedigingen

een eerste analyse van relevante processen op
basis van reeds uitgevoerd modelonderzoek

verslag onderzoek

M 2051 deel I

augustus 1985

REL.NR.	2147 ⁴	dd.14.OKT.1985
---------	-------------------	----------------

INHOUD

	blz.
1. <u>Inleiding</u>	1
1.1 Achtergrond van het onderzoek.....	1
1.2 Opdracht.....	2
2. <u>Opzet van het onderzoek</u>	3
3. <u>Duinafslag boven de kruin van de duinvoetverdediging</u>	5
3.1 Beschrijving van mogelijke mechanismen.....	5
3.2 Golfoploop en golfoverslag.....	10
3.3 Relevante resultaten van modelonderzoeken.....	14
3.4 Resultaten van een eerste analyse.....	17
4. <u>Erosie bij de teen van de duinvoetverdediging</u>	19
4.1 Inleiding.....	19
4.2 Model voor dwarstransport (OSTRAN).....	19
4.3 Resultaten van berekeningen met het OSTRAN-model.....	24
4.4 Tijdsafhankelijkheid van het erosieproces.....	27
4.5 Aanpassing van OSTRAN-model voor bovenaanvoer van sediment.....	28
5. <u>Toepassing van probabilistische methoden bij het ontwerp van duinvoetverdedigingen</u>	30
6. <u>Lacunes in de huidige kennis</u>	33

LITERATUUR

TABELLEN

FIGUREN

TABELLEN

1. Gegevens met betrekking tot duinafslag boven de duinvoetverdediging
2. Randvoorwaarden voor berekeningen met het OSTRAN-model.

FIGUREN

- 3.1 Definitie schets
- 3.2 Golfoploop als functie van waterstand volgens methode Saville [3]
- 3.3 Golflinks, bepaling golfoploop volgens methode Saville [3]
- 3.4 Golfoploop op gladde taluds voor onregelmatige golven
- 3.5 Relatie tussen helling waterniveau bij golfoploop en ξ - parameter
- 3.6 Golfoverslag-debiet vs. $(z_{go} - z)$
- 3.7 Prototype afslagprofiel M1819, T03
- 3.8 Prototype afslagprofiel M1819, T01
- 3.9 Berekening duinafslag M1819, DUROS
- 3.10 Golflinks, gemeten duinafslag herleid naar prototype, M1958, P01
- 3.11 Golflinks, berekening duinafslag na 1e HW, M1958, P01
- 3.12 Golflinks, berekening duinafslag na 2e HW, M1958, P01
- 3.13 Vijgeter, gemeten duinafslag herleid naar prototype, M1958, P02
- 3.14 Relatie tussen a/A_t en z/z_p
- 3.15 Relatie tussen a en z/z_{go}
- 3.16 Relatie tussen a en $(z_{go} - z)$
- 3.17 Relatie tussen x en $(z_{go} - z)$
- 4.1 Waterstandsverloop prototype Vijgeter, M1958, P02
- 4.2 Vijgeter, gewenst en gemeten verloop golfhoogte, M1958, P02
- 4.3 Stormvloedcondities, M1819
- 4.4 Vijgeter, gemeten duinafslag herleid naar prototype, M1958, P02
- 4.5 Vijgeter, detail gemeten duinafslag herleid naar prototype, M1958, P02
- 4.6 Duinvoetverdediging, profielontwikkeling, M1958, P02
- 4.7 Duinvoetverdediging, profielontwikkeling, M1958, P02
- 4.8 Duinvoetverdediging, profielontwikkeling, M1958, P02
- 4.9 Duinvoetverdediging, profielontwikkeling, M1958, P02
- 4.10 Duinvoetverdediging, rms-golfhoogte, M1958, P02
- 4.11 Duinvoetverdediging, retoursnelheid, M1958, P02
- 4.12 Duinvoetverdediging, load, M1958, P02
- 4.13 Duinvoetverdediging, transport, M1958, P02
- 4.14 Vijgeter, gemeten verloop duinafslag in model, M1958, P02
- 4.15 Duinvoetverdediging, modelwaarden, M1958, P02
- 4.16 Prototype afslagprofiel, gemeten in model, M1819-III, T04
- 4.17 Duinvoetverdediging, M1819, T04
- 4.18 Duinvoetverdediging, M1819, T04

FIGUREN (vervolg)

- 4.19 Dwarsprofielen, M1819, T04
- 4.20 Duinvoetverdediging, modelwaarden, M1819, T04
- 4.21 Duinvoetverdediging, modelwaarden, M1819, T04
- 4.22 Ontwikkeling erosiekuil bij constante randvoorwaarden volgens OSTRAN

SYMBOLEN

A_t	totale volume duinafslag bij onverdedigd duin	(m^3/m')
a	volume duinafslag bij verdedigd duin	(m^3/m')
a	amplitude van de golfbeweging bij bodem	(m)
a_{rms}	root-mean-square waarde van a	(m)
b_5	transportconstante in versie 5 van OSTRAN	(-)
b_6	transportconstante in versie 6 van OSTRAN	(-)
c	voortplantingsnelheid van golven	(m/s)
c_g	groepsnelheid van golven	(m/s)
c_o	bodemconcentratie	(-)
$c(z)$	concentratie op niveau z	(-)
D	tijdgemiddelde energie dissipatie	(N/m/s)
D_{50}	korreldiameter	(m)
d	totale waterdiepte	(m)
d_b	brekerdiepte	(m)
d_{dv}	waterdiepte ter plaatse van teen duinvoetverdediging	(m)
E	golfenergie per eenheid van oppervlakte	(N/m)
f	factor afhankelijk van geometrie	(-)
f_w	coëfficiënt voor bodemwrijving onder golven	(-)
g	gravitatie versnelling	(m/s^2)
H	golfhoogte	(m)
$\hat{H}$	referentie golfhoogte	(m)
H_b	brekerhoogte	(m)
H_o	golfhoogte op diep water	(m)
H_{rms}	root-mean-square golfhoogte	(m)
H_s	significante golfhoogte	(m)
h	waterdiepte onder stilwaterniveau	(m)
h_{max}	maximale ontgrondingsdiepte	(m)
h_o	waterdiepte voor ontgrondingskuil	(m)
K	constante	(-)
k	golfgetal	(m^{-1})
n	verhouding tussen groepsnelheid en voorplantingssnelheid van golven	(-)
P	tijdgemiddelde energiestroom	(N/s)
P_t	totale energiestroom van golven tijdens storm	(N)
Q_b	kans op breken van golf	(-)

SYMBOLLEN (vervolg)

$\tilde{Q}_b$	benadering voor Q_b	(-)
q	debiet van de golfoploop	($m^3/m'/s$)
S_{xx}	stralingsdruk van golven	(N/m)
s	sedimentlast	(m)
T	zeewaarts sedimenttransport	($m^3/m'/s$)
T_p	piekperiode van het spectrum	(s)
t	tijd	(s)
$\bar{u}$	gemiddelde stroomsnelheid	(m/s)
u_{cr}	kritieke stroomsnelheid voor begin van beweging	(m/s)
u_{rms}	root-mean-square waarde voor orbitaalsnelheid	(m/s)
v	volume van de golfoploop	(m^3/m')
v_r	retourstroomsnelheid	(m/s)
w	valsnelheid van sediment in suspensie	(m/s)
x	richting as, afstandsmaat	(m)
z	hoogte duinvoetverdediging boven waterstand	(m)
z	richting as	(m)
z_{go}	golfoploop	(m)
z_p	afstand van snijpunt van initiële en afslagprofiel bij onverdedigd duin tot waterlijn	(m)
z_s	de significante waarde van de golfoploop	(m)
$z_{2\%}$	de 2% overschrijdingswaarde van de golfoploop	(m)
α	taludhoek	(-)
α	constante	(-)
α_1	helling van strand	(-)
α_2	helling van duinvoetverdediging	(-)
α_3	karakteristieke taludhelling t.b.v. golfoploop	(-)
β	hoek tussen talud en golfoploop	(-)
γ	brekerindex	(-)
Δ	relatieve dichtheid van sediment	(-)
δ	dikte van grenslaag	(m)
ϵ	diffusie coëfficiënt	(m^2/s)
η	golf set-up, ribbelhoogte	(m)
θ'	Shields parameter	(-)
κ	parameter in ongrondingsdiepte	($m/s^{0,4}$)

SYMBOLLEN (vervolg)

ξ	surf similarity parameter	(-)
ξ_p	surf similarity parameter berekend met T_p	(-)
ρ	massadichtheid	(kg/m ³)
ψ	transport parameter	(-)

SYSTEMATISCH ONDERZOEK NAAR DE WERKING VAN DUINVOETVERDEDIGINGEN

1. Inleiding

1.1 Achtergrond van het onderzoek

Nederland ligt voor een belangrijk deel beneden zeeniveau en wordt tegen overstroming beschermd door duinen, dijken en dammen. Op meerdere plaatsen langs de kust is de duinenrij smal door langzame maar voortdurende erosie. Ingevolge de Deltawet wordt gestreefd naar een dusdanige veiligheid dat tijdens ontwerpstormvloed duinafslag niet mag leiden tot doorbraak van het duin.

Na vele jaren van onderzoek is er momenteel een leidraad voor de beoordeling van de veiligheid van duinen als waterkering gereed. Deze leidraad beschrijft een methode voor het toetsen van een duinkust aan de vastgestelde Delta-veiligheidsnormen voor duinen (primaire waterkeringsfunctie). De berekeningsmethode die hierbij wordt gehanteerd, bevat een deterministisch rekenmodel ter bepaling van het afslagprofiel als functie van vaste randvoorwaarden. Dit rekenmodel vormt de basis voor een probabilistische veiligheidsbeschouwing, waarbij rekening wordt gehouden met het stochastische karakter van de randvoorwaarden.

In de leidraad worden de duinvakken die verdedigd zijn met harde konstrukties, zoals duinvoetverdedigingen, voorlopig beoordeeld door de verdediging afwezig te veronderstellen. Het is echter te verwachten dat een goede duinvoetverdediging een reducerende werking heeft op de hoeveelheid duinafslag tijdens superstormvloed.

Dat een duinvoetverdediging een reducerende werking kan hebben op de hoeveelheid duinafslag is reeds gekonstateerd tijdens modelonderzoek voor het Noorderstrand op Schouwen en voor de Golf links en Vijgeter op Walcheren. Gezien deze lacune in de leidraad wordt het nodig geacht algemene richtlijnen op te stellen voor de beoordeling van de veiligheid van duinen met duinvoetverdediging.

In de eerste fase van het systematische onderzoek naar de werking van duinvoetverdedigingen zijn op basis van de resultaten van reeds uitgevoerd model-

onderzoek, methoden aangegeven voor het opstellen van een deterministisch rekenmodel voor de bepaling van de erosie aan de voet van de duinvoetverdediging en de afslagreducerende werking van de duinvoetverdediging. Tijdens deze eerste fase van het onderzoek dienden de lacunes in de huidige kennis te worden aangegeven, ter invulling in een latere fase van het onderzoek.

1.2 Opdracht

Per brief V4899/LV2001 d.d. 27 april 1984 is door het Waterloopkundig Laboratorium aan het Centrum voor Onderzoek Waterkeringen een onderzoeksvoorstel gedaan voor een eerste fase onderzoek naar de werking van duinvoetverdedigingen. Bij brief met kenmerk COW/20.850 d.d. 29 mei 1984 is door het Centrum voor Onderzoek Waterkeringen ten behoeve van de Werkgroep 5 van de Technische Adviescommissie voor de Waterkeringen opdracht verleend tot het uitvoeren van het voorgestelde onderzoek.

Het onderzoek, bestaande in eerste fase uit een bureaustudie naar de algemene werking van duinvoetverdedigingen op basis van bestaande gegevens, is uitgevoerd door ir. J. van Overeem, die tevens dit verslag heeft samengesteld. Van de zijde van het Waterloopkundig Laboratorium is de kwaliteit van het onderzoek gecontroleerd door ir. R. Reinalda. Van de zijde van Werkgroep 5 van de T.A.W. werd het onderzoek begeleid door ir. D. Dillingh, ir. P. Vellinga, ir. H.J. Verhagen en ir. C. Visser.

2. Opzet van het onderzoek

Het uiteindelijke doel van het onderzoek naar duinvoetverdedigingen is te komen tot een leidraad voor de beoordeling van de veiligheid van duinen als waterkering, waarbij de duinen wel of niet verdedigd kunnen zijn. Het is wenselijk, dat de filosofie die ten grondslag ligt aan de huidige leidraad voor de beoordeling van de veiligheid van niet-verdedigde duinen als waterkering, ook doorspeelt in de toekomstige leidraad voor verdedigde duinen. Dus de toetsingsmethode voor de beoordeling op veiligheid dient een deterministisch rekenmodel te bevatten, dat de basis vormt voor een probabilistische veiligheidsbeschouwing.

Bij verdedigde duinen spelen drie aspecten een belangrijke rol:

1. de invloed van de duinvoetverdediging op de hoeveelheid duinafslag;
2. de stabiliteit van de duinvoetverdediging als geheel onder superstormvloed condities (onderminning van de teen);
3. de sterkte (constructief) van de duinvoetverdediging onder golfaanval.

Deze drie aspecten tezamen vormen de basis voor de veiligheidsbeschouwing van verdedigde duinen.

In de opzet van dit onderzoek wordt voorlopig het sterkte-aspect buiten beschouwing gelaten. Er wordt dus verondersteld dat de verdediging niet bezwijkt tijdens een superstormvloed. Wel wordt het erosieproces ter plaatse van de aansluiting van de verdediging met het ervoor gelegen strand beschouwd, zodat later eventueel wel uitspraken gedaan kunnen worden met betrekking tot de algehele stabiliteit van de verdediging, namelijk in het geval de voet van de verdediging boven het niveau van de maximale ontgronding ligt.

In deze eerste fase van het onderzoek is de werking van een duinvoetverdediging onderzocht aan de hand van de resultaten van reeds uitgevoerd modelonderzoek. Hierbij is onderscheid gemaakt tussen:

- a) de duinafslag boven de duinvoetverdediging (hoofdstuk 3), en
- b) de erosie bij de teen van de duinvoetverdediging (hoofdstuk 4).

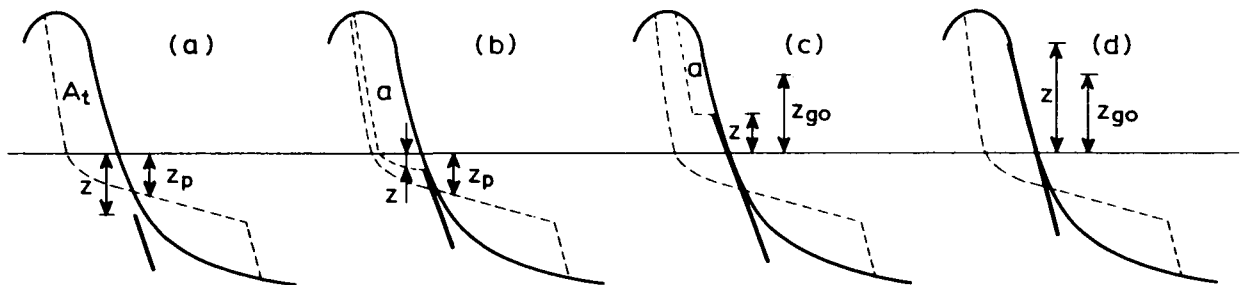
Tevens is aangegeven in hoeverre de voorlopige resultaten van dit eerste fase onderzoek gebruikt kunnen worden in een probabilistische veiligheidsbeschouwing (hoofdstuk 5).

De "witte vlekken" c.q. lacunes in de huidige kennis zijn aangegeven in hoofdstuk 6, aan de hand waarvan nader onderzoek geformuleerd kan worden.

3. Duinafslag boven de kruin van de duinvoetverdediging

3.1 Beschrijving van mogelijke mechanismen

Voor de beschrijving van de mogelijke mechanismen, die een rol spelen bij het afslagproces bij aanwezigheid van een verdediging zal onderscheid gemaakt worden tussen de volgende 4 gevallen (zie ook fig. 3.1 voor definitie van symbolen):



- a) de duinvoetverdediging ligt geheel onder het afslagprofiel van het onverdedigde duin
- b) de bovenkant van de duinvoetverdediging ligt juist boven het afslagprofiel bij onverdedigd duin, maar nog onder het stormvloedpeil
- c) de beëindiging van de duinvoetverdediging bevindt zich ruim boven het stormvloedpeil maar nog onder het niveau van de golfoploop
- d) de beëindiging van de duinvoetverdediging bevindt zich geheel boven het niveau van de golfoploop.

De gevallen a) en d) spreken voor zich: in het eerste geval zal de duinvoetverdediging geen effect hebben op het afslagproces ($a = A_t$) en in het laatste geval zal er geen afslag optreden ($a = 0$).

Voor de gevallen b) en c) kan globaal worden gesteld dat de hoeveelheid afgeslagen materiaal zal afnemen naarmate de hoogte van de duinvoetverdediging zal toenemen. In figuur 3.1 is een mogelijk willekeurig verband gegeven tussen het niveau van de duinvoetverdediging en de hoeveelheid duinafslag.

Geval b)

Bij een duinvoetverdediging die juist boven het afslagprofiel van het onverdedigde duin steekt, zullen soortgelijke processen een rol spelen als bij een onverdedigd duin.

De processen bij onverdedigd duin kunnen als volgt worden samengevat:

- 1) golven veroorzaken locale erosie ter plaatse van de duinvoet;
- 2) dit leidt tot instabiliteit van het duinfront, waarna schollen zand afschuiven;
- 3) dit vrijgekomen zand wordt door de golven zeewaarts getransporteerd.

De snelheid van dit afslagproces neemt af naarmate het onderwaterprofiel nadert tot een evenwichtsprofiel, waarbij de gradiënten in de transporten klein zijn.

In een poging om een relatie te leggen tussen de afslag a bij verdedigd duin en de totale afslag A_t bij een onverdedigd duin, wordt aangenomen dat de totale afslag bij een onverdedigd duin onder andere bepaald wordt door de totale energiestroom van de golven P_t :

$$A_t \propto P_t / \rho g \quad (3.1)$$

waarin:

$$P_t = \int_0^t (E_{nc}) dt \quad (3.2)$$

t = stormduur

De duinvoetverdediging schermt een deel van de golfenergie af tijdens het erosieproces van de duinvoet. Het lijkt aannemelijk te veronderstellen dat de reducerende werking van de duinvoetverdediging een functie is van zijn hoogte boven het punt P (zie fig. 3.1), zodat geldt:

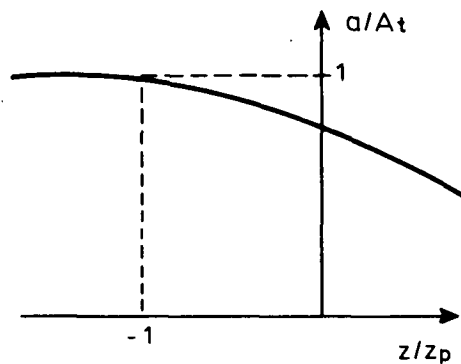
$$a \propto f(z/z_p) P_t / \rho g \quad (3.3)$$

$$\text{waarin: } f(z/z_p) = \begin{cases} 1 & \text{voor } z/z_p = -1 \\ < 1 & \text{voor } z/z_p > -1 \end{cases}$$

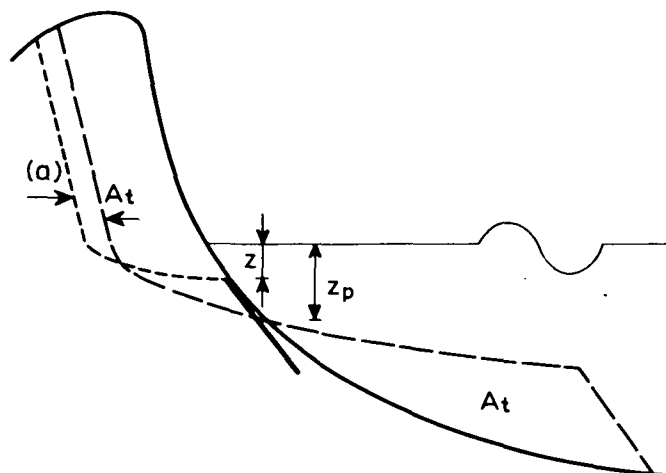
Vergelijkingen (3.1) en (3.3) leveren nu de volgende relatie:

$$a/A_t \dots f(z/z_p) \quad (3.4)$$

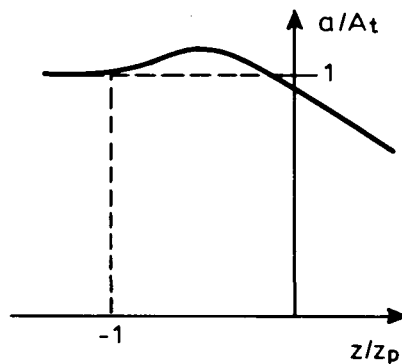
Met andere woorden, de afslag a neemt af naarmate de hoogte van de verdediging boven het afslagprofiel toeneemt.



Bovenstaande beschrijving gaat ervan uit dat de aankomende golfenergie wordt gereduceerd door de aanwezige duinvoetverdediging. Het is echter ook denkbaar dat de golfenergie niet wordt gereduceerd, maar vrijwel onverminderd het duin over een smallere strook aanvalt. Het is dan mogelijk dat de uiteindelijke teruggang van het duin groter is in vergelijking met een onverdedigd duin.



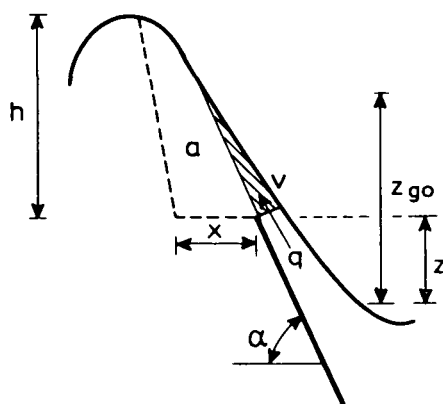
De vraag is echter of het volume a groter zal zijn dan het totale volume A_t . Wanneer wordt aangenomen dat aan de vraag naar zand op de vooroever (A_t) is voldaan, dan zal a nooit groter zijn dan A_t , hoogstens gelijk. Wanneer het afslagproces wordt bepaald door de eroderende werking van de golven in combinatie met de grondmechanische stabiliteit - de golven kunnen meer zeewaarts transporteren, indien er ook meer wordt aangeboden - , dan zou a groter kunnen worden dan A_t , zoals bijvoorbeeld hieronder geschetst:



Vooralsnog is niet aan te geven welk proces zal overheersen.

Geval (c)

Naarmate de duinvoetverdediging meer boven het waterniveau uitkomt, zullen andere processen een rol gaan spelen bij het afslagmechanisme. Namelijk, het enige eroderende en transporterende medium is nu het water dat door golfoploop langs het (onverdedigde) duin beweegt.



Het volume v of debiet q dat zich boven het niveau z van de duinvoetverdediging bevindt zal een functie zijn van:

$$v, q = f [(z_{go} - z), \text{ruwheid, taludhelling, golfparameters}] \quad (3.5)$$

Het is niet onwaarschijnlijk dat er een relatie zal bestaan tussen de horizontale afslag x of het afslagvolume a en het watervolume v of het debiet q . De vraag is dan nog welke van de parameters a of x maatgevend is.

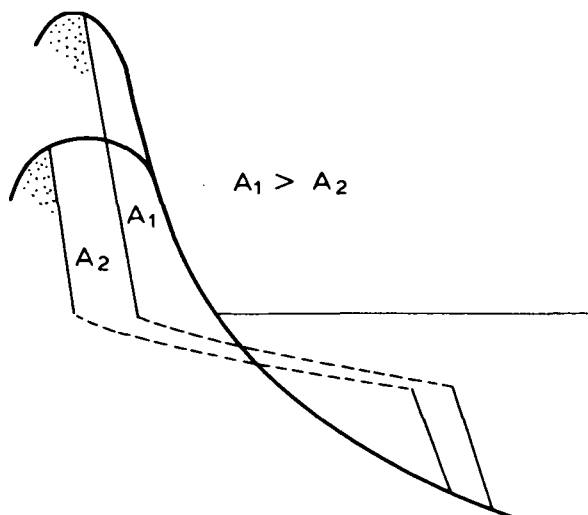
Indien de erosie zover is gevorderd, dat de oploop de teen van het resterende duin niet meer kan bereiken dan zal het afslagproces stoppen, dus:

$$x = f(v) \quad \text{of} \quad a \propto f(v) \cdot h \quad (3.6)$$

Indien tijdens het afslagproces het zand niet snel genoeg door de golftong getransporteerd kan worden, en de transportcapaciteit van het volume v dan maatgevend wordt voor de afslaghoeveelheid, dan zou kunnen gelden:

$$a = f(v) \quad (3.7)$$

Vergelijking (3.6) geeft aan dat het afslagvolume toeneemt voor toenemende hoogte van het duin. Dit is weliswaar ook het geval bij een onverdedigd duin: bij een hoger duin schuift het afslagprofiel minder ver terug en er moet dus op de vooroever een groter volume aangevuld worden. Maar aangezien bij het afslagproces bij een verdedigd duin andere processen een rol spelen en dat het geen kwestie is van "wat de vooroever vraagt" is het vooralsnog niet duidelijk welke van de vergelijkingen (3.6) en (3.7) juist is.



3.2 Golfoploop en golfoverslag

Een formulering voor de golfoploop bij dijken is gegeven door de Technische Adviescommissie voor de Waterkeringen [1]:

$$z_{2\%} = 0,7 T_p \sqrt{gH_s} \tan \alpha \quad (3.8)$$

waarin:

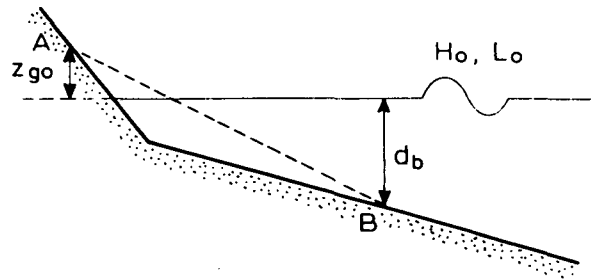
$z_{2\%}$	=	de hoogte boven het stil water niveau die door 2% van het aantal golven wordt overschreden	[m]
T_p	=	de golfperiode behorende bij de piek van het spectrum	[s]
H_s	=	de significante golfhoogte	[m]
$\tan \alpha$	=	de helling van het talud van de dijk	[-]

De formule is afgeleid uit de resultaten van modelproeven met taludhellingen variërend van 1:1 tot 1:8. Het zal duidelijk zijn dat het golfoploopproces bij een strand met een helling van 1:100, oplopend tot 1:20 en begrensd door een duinvoetverdediging met helling 1:3 en daarboven een duinfront met helling 1:1 anders is dan dat bij rechte vlakke taluds met een betrekkelijk steile helling.

Uit het onderzoek M1819-IV [2] blijkt dat de golfoploopformule voor dijken een realistische schatting geeft voor de golfoploop bij de onderzochte onverdedigde duinen, indien voor $\tan \alpha$ de arbitraire helling 1:18 wordt ingevoerd*. Het is niet aannemelijk dat een helling van 1:18 ook geldt voor verdedigde duinen waar de golfoploop voor een deel plaatsvindt op het verdedigde talud. De golfoploop bij een duinvoetverdediging zal zeer waarschijnlijk groter zijn dan bij onverdedigde duinen, vanwege factoren zoals waterdoorlatendheid en ruwheid. Bovendien ligt de duinvoet bij een onverdedigd duin ongeveer op het niveau van de waterstand, terwijl bij een verdedigd duin de duinvoet gewoonlijk op een lager niveau zal liggen, zodat in het laatste geval de golf, vlak voor de steilere helling, hoger zal zijn, met als gevolg hogere golfoploop.

Een mogelijke methode voor de bepaling van golfoploop bij taluds van samengestelde hellingen wordt gegeven door Saville [3].

* In dit onderzoek is dit de zeewaartse helling van het afslagprofiel ter plaatse van de doorsnijding met de waterlijn



De golfoploop z_{go} wordt iteratief bepaald, waarbij voor $\tan \alpha$ de karakteristieke helling van AB wordt ingevuld. De brekerdiepte wordt bepaald uit

$$(d_b/H_0) = 0,39 (H_0/L_0)^{-1/3} \quad (3.9)$$

In figuur 3.2 is een voorbeeld gegeven van de resultaten van de methode van Saville voor een variabele waterstand. De karakteristieke helling van het talud varieert van 1:30, voor een waterstand waarbij de golfoploop onder de duinvoet blijft, tot 1:3 voor een waterstand $d_{dv} > d_b$, met als gevolg dat de golfoploop varieert met een factor 10.

In figuur 3.3 is de golfoploop bepaald voor de randvoorwaarden volgens proef POI van modelonderzoek M1958 (Golflinks) [4]. Hieruit blijkt dat, afhankelijk van de waterstand (tussen NAP +0,5 m en NAP +5,25 m), de 2%-golfoploop volgens de methode Saville varieert tussen 0,5 m en 5,8 m. De bovenkant van de verdediging is gelegen op NAP +7,20 m, zodat de waarde van z varieert tussen 6,7 m en 1,95 m. De waarde van bijvoorbeeld de parameter z/z_{go} varieert tijdens de proef van 0,34 tot 13,4 afhankelijk van de momentane waterstand.

Een recente literatuurstudie m.b.t. hydraulische aspecten bij taluds onder golfaanval [5] heeft een overzicht opgeleverd van uitgevoerd onderzoek naar golfoploop. In figuur 3.4 is een omhullende getekend van meetresultaten van $z_{2\%}/H_s$ als functie van ξ_p . Hierbij is ξ_p de "surf similarity parameter", die gedefinieerd is als:

$$\xi_p = \tan \alpha / \sqrt{2\pi H_s / g T_p^2} \quad (3.10)$$

Vergelijking (3.8) is ook te schrijven als een functie van ξ_p :

$$z_{2\%} = 0,7 \sqrt{2\pi} H_s \tan \alpha / \sqrt{2\pi H_s / g T_p^2} \quad (3.11)$$

$$z_{2\%}/H_s = 1,75 \xi_p \quad (3.12)$$

Zoals te zien is in figuur 3.4 geldt vergelijking (3.12) slechts voor $\xi_p < 1,5$. Voor grotere waarden van ξ_p wordt de relatieve golfoploop minder afhankelijk van ξ_p .

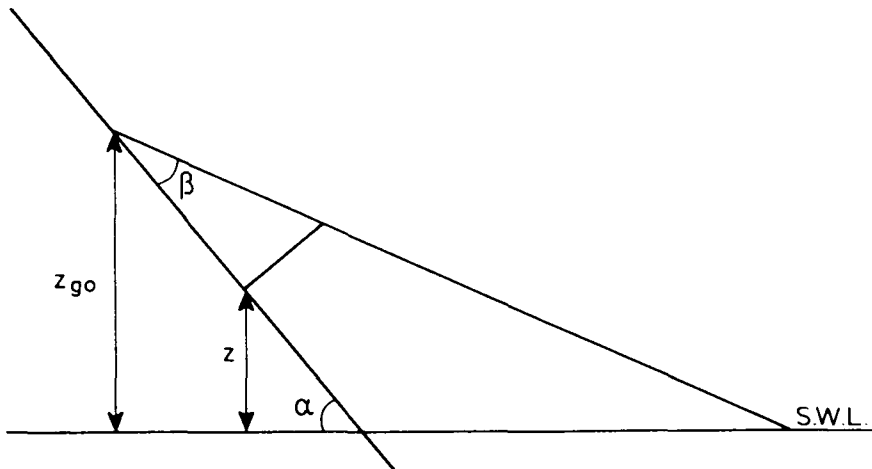
Bovengenoemde resultaten zijn verkregen uit proeven waarbij de vooroever horizontaal was. De golfhoogte H_s is dan gedefinieerd als de golfhoogte ter plaatse van de teen van het talud. Bij samengestelde profielen vervormt de golf al op de vooroever en lijkt het niet juist voor H_s de golfhoogte op dieper water in te vullen. Daarom is voorlopig aangenomen dat de lokale golfhoogte ter plaatse van de teen van het talud in sterke mate de golfoploop bepaalt. Voor de helling van het talud wordt de helling van de duinvoetverdediging aangehouden. In werkelijkheid zal het verschijnsel van golfoploop en golfoverslag bij samengestelde profielen en duinen ingewikkelder zijn dan hierboven geschetst.

Tijdens modelonderzoek M1819-IV [2] is gebleken dat de golfoploop en golfoverslag toenam bij verlaging van de golfhoogte. Men vermoedt dat dit het gevolg is van de interferentie van bepaalde laagfrequente spectrale componenten binnen de brekerzone ("surfbeat" met $T = 75 - 85$ s). De energie-inhoud van deze 2 componenten bleek bij een hogere golf ($H_{os} = 7,6$ m) kleiner te zijn dan bij een lagere golf ($H_{os} = 6,0$ m). Het sterker resoneren van deze componenten bij lagere golfhoogte zou de reden kunnen zijn voor de grotere overslag. Een verklaring voor het verband tussen golfhoogte en de grootte van bepaalde laagfrequente spectrale componenten is vooralsnog niet te geven. Gedacht kan worden aan een relatie tussen golfsteilheid en profielvorm.

Naast dit resonantieverschijnsel, de zg. "surfbeat", wordt de golfoploop ook bepaald door de set-up ter plaatse van de duinvoet, die afhankelijk is van de taludhelling van de vooroever en de golfhoogte op dieper water. De uiteindelijke golfoploop is dus een combinatie van effecten, zoals de lokale golfhoogte ter plaatse van de duinvoet, surfbeat en golf set-up.

Methode van Brandtzaeg

Brandtzaeg [6] heeft een eenvoudig wiskundig model opgezet waarmee de waterbeweging op een talud berekend kan worden.



De voornaamste aanname in dit model is, dat de waterspiegel beschreven kan worden door een rechte lijn, die een hoek β maakt met het talud. Op basis van een aantal metingen is er voor β de volgende empirische relatie opgesteld:

$$\beta = \alpha - 6,56 H/L \quad (\beta \text{ en } \alpha \text{ in radialen}) \quad (3.13)$$

Een nadere analyse van deze gegevens levert de volgende relatie (zie figuur 3.5):

$$\tan \beta = 0,1 \xi \quad (3.14)$$

Of met andere woorden, de helling van de waterspiegel ten opzichte van het talud is een functie van de "surf similarity parameter" ($\xi = \tan \alpha / \sqrt{H/L}$).

Uit de geometrie van de oplopende golftong kan het volume water boven een niveau z worden bepaald volgens:

$$v = \frac{1}{2} (z_{go} - z)^2 \cdot f(\alpha, \beta) \quad (3.15)$$

Dus volgens bovenbeschreven beschouwing is het volume water boven een niveau z een functie van de volgende parameters:

$$v = f[(z_{go} - z)^2, \alpha, \xi] \quad (3.16)$$

In modelonderzoek M1819 II-[7], is de golfoverslag gemeten voor verschillende waarden van de duinhoogte. Voor de beproefde duinvoethoogten van NAP +5,0 m en NAP +6,0 m kan deze functie voor een constant stormvloedpeil van NAP +5,0 m afdoende worden beschreven met:

$$q = 31,01 \exp [-0,83 h] \quad (3.17)$$

waarin:

q = overslag debiet in $m^3/m^1/s$

h = duinhoogte t.o.v. NAP in m ($NAP + 7 \text{ m} < h < NAP + 20 \text{ m}$)

De golfoploop boven het stormvloedpeil tijdens deze proeven varieerde van $z_{2\%} = 4,60 \text{ m}$ tot $z_{2\%} = 4,85 \text{ m}$. Vergelijking (3.17) kan nu in termen van $(z_{2\%} - z)$ worden geschreven volgens:

$$q = 31,01 \exp [-0,83 (z + 5 - z_{2\%} + z_{2\%})] \quad (3.18a)$$

$$q = 31,01 \exp [-0,83 (z - z_{2\%} + 9,75)] \quad (3.18b)$$

$$q = 31,01 \exp [-0,83 * 9,75] \cdot \exp [0,83 (z_{2\%} - z)] \quad (3.18c)$$

$$q = 0,0095 \exp [0,83 (z_{2\%} - z)] \quad (3.18d)$$

waarin:

z = duinhoogte boven stormvloedpeil [m]

$z_{2\%} = z_{go}$, golfoploop boven stormvloedpeil [m]

Vergelijking (3.18d) is uitgezet in figuur 3.6 tesamen met de "best-fit" van een kwadratisch verband volgens:

$$q = f[(z_{go} - z)^2]. \quad (3.19)$$

Aangezien de golfoploop bij onregelmatige golven boven het oploophniveau $z_{2\%}$ zal uitkomen lijkt vergelijking (3.18d) fysisch juister dan vergelijking (3.19). In ieder geval blijft gelden dat het overslagdebet of -volume een functie is van de golfoploop boven het referentieniveau z .

3.3 Relevante resultaten van modelonderzoeken

In het recente verleden zijn een tweetal modelonderzoeken uitgevoerd, die van belang zijn voor het onderhavige onderzoek, namelijk "Oriënterend onderzoek naar de werking van een duinvoetverdediging tijdens superstormvloed (nabij het

Noorderstrand op Schouwen)", M1819-III [8], en "Duinafslag tijdens superstormvloed op Walcheren (Golflinks en Vijgeter)", M1958 [4].

Ook is modelonderzoek verricht naar de werking van een verborgen kering in het duin nabij Callantsoog [9]. Toentertijd waren echter de relevante schaalrelaties met betrekking tot het mechanisme van duinafslag nog niet bekend, zodat geen directe relatie tussen de modelresultaten en het prototype kon worden gelegd.

Tijdens modelonderzoek M1819-III zijn een viertal situaties onderzocht in de Scheldegoot, waarbij werd uitgegaan van het profiel nabij het Noorderstrand op Schouwen:

- T01: duin zonder verdediging
- T02: duin met een lage verdediging
- T03: duin met een hoge verdediging
- T04: duin met een zeer hoge verdediging.

De relevante randvoorwaarden zijn gegeven in Tabel 1 en in figuren 3.7 en 3.8. Bij proef T02 lag de kruin van de duinvoetverdediging 1,0 m beneden het maximale stormvloedpeil en juist 0,20 m boven het snijpunt van het initiële profiel en het afslagprofiel bij onverdedigd duin. De duinafslag reducerende werking van deze lage duinvoetverdediging was dan ook gering, er trad zelfs wat meer afslag op, $133 \text{ m}^3/\text{m}^1$ t.o.v. $129 \text{ m}^3/\text{m}^1$ bij onverdedigd duin (zie figuur 3.8), d.i. respectievelijk $125 \text{ m}^3/\text{m}^1$ en $121 \text{ m}^3/\text{m}^1$ afslag boven het stormvloedpeil. Proef T02 kan gerangschikt worden onder geval b), zoals gedefiniëerd in hoofdstuk 3.1.

Proeven T01 en T02 waren in feite een herhaling van het modelonderzoek M1797 [10] dat is uitgevoerd in de Deltagoot. De totale hoeveelheid duinafslag bij een onverdedigd duin bedroeg toen $161 \text{ m}^3/\text{m}^1$ en bij verdedigd duin $162 \text{ m}^3/\text{m}^1$ (resp. $145 \text{ m}^3/\text{m}^1$ en $151 \text{ m}^3/\text{m}^1$ boven het stormvloedpeil). Bij toepassing van een correctie van 10% i.v.m. gebruik van te grof zand, zoals beschreven in [10], wordt de totale afslag ongeveer $178 \text{ m}^3/\text{m}^1$.

Toepassing van het programma DUROS [11] voor het onverdedigde duin levert een totale afslag van $200 \text{ m}^3/\text{m}^1$ (zie figuur 3.9) of een afslag van $177 \text{ m}^3/\text{m}^1$ boven het stormvloedpeil.

Resumerend, bij een onverdedigd duin is de hoeveelheid duinafslag boven het stormvloedpeil, gemeten in de Scheldegoet $121 \text{ m}^3/\text{m}^1$, in de Deltagoet $160 \text{ m}^3/\text{m}^1$ en volgens het rekenmodel DUROS $177 \text{ m}^3/\text{m}^1$. De totale hoeveelheid afslag is respectievelijk $129 \text{ m}^3/\text{m}^1$, $178 \text{ m}^3/\text{m}^1$ en $200 \text{ m}^3/\text{m}^1$. Met de orde-grootte van deze verschillen dient rekening te worden gehouden bij de interpretatie van de resultaten, zeker wat betreft de nauwkeurigheid hiervan.

Bij proef T03 van M1819-III lag de kruin van de duinvoetverdediging $2,65 \text{ m}$ boven het maximale stormvloedpeil, maar nog onder het golfoploop niveau ($z_{2\%} = 5,06 \text{ m}$); deze proef kan dus gerangschikt worden onder geval c).

Aangezien de duinvoetverdediging verborgen is in het duin, is bij de bepaling van de afslag a, de hoeveelheid zand zeewaarts van de verdediging en van de rechte onder helling 1:1 boven de verdediging niet beschouwd (zie figuur 3.7), omdat de afslag van deze hoeveelheid zand niet bepaald wordt door de aanwezigheid van de duinvoetverdediging.

Hiermee dient rekening te worden gehouden bij een eventuele vergelijking van de afslag met en zonder verdediging (zie figuur 3.8).

Tijdens proef T04, is de duinvoetverdediging zo hoog dat er geen duinafslag kan optreden (geval d). De erosie kuil die ontstaat ter plaatse van de teen van de verdediging wordt nader geanalyseerd in hoofdstuk 4.

Tijdens modelonderzoek M1958 [4] zijn een aantal proeven uitgevoerd in de Deltagoet naar de werking van de duinvoetverdedigingen ter plaats van kmraai 16.940 (Golflinks) en kmraai 32.010 (Vijgeter) op Walcheren.

De afslag boven de duinvoetverdediging bij Golflinks bedroeg na het 1e HW $18 \text{ m}^3/\text{m}^1$ en na het 2e HW $65 \text{ m}^3/\text{m}^1$ (zie figuur 3.10). De duinafslag zonder duinvoetverdediging is bepaald met het DUROS-model, en resulteert in een totale afslag van $115 \text{ m}^3/\text{m}^1$ na het 1e HW en $210 \text{ m}^3/\text{m}^1$ na het 2e HW (zie figuren 3.11 en 3.12).

Tijdens het onderzoek voor de duinvoetverdediging bij de Vijgeter (zie figuur 3.13) bleek dat gedurende de eerste 14 uur van de stormvloed geen enkele vorm van duinafslag was opgetreden. De waterstand had toen een niveau bereikt van NAP +4,5 m. Na dit moment begint er geleidelijk duinafslag op te treden met als gevolg het bezwijken van de lichte duinvoetverdediging (dunne klei-laag).

De randvoorwaarden op $t = 14$ uur (gegeven in tabel 1) zijn dus kritisch m.b.t. het begin van het afslagproces en zullen gebruikt worden bij een verdere analyse van de resultaten.

3.4 Resultaten van een eerste analyse

In figuur 3.14 is de afslagparameter a/A_t uitgezet als functie van de relatieve hoogte van de duinvoetverdediging z/z_p . Volgens de beschouwing in paragraaf 3.1, geldt deze relatie slechts voor kleine waarden van z ($z < 0$). Het enige punt dat hieraan voldoet is dat verkegen uit proef M1819-III, T02 (zeer lage duinvoetverdediging). Ter illustratie zijn ook de andere punten uitgezet, maar er moet getwijfeld worden aan de geldigheid van de relatie voor deze punten.

Voor punt M1819-III, T02 geldt dat a/A_t juist groter is dan 1. Dit zou kunnen betekenen dat de lage duinvoetverdediging een zodanige verstoring oplevert, dat de afslaghoeveelheid groter is dan bij een onverdedigd duin. De onnauwkeurigheid van de volumeberekening en de mogelijke variatie van de randvoorwaarden tijdens de proef maakt deze uitspraak echter twijfelachtig.

In figuur 3.15 is de afslag a uitgezet als functie van de hoogte van de duinvoetverdediging ten opzichte van de golfoploop: z/z_{go} . Voor de golfoploop z_{go} zijn de betreffende relaties gebruikt volgens Saville [3], T.A.W. 1972 [1] en M1809 [5]. Uit een vergelijking van de 3 figuren kan worden geconcludeerd dat de formulering van Saville voor de golfoploop in een zeer grote spreiding van de meetpunten resulteert, terwijl het verband tussen a en z/z_{go} volgens M1809 het meest consistent lijkt. Daarom is bij de verdere analyse van de modelresultaten gebruik gemaakt van de relatie volgens M1809 voor de golfoploop.

In figuur 3.16 is de afslag a uitgezet als functie van de parameter $(z_{go} - z)$. Volgens de beschouwing in paragraaf 3.1 geldt deze relatie slechts voor grotere waarden van z . Daarom zijn slechts ter illustratie de punten met waarden van $z = -z_p$ en $a = A_t$ voor de verschillende proeven aangegeven (lage duinvoetverdediging). Verder zijn in deze figuur de volgende relaties weergegeven:

$$a = 3,55 (z_{go} - z)^2 \quad (3.20)$$

$$a = 2,08 \exp [0,73 (z_{go} - z)] \quad (3.21)$$

Deze relaties zijn gebaseerd op de veronderstelling dat de afslag boven de duinvoetverdediging een functie is van het overslagdebiet, zoals beschreven in paragraaf 3.2 (zie bijvoorbeeld vergelijkingen (3.18) en (3.19)).

Zoals uit figuur 3.16 inderdaad blijkt, neemt de afslag a toe voor toenemende waarden van de parameter $(z_{go} - z)$, dit is de afstand tussen het niveau van de golfoploop en de kruin van de duinvoetverdediging, hetgeen een maat is voor de grootte van het overslagdebiet c.q. volume. Gezien het geringe aantal meetpunten is echter nog niet goed aan te geven welke van de twee bovengenoemde relaties de meest juiste is en onder welke condities.

Ook werd in paragraaf 3.1 gesuggereerd dat er een relatie zou kunnen bestaan tussen de teruggang x boven de duinvoetverdediging en een parameter die evenredig is met het overslagdebiet. Uit figuur 3.17 blijkt vanwege de spreiding in de meetpunten dat deze relatie nog niet eenduidig vastligt. Wel blijkt dat globaal de afslag x toeneemt voor toenemende waarde van $(z_{go} - z)$.

4. Erosie bij de teen van de duinvoetverdediging

4.1 Inleiding

De erosie ter plaatse van de aansluiting van het kustprofiel met de harde duinvoetverdediging ontstaat zodra minder sediment wordt aangevoerd van het boven de waterlijn gelegen duin dan wordt afgevoerd. Het gevaar bestaat dan dat de erosiekuil zich uitstrekt tot onder de beëindiging van de duinvoetverdediging, hetgeen kan resulteren in locale of gehele instabiliteit van de verdediging.

De parameters die de vorm en de diepte van de erosiekuil beschrijven zijn onder andere, de helling van de duinvoetverdediging, de golfhoogte en waterstand en de karakteristieken van het bodemmateriaal, etc. Om de invloed van deze parameters op het erosieproces te onderzoeken is gebruik gemaakt van het rekenmodel OSTRAN (Offshore Sediment TRANsport) [12]. Dit model geeft een beschrijving van het zeewaarts gerichte dwarstransport in het kustprofiel als gevolg van brekende golven. Ter plaatse van de 'kale' duinvoetverdediging wordt gesteld dat het werkelijke locale transport gelijk is aan nul. Ter plaatse van de aansluiting met het kustprofiel ontstaat dus een grote gradiënt in het dwarstransport, hetgeen resulteert in de formatie van een erosiekuil. De vraag wat de invloed is van de maatgevende parameters op de erosiekuil kan nu worden vertaald naar de vraag wat de invloed is van deze parameters is op het sediment transport.

Als eerste stap in het onderzoek naar het erosieproces is getracht twee modelproeven met het programma OSTRAN na te rekenen. Wanneer het erosieproces door het OSTRAN-model namelijk voldoende nauwkeurig wordt weergegeven, dan kan op eenvoudige wijze met dit model de invloed van de verschillende parameters worden onderzocht.

4.2 Model voor dwarstransport (OSTRAN)

In het model OSTRAN, zoals beschreven in [12] wordt het zeewaarts sedimenttransport gedefiniëerd als het produkt van de retourstroomsnelheid (v_r) geïnduceerd door brekende golven en de gemiddelde sedimentlast s . Twee belangrijke aannamen liggen ten grondslag aan dit model:

- 1) in een twee-dimensionaal kustprofiel wordt het door de golven opgewoelde sediment getransporteerd door de zeewaarts gerichte, tijdgemiddelde retourstroom bij de bodem;
- 2) uitsluitend de sedimentconcentraties in de bodemlaag dragen bij tot de sedimentlast.

Het zeewaarts sedimenttransport kan geschreven worden als:

$$T = v_r \cdot s \quad (4.1)$$

waarbij:

T = zeewaarts sedimenttransport per eenheid van breedte [$m^3/m^1/s$]
 v_r = retourstroom [m/s]
 s = sedimentlast [m]

Voor de verdeling van het stroombeeld onder brekende golven in een onregelmatig veld wordt aangenomen dat deze dezelfde is als die onder brekende golven in een regelmatig veld, zoals beschreven in [12]:

$$v_{r, \text{regelmatig, brekend}} = \frac{1}{8} (g/d)^{\frac{1}{2}} H_b \quad (4.2)$$

waarbij:

d = waterdiepte
 H_b = golfhoogte van de brekende golf
 $\quad = (0,88/k) \tanh(\gamma kd/0,88)$
 γ = breker index
 k = golfgetal

(4.3)

Aannemende dat de retourstroomsnelheid onder niet-brekende golven verwaarloosbaar klein is, is het dus van belang te weten welke fractie van de golven in een punt breekt (Q_b). Een impliciete theoretische uitdrukking voor Q_b is gegeven in [14]. Op basis van modelmetingen is Q_b expliciet benaderd door:

$$\tilde{Q}_b = 20(H_{rms}/d)^5 \quad \text{voor } H_{rms}/d < 0,5493 \quad (4.4)$$

$$\tilde{Q}_b = 1,0 \quad \text{voor } H_{rms}/d > 0,5493$$

De retourstroomsnelheid in een onregelmatig golfveld kan nu geschreven worden als:

$$v_{r,\text{onregelmatig,brekend}} = v_{r,\text{regelmatig,brekend}} \cdot \tilde{Q}_b \quad (4.5)$$

Een benadering voor de retourstroomsnelheid in de verzadigde brekerzone bij onregelmatige golven, ($\tilde{Q}_b = 1$ en $H_b = \gamma d$) is:

$$v_r = \frac{1}{8} \gamma (gd)^{\frac{1}{2}} \quad (4.6)$$

Dit is ongeveer 10% van de locale golfvoortplantingssnelheid ($c = (gd)^{\frac{1}{2}}$) en 25% van de locale orbitaalsnelheid ($u = \frac{1}{2}\gamma c$).

De golfhoogte wordt berekend volgens een formulering voor de energie dissipatie in brekende golven. Deze energiedissipatie wordt in het OSTRAN-model gemodelleerd volgens de door Battjes en Janssen [14] voorgestelde methode. Hierin wordt de volgende energiebalans gebruikt:

$$\frac{dP}{dx} + D = 0 \quad (4.7)$$

waarin:

$$P = \text{tijdgemiddelde energieflex} = c_g E \quad (4.8)$$

$$D = \text{tijdgemiddelde energiedissipatie}$$

$$c_g = \text{groepssnelheid van golven}$$

$$E = \text{golfenergie}$$

$$= \frac{1}{8} \rho g H_{\text{rms}}^2 \quad (4.9)$$

Er wordt aangenomen dat de golfhoogte van de niet gebroken golf aan een Rayleigh-verdeling voldoet:

$$F(H) = P \{ \underline{H} < H \} = 1 - \exp \left[-\frac{1}{2} \left(\frac{H}{\hat{H}} \right)^2 \right] \quad \text{voor } 0 < H < H_b \quad (4.10)$$

$$= 1 \quad \text{voor } H > H_b$$

waarin:

$$\hat{H} = \text{referentie golfhoogte}$$

$$H_b = \text{maximum golfhoogte}$$

De H_{rms} is per definitie gelijk aan:

$$H_{rms}^2 = \int_0^{\infty} H^2 dF(H) = \int_0^{H_b} H^2 dF(H) + Q_b H_b^2 \quad (4.11)$$

$$H_{rms}^2 = 2 \hat{H}^2 (1 - Q_b) \quad (4.12)$$

waarin Q_b de kans is dat op een zekere locatie x de golfhoogte groter of gelijk is aan de maximale golfhoogte:

$$Q_b = P\{\underline{H} > H_b\} = \exp \left[-\frac{1}{2} (H_b/\hat{H})^2 \right] \quad (4.13)$$

Tezamen met vergelijking (4.12) levert dit:

$$Q_b = \exp \left[-(1 - Q_b) (H_b/H_{rms})^2 \right] \quad (4.14)$$

Deze theoretische uitdrukking is mede op basis van metingen te benaderen door vergelijking (4.4).

In analogie met de energiedissipatie in een "bore" leiden Battjes en Janssen de volgende vergelijking af:

$$D = \frac{1}{2} Q_b \rho g \frac{1}{T} H_b^2 \quad (4.15)$$

De onbekende golfhoogte H_{rms} kan nu iteratief worden opgelost uit vergelijkingen (4.7), (4.9), (4.15) en (4.4).

De golf set-up η wordt bepaald volgens:

$$\frac{\partial S_{xx}}{\partial x} + \rho g d \frac{\partial \eta}{\partial x} = 0 \quad (4.16)$$

waarin:

$$\eta = d - h \quad (4.17)$$

$$S_{xx} = \left(\frac{c}{g} - \frac{1}{2} \right) E \quad (4.18)$$

d = totale waterdiepte

De sedimentlast s is per definitie

$$s = \int_0^d c(z) dz \quad (4.19)$$

waarbij:

$c(z)$ = sediment concentratie op hoogte z .

In versie 5 van het OSTRAN-model is een eenvoudige formulering voor de sedimentlast toegepast:

$$s = b_5 (\theta' - 0,05) a_{rms} \quad (4.20)$$

waarin:

b_5 = transport constante

θ' = Shields parameter

$$\theta' = \frac{f_w u_{rms}^2}{\Delta g D_{50}} \quad (4.21)$$

$$f_w = \begin{cases} \exp [-5,98 + 5,21 (2,5 D_{50} / a_{rms})^{0,194}] \\ 0,32 \end{cases} \quad \text{voor } 2,5 D_{50} / a_{rms} > 0,68 \quad (4.22)$$

D_{50} = korreldiameter

Δ = relatieve dichtheid van bodemmateriaal

Bovenstaande formulering is gebaseerd op tendensen verkregen uit modelmetingen (Bosman [15]). De transportconstante b_5 is de grote onbekende en dient uit calibratieproeven bepaald te worden.

In versie 6 van het OSTRAN-model is de sedimentlast bepaald volgens de formulering van Nielsen [16]. Hierbij wordt aangenomen dat de evenwichtsconcentratie verticaal beschreven kan worden door:

$$c(z) = c_0 \exp (-wz/\epsilon) \quad (4.23)$$

waarin:

c_0 = bodemconcentratie

w = valsnelheid van sediment in suspensie

ϵ = diffusie coëfficiënt (constant over de hoogte).

Vergelijking (4.19) kan nu als volgt geschreven worden:

$$s = b_6 \frac{c_o \epsilon}{w} \quad (4.24)$$

met b_6 = transportconstante (orde 0(1)).

De uitdrukkingen voor c_o en ϵ zijn volgens Nielsen [16]:

$$c = K(\theta' - 0,05) \frac{2}{\pi} \arccos(0,05/\theta')^{\frac{1}{2}} \quad (4.25)$$

$$\frac{\epsilon}{(\eta + 0,4 \delta) gT} = 0,35 \cdot 10^{-3} \left(\frac{u}{w}\right)^{0,68} \quad (4.26)$$

waarin:

$$K = \begin{cases} 0,028 & \text{op de ribbeltop} \\ 0,015 & \text{tussen de ribbeltoppen} \end{cases} \quad (4.27)$$

$$\eta/a = 21 (\psi)^{-1,85} < 0,30 \quad (4.28)$$

$$\delta/a = 0,072 (2,5 D_{50}/a)^{0,25} \quad (4.29)$$

$$\psi = \frac{1}{2} f_w \theta' \quad (4.30)$$

Naast de twee bovengenoemde formuleringen voor de sedimentlast s kunnen uiteraard ook andere formuleringen gebruikt worden (bijvoorbeeld Bijker [17], [18], van Rijn [19]). In een later stadium zou dit nader onderzocht kunnen worden.

4.3 Resultaten van berekeningen met het OSTRAN-model

Het OSTRAN-model is toegepast op de randvoorwaarden van modelproeven M1819, T04 en M1958, P02, waarbij het duin geheel, respectievelijk gedeeltelijk is verdedigd met een duinvoetverdediging. Tijdens modelproef M1958, P02 vond na 14,05 uur (prototype) de eerste duinafslag plaats, en de tot dat moment ontstane erosiekuil werd na verloop van tijd volledig gevuld. Het OSTRAN-model is in dit geval toegepast tot aan het moment van duinafslag omdat het model nog niet geschikt is voor een bovenaanvoer van sediment.

De tijdens de modelproeven variërende hydraulische randvoorwaarden zijn ingevoerd in het rekenmodel (figuren 4.1, 4.2 en 4.3). Een overzicht van de toegepaste randvoorwaarden is gegeven in tabel 2.

De transport constanten b_5 of b_6 uit vergelijking (4.20) of (4.24), die voorts alsnog niet eenduidig zijn bepaald, zijn door middel van enkele verkennende berekeningen zodanig gekozen dat de uiteindelijke diepte van de gemeten en berekende erosiekuilen zo goed mogelijk aansluiten. Daarom moet bij een vergelijking tussen gemeten en berekende profielveranderingen vooral gekeken worden naar de vorm en de tijdsafhankelijke ontwikkeling van de erosiekuil.

De gemeten profielveranderingen bij modelonderzoek M1958, P02 zijn weergegeven in figuren 4.4 en 4.5. De gemeten maximale ontgrondingsdiepte is NAP -0,4 m na 13,55 uur. Daarna treedt duinafslag op en wordt de kuil weer opgevuld.

In figuur 4.6 en 4.7 zijn de met OSTRAN-5 berekende profielveranderingen weergegeven. De berekende maximale ontgrondingsdiepte is NAP -0,35 m bij een gekozen transport constante $b_5 = 0,0008$. De gemeten en berekende tijdsafhankelijke profielveranderingen komen goed overeen ter plaatse van de verdediging. Verder zeewaarts zijn de berekende profielen wat flauwer dan de gemeten profielen. Dit betekent dat de berekende transportgradiënten wat kleiner zijn dan die in het schaalmodel.

In figuren 4.8 en 4.9 zijn de met OSTRAN-6 berekende profielveranderingen weergegeven, waarbij de maximale ontgrondingsdiepte NAP -0,3 m is bij een gekozen transport constante $b_6 = 1,00$. Het blijkt dat de resultaten van het OSTRAN-5 en OSTRAN-6 model vrijwel gelijk zijn voor de randvoorwaarden van M1958, P02.

In figuren 4.10 t/m 4.13 zijn respectievelijk de rms-golfhoogte, de retoursnelheid, de sedimentlast (load) en het transport uitgezet. Zoals te zien is treden er grote gradiënten in de golfhoogte op ter plaatse van het steile talud van de verdediging. Dit heeft tot gevolg dat de berekende retoursnelheden hier hoog zijn. Ter plaatse van de ontgrondingskuil, waar de diepte lokaal toeneemt en dus het aantal brekende golven afneemt, ontstaat een sterke gradiënt in de retoursnelheid, en dus in het transport. Naarmate de erosiekuil dieper en breder wordt, neemt de gradiënt in het transport af, met als gevolg een toenemende verflauwing van het profiel. Het flauwer worden van de erosiekuil is in het schaalmodel niet duidelijk geconstateerd. Het lijkt aannemelijk

dat voor deze locale processen niet meer geldt, dat de retourstroom c.q. transport direkt gekoppeld is aan de locale parameters, omdat convectie en diffusie een rol gaan spelen.

In figuren 4.14 en 4.15 zijn respectievelijk de gemeten en berekende profielveranderingen op modelschaal weergegeven, waaruit blijkt dat de berekening goed aansluit bij de modelmetingen. De transport constante ($b_6 = 1,00$) is hierbij niet veranderd t.o.v. de prototype situatie. Dat wil zeggen dat de mathematische formulering van OSTRAN-6 in dit geval vrij algemeen toepasbaar is, en zich dus goed laat vertalen van prototype naar model en vice versa, aannemende dat de schaalregels die gebruikt zijn bij het vertalen van modelwaarden naar prototypewaarden juist zijn.

Uit beide figuren blijkt opnieuw dat de berekende profielen wat flauwer zijn dan de gemeten profielen.

Met het OSTRAN-model is eveneens proef T04 van modelonderzoek M1819-III nage-rekend. Figuur 4.16 geeft de gemeten profielveranderingen weer op prototype-schaal terwijl in figuren 4.17 en 4.18 de berekende profielen met respectie-velijk OSTRAN-5 en OSTRAN-6 zijn weergegeven. Met de gekozen transport con-stanten, respectievelijk $b_5 = 0,0005$ en $b_6 = 0,38$, wordt de diepte van de ont-grondingskuil goed weergegeven. Weer blijkt dat voor beide versies de zee-waartse helling van de kuil flauwer is dan gemeten. Verder zeewaarts ($x > 80$ m) zijn de verschillen tussen berekeningen en meting duidelijker; na-melijk, in het model neemt het transport vanaf $x = 80$ m geleidelijk af en er treedt dus sedimentatie op, terwijl bij de berekeningen het transport vrijwel constant blijft tot de scherpe knik in de vooroever. Vanaf dit punt neemt het transport abrupt af, en ontstaat een vrij steil talud, steiler dan gemeten in het model.

Ditzelfde effect kan worden waargenomen uit figuren 4.19 en 4.20, waar een be-rekening met OSTRAN-6 is uitgevoerd voor modelomstandigheden. Hierbij was het nodig de transportconstante te vergroten van $b_6 = 0,38$ naar $b_6 = 0,60$, om de berekende diepte van de erosiekuil te laten aansluiten bij de metingen (zie figuur 4.21). Bij deze toename van de transportconstante (van 0,38 naar 0,60 is 58%) neemt de verdieping ter plaatse van de verdediging slechts toe van 11,1 cm naar 13,7 cm (23%).

Aan de hand van de resultaten van deze verkennende berekeningen kan het volgende worden geconcludeerd:

- het OSTRAN-model lijkt een bruikbaar hulpmiddel te zijn bij de interpretatie van de erosieprocessen ter plaatse van de teen van de verdediging;
- de resultaten van berekeningen met OSTRAN-5 en OSTRAN-6 verschillen niet veel;
- het zeewaartse talud van de berekende erosiekuil is in beide gevallen wat flauwer dan gemeten;
- de waarde van de transport constante is vooralsnog niet eenduidig bepaald, zodat slechts een kwalitatieve schatting van de ontgrondingsdiepte kan worden verkregen. Het lijkt reëel te veronderstellen dat de transport constante b_6 in OSTRAN-6 voor prototypeomstandigheden op z'n minst varieert tussen $b_6 = 0,5$ en $b_6 = 1,0$; dit hoeft nog niet te betekenen dat de diepte van de ontgrondingskuil een factor 2 groter of kleiner is.

4.4 Tijdsafhankelijkheid van het erosieproces

Ter bepaling van de tijdsafhankelijkheid van het erosieproces zijn met behulp van het OSTRAN-5 model enkele berekeningen uitgevoerd voor constante hydraulische randvoorwaarden, gedurende 50 uur. Hierbij is uitgegaan van het beginprofiel volgens modelonderzoek M1819-III, T04.

De toegepaste randvoorwaarden zijn:

- $H_s = 3,0 \text{ m}$ / waterstand = NAP +3,0 m
- $H_s = 4,25 \text{ m}$ / waterstand = NAP +3,0 m
- $H_s = 4,25 \text{ m}$ / waterstand = NAP +5,35 m

Zoals uit figuur 4.22 te zien is, verloopt het erosieproces het snelst bij de meest extreme conditie, hoewel na verloop van tijd de invloed van een hogere waterstand niet meer merkbaar is.

Voor de drie onderzochte gevallen blijkt dat de snelheid van het erosieproces afneemt als functie van de tijd. De ontgrondingsdiepte kan redelijk benaderd worden door de volgende tijdfunctie:

$$d(t) = f(t^\alpha) \quad (4.31)$$

waarin:

$d(t)$ = ontgrondingsdiepte als functie van de tijd

α = constante ($\alpha < 1$)

Voor resultaten van de berekening met $H_s = 4,25$ m en een waterstand van NAP +3 m blijkt bijvoorbeeld, dat $\alpha = 0,4$ redelijk voldoet.

Soortgelijke relaties zijn ook afgeleid voor ontgrondingskuilen achter aangestroomde constructies [20]:

$$h_{\max}(t) = \kappa t^{0,4} \quad (4.32)$$

waarin:

$h_{\max}(t)$ = maximale ontgrondingsdiepte op tijdstip t

$$\kappa = \frac{(f \bar{u} - u_{cr})^{1,7} \cdot h_o^{0,2}}{10 \Delta^{0,7}} \quad (4.33)$$

$\bar{u}$ = gemiddelde stroomsnelheid

u_{cr} = kritieke stroomsnelheid voor begin van beweging

f = factor afhankelijk van de geometrie

h_o = waterdiepte

Δ = relatieve dichtheid van sediment

4.5 Aanpassing van OSTRAN-model voor bovenaanvoer van sediment

Bij de beoordeling van de veiligheid van een duin in het algemeen (schone duinen, verdedigde duinen, duinen bij sterk gebogen kusten, etc.) is het wenselijk te beschikken over een algemeen rekenmodel dat, gegeven de randvoorwaarden, de tijdsafhankelijke profielontwikkeling beschrijft.

Het bestaande "black-box" rekenmodel DUROS is gebaseerd op de ontwikkeling van een evenwichtsprofiel van een "schoon" duin en lijkt te schematisch.

Een formulering zoals verwerkt in het OSTRAN-model (transport = tijdsgemiddelde retourstroom x tijdsgemiddelde sedimentlast) lijkt een zeer geschikte basis voor zo een algemeen model.

In [21] geeft Vellinga een mogelijke beschrijving van de sedimentconcentratie ter plaatse van de onverdedigde duinvoet op basis van de aanname dat de sedimentlast (s) onder andere evenredig is met de energie dissipatie:

$$s \propto \frac{\partial(Enc)}{\partial x} \quad (4.34)$$

waarbij:

Enc = energiestroom van golven

Een ander aspect dat een rol kan spelen bij het duinafslagproces nabij de waterlijn, waar hoge zandconcentraties en veel turbulente energie voorkomen, is onder andere de diffusie van sediment. Ter plaatse van de waterlijn zal de hoge sedimentlast t.g.v. afschuivende duinschollen groter zijn dan de transport capaciteit. Dit behoeft niet te resulteren in een onmiddellijke sedimentatie. Door diffusie verschijnselen c.q. het aanpassen van de concentratie aan de locale evenwichtsconcentratie kan het werkelijke sedimenttransport lokaal groter zijn dan het evenwichtstransport.

Eenzelfde verschijnsel kan een rol spelen bij het transport van zand over een harde duinvoetverdediging, waarbij bovendien het proces van vertikaal transport verstoord is. In omstandigheden waarbij sprake is van evenwichtconcentraties zal het verticale neerwaartse transport (w.c) t.g.v. de zwaartekracht gelijk zijn aan het verticale opgaande transport ($\epsilon \frac{\partial c}{\partial x}$) t.g.v. de turbulente diffusie. Bij een schone harde duinvoetverdediging kan bij de bodem geen opgaand transport plaatsvinden. Er is dus een verstoring van het genoemde evenwicht, en geldt er dus niet meer dat het locale transport gelijk is aan het evenwichtstransport.

Met bovenstaande zal rekening dienen te worden gehouden bij het aanpassen van het rekenmodel voor een bovenaanvoer van sediment.

5. Toepassing van probabilistische methoden bij het ontwerp van duinvoetverdedigingen

In de leidraad voor de beoordeling van de veiligheid van duinen als primaire waterkering is een relatief eenvoudige probabilistische rekenmethode opgenomen ter bepaling van de veiligheid van onverdedigde duinen. Deze rekenmethode is gebaseerd op een probabilistische ontwerpfilosofie, die in toenemende mate wordt toegepast bij het ontwerp van waterbouwkundige constructies.

Het uiteindelijke resultaat van het systematische onderzoek naar duinvoetverdedigingen zal naar alle waarschijnlijkheid resulteren in een leidraad waarin eveneens een probabilistische ontwerpfilosofie is opgenomen. Daarom is in dit hoofdstuk reeds een samenvatting gegeven van factoren die van invloed kunnen zijn op de morfologische processen, die op zich een rol spelen bij het ontwerp van duinvoetverdedigingen. Constructieve aspecten, die de sterkte van de duinvoetverdediging zelf bepalen zijn hierbij vooralsnog buiten beschouwing gelaten.

Volgens de probabilistische ontwerpfilosofie uit [22] wordt de veiligheid van het ontwerp beoordeeld op basis van waarschijnlijkheidsberekeningen met behulp van parameters die de mate van afslag c.q. erosie en de sterkte van de verdediging bepalen. Hierbij is het essentieel dat vooraf een toelaatbare bezwijkkans wordt aangegeven. Voor duinen als waterkering is, als ad hoc oplossing, gesteld dat de doorbraakkans (faalkans, bezwijkkans) een factor 1/10 maal de overschrijdingsfrequentie van het ontwerppeil is, hetgeen voor bijvoorbeeld Centraal-Holland resulteert in een faalkans van 10^{-5} per jaar.

Bij het ontwerpen van constructies is het gebruikelijk de methoden, waarmee de veiligheid van de constructie kan worden bepaald, in te delen in verschillende niveaus:

Niveau III

Dit is een benadering, waarbij de bezwijkkans wordt berekend op grond van de exacte kansdichtheidsfuncties van de sterkte en de belasting. Deze methode kan soms onaantrekkelijk zijn wegens het grote aantal uit te voeren berekeningen. In dat geval kan gebruik worden gemaakt van de zogenaamde Monte Carlo simulatie. Hierbij worden willekeurige trekkingen uit de kansdichtheidsfuncties van

de parameters gerealiseerd, waarvoor de sterkte van de constructie kan worden bepaald. Bij een voldoende groot aantal combinaties kan hiermee ook een betrouwbare indruk van de bezwijkkans worden gevonden.

Niveau II

Dit is een benaderende methode, waarbij de zogenaamde betrouwbaarheidsfunctie wordt gelineariseerd rond een met zorg gekozen punt. De verdelingsfuncties worden benaderd door normale verdelingen.

Niveau I

Dit is een ontwerpmethode waarbij met partiële veiligheidsfactoren en karakteristieke waarden wordt gewerkt. De grootte van de veiligheidsfactoren wordt vaak ontleend aan de uitkomsten van methoden van hogere niveaus.

Voor al deze methoden op de verschillende niveaus is het noodzakelijk de bepalende parameters met hun kansdichtheidsfuncties te kennen. De afslagbepalende factoren, zoals genoemd in [22], zijn in het geval van duinafslag bij onverdedigde duinen:

- 1) de maximale waterstand
- 2) de significante golfhoogte en periode
- 3) de korreldiameter en de valsnelheid
- 4) de ligging van het beginprofiel
- 5) de stormvloedduur
- 6) buistoten en buioscillaties
- 7) de nauwkeurigheid van de berekeningsmethode
- 8) de temperatuur van het zeewater
- 9) de golfrichting
- 10) de taludhelling van het "droge" afslagprofiel
- 11) de aanwezigheid van strandhoofden/paalrijen
- 12) de aanwezigheid van duinvoetverdedigingen
- 13) de gradiënten in langstransport
- 14) het effect van geleidelijk eroderende kust
- 15) zeespiegelrijzing.

Bij de veiligheid van duinen, die verdedigd zijn met een duinvoetverdediging zijn naast de bovengenoemde factoren, ook de volgende factoren van belang:

a) de geometrie van de verdediging (helling, hoogte, enz.)

deze is van invloed op de golfoploop en de golfoverslag.

b) de ruwheid van het talud

deze is eveneens van invloed op de golfoploop en op de golfkrachten op het talud

c) de stabiliteit van de verdediging

deze wordt o.a. bepaald door de sterkte van de top laag en de diepte van de ontgrondingskuil ter plaatse van de teen van de verdediging.

d) de erodeerbaarheid van het strand t.p.v. de verdediging (veen- of kleilagen, e.d.)

deze is o.a. bepalend voor de diepte van de ontgrondingskuil.

e) de golfoploop en de golfoverslag

deze worden enerzijds bepaald onder de golfkarakteristieken en anderzijds door de strandligging en de geometrie en ruwheid van de verdediging; de golfoploop en golfoverslag worden vooralsnog maatgevend geacht voor de hoeveelheid duinafslag boven de verdediging.

Zoals reeds eerder is gesteld, is het bij de probabilistische ontwerpmethode nodig de invloed van de bovengenoemde parameters op het afslag- en erosieproces te kennen door middel van een deterministisch rekenmodel. Daarnaast dient de kansdichtheidsfunctie van iedere parameter bekend te zijn.

Met het resultaat van dit eerste-fase onderzoek is het vooralsnog niet mogelijk de invloed van alle bepalende factoren op het erosie- c.q. afslagproces te bepalen. Er liggen nu enkele concept-modulen voor de bepaling van de hoeveelheid afslag boven een hoge en lage duinvoetverdediging en een rekenmodel voor de bepaling van de ontgrondingskuil bij de teen van de verdediging. Deze modellen bevatten nog niet alle bepalende factoren en zijn nog niet gekoppeld. In het vervolg van het onderzoek dienen deze modulen verbeterd en gekoppeld te worden, waarbij de randvoorwaarden voor de probabilistische methode in oenschouw genomen moeten worden.

6. Lacunes in de huidige kennis

Tijdens de uitvoering van dit eerste-fase onderzoek zijn de volgende lacunes in de huidige kennis c.q. wensen met betrekking tot nader onderzoek naar voren gekomen:

Afslagproces boven de kruin van de duinvoetverdediging

- De afslagreducerende werking van een lage duinvoetverdediging kon niet worden onderzocht wegens onvoldoende meetpunten. Wel bleek, zoals te verwachten was, dat de afslagreducerende werking vrijwel nihil is als de kruin van de lage duinvoetverdediging zich bevindt op het snijpunt van het initiële profiel en het afslagprofiel van het onverdedigde duin.
- Bij hogere duinvoetverdedigingen spelen processen van golfoploop en golfoverslag een belangrijke rol. De invloed van samengestelde profielen op deze processen is vooralsnog onvoldoende bekend.
- Een maatgevende parameter bij het afslagproces is òf de afslaghoeveelheid (a) òf de teruggang van het duin (horizontale afstand x). Vooralsnog kan er geen duidelijke keuze gedaan worden, welke van deze twee parameters maatgevend is en onder welke condities.
- De tijdsafhankelijkheid van het afslagproces, inclusief het effect van een variabele waterstand, is vooralsnog niet betrokken in de beschouwingen. Dit is met name van belang wanneer het afslagproces boven de kruin van de verdediging wordt gecombineerd met het erosieproces bij de teen van de verdediging.
- De invloed van de korreldiameter op de afslaghoeveelheid dient nader onderzocht te worden.

Erosieproces bij de teen van de duinvoetverdediging

- Het aangepaste OSTRAN-model vormt een bruikbaar hulpmiddel bij de analyse van het erosieproces. Een grote onbekende hierbij is de transportconstante b. Bij versie-6 van het model blijkt dat de b-waarde voor prototypeomstandig-

heden varieert tussen 0,5 en 1,0. Nadere verificatie-berekeningen zijn gewenst voor een nauwkeuriger vaststelling van de transportconstante.

- Ook dient te worden nagegaan of de golfvervorming c.q. retoursnelheid boven de erosiekuil voldoende nauwkeurig wordt weergegeven door het model. Er wordt namelijk vooralsnog aangenomen dat de hoge retoursnelheid, die optreedt op het talud van de duinvoetverdediging, geen invloed heeft op de snelheden ter plaatse van de erosiekuil.
- De reflectie van golven kan een grote invloed hebben op het erosieproces. Dit is echter vooralsnog niet in beschouwing genomen.
- Verder lijkt het zinvol het OSTRAN-model ook geschikt te maken voor situaties met een bovenaanvoer van sediment als gevolg van de duinafslag boven de kruin van de duinvoetverdediging.

LITERATUUR

- [1] Technische Adviescommissie voor de Waterkeringen
Golfoploop en Golfoverslag
's-Gravenhage, januari 1972.

- [2] Waterloopkundig Laboratorium
Golfoploop en -overslag bij duinen tijdens superstormvloed
Verslag aanvullend modelonderzoek M1819-IV, augustus 1984.

- [3] Saville Jr, T.
Wave run-up on composite slopes
6th Coastal Engineering Conference, pp. 691-700, 1958.

- [4] Waterloopkundig Laboratorium
Duinafslag tijdens superstormvloed op Walcheren
Golflinks en Vijgeter
Verslag modelonderzoek M1958, februari 1984.

- [5] Waterloopkundig Laboratorium
Taluds van losgestorte materialen. Hydraulische aspecten van stortsteen,
grind en zandtaluds onder golfaanval
Verslag literatuurstudie, M1809, juli 1984.

- [6] Brandtzaeg, A.
A simple mathematical model of wave motion on a rubble mound breakwater
front
10th Coastal Engineering Conference, Chapter 57, 1966.

- [7] Waterloopkundig Laboratorium
Golfoploop en -overslag bij duinen tijdens superstormvloed
Verslag modelonderzoek, M1819-II, februari 1983.

- [8] Waterloopkundig Laboratorium
Oriënterend onderzoek naar de werking van een duinvoetverdediging tijdens
superstormvloed
Verslag modelonderzoek M1819-III, maart 1983.

LITERATUUR (vervolg)

- [9] Waterloopkundig Laboratorium
Verborgen kering in een duin te Callantsoog
Verslag modelonderzoek M1205, mei 1974.

- [10] Waterloopkundig Laboratorium
Duinafslag tijdens superstormvloed, Noorderstrand Schouwen
Verslag modelonderzoek M1797, augustus 1982.

- [11] Waterloopkundig Laboratorium
Rekenmodel voor de verwachting van duinafslag tijdens stormvloed
Verslag modelonderzoek M1263-IV, november 1982.

- [12] Stive, M.J.F. en Battjes, J.A.
A model for offshore sediment transport
19th Coastal Engineering Conference, 1984.

- [13] Stive, M.J.F. en Wind, H.G.
A study on radiation stress and set-up in the nearshore region.
Coastal Engineering no. 6: pp. 1-25, 1982.

- [14] Battjes, J.A. en Janssen, J.P.F.M.
Energy loss and set-up due to breaking of random waves
16th Coastal Engineering Conference, pp. 569-587, 1978.

- [15] Waterloopkundig Laboratorium
Koncentratie-verdeling onder golven en stroom
Verslag modelonderzoek M1875, december 1982.

- [16] Nielsen, P.
Some basic concepts of wave sediment transport
I.S.V.A., Series paper no. 20, 1979.

- [17] Bijker, E.W.
Some considerations about scales for coastal models with movable bed
Publicatie no. 50, Waterloopkundig Laboratorium, 1967.

LITERATUUR (vervolg)

- [18] Bijker, E.W.
Littoral drift as a function of waves and currents
Publicatie no. 58, Waterloopkundig Laboratorium, 1969.

- [19] Waterloopkundig Laboratorium
Initiation of motion, bed forms, bed roughness, sediment concentration
and transport by currents and waves
Speurwerkverslag S487-IV (in voorbereiding).

- [20] Waterloopkundig Laboratorium
Inventarisatie ontgrondingsonderzoek
Verslag speurwerk S562, januari 1983.

- [21] Waterloopkundig Laboratorium
Proces duinafslag
Verslag onderzoek M1263-V (in voorbereiding).

- [22] Van de Graaff, J.
Probabilistische methoden bij het duinontwerp
Achtergronden van de TAW-leidraad duinafslag
Technische Hogeschool Delft, afd. Civiele Techniek, vakgroep Kustwater-
bouwkunde, maart 1984.

Modelproef	M1819-III			M1958		
	T02	T03	T04	P01 1e HW	P01 2e HW	P02 (tot 14h)
H_s (m) op diepte d	3,65	3,65	3,65	5,35	5,35	3,25
T_p (s)	7,5	7,5	7,5	6,25	6,25	6,25
d (m)	11,25	11,25	11,25	10,7	12,0	9,0
d_{dv} (m) diepte t.p.v. duinvoet	2,67	2,67	2,67	2,70	4,00	3,75
$H_{dv} = \gamma d_{dv}$ ($\gamma=0,6$)	1,60	1,60	1,60	1,62	2,40	2,25
H_{sof} (m) fictieve diepw. golfhoogte	1,42	1,42	1,42	1,55	2,45	2,27
$tg\alpha_1$ (duinvoet)	1:3	1:3	1:3	1:3,2	1:3,2	1:3,7
$\xi_p = tg\alpha/\sqrt{H/L_o}$	2,62	2,62	2,62	1,96	1,56	1,40
$z_{2\%}$ (Battjes)	6,59	6,59	6,59	5,32	6,69	5,56
$z_{2\%}$ (M1809)	5,06	5,06	5,06	4,90	6,32	5,18
$z_{2\%}$ (Saville)	4,77	4,77	4,77	2,36	5,77	6,71
$tg\alpha_2$ vooroever	1:25,6	1:25,6	1:25,6	1:40	1:40	1:38,5
max waterstand +NAP (m)	5,35	5,35	5,35	3,95	5,25	4,50
hoogte duinvoetverd. +NAP	4,35	8,00	12,40	7,20	7,20	9,00
z (m) -1,00	2,65	7,05	3,25	1,95	4,50	
a (m ²)	133	10	0	18	65	0
A_t (m ²) (*) Duros	129	69	129	115(*)	210(*)	n.b.
z_p (m)	+1,20	+1,20	+1,20	+1,50	+1,85	n.b.
x(m)	n.b.	4,0	0	9,2	16,4	0

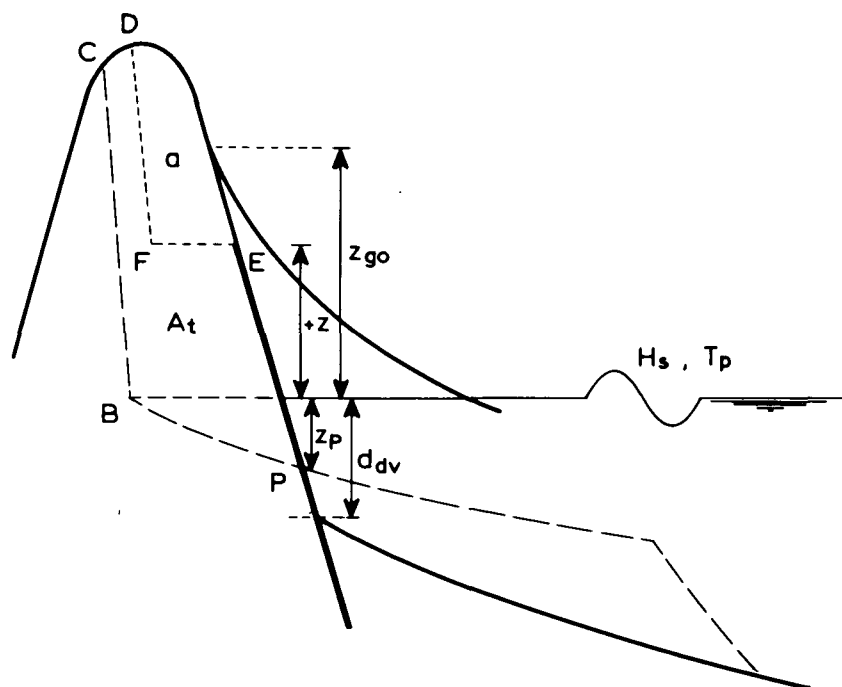
Tabel 1 Gegevens met betrekking tot duinafslag boven de duinvoetverdediging

model test parameter	prototype-waarden		model-waarden	
	M1819, T04	M1958, P02	M1819, T04	M1958, P02
golfhoogte H_s (m)	variabel 2,00-3,65	variabel 2,45-3,15	variabel 0,13-0,24	variabel 1,23-1,56
waterstand (m) (t.o.v. NAP)	variabel 1,46-5,25	variabel 1,90-4,15	variabel 0,10-0,35	variabel 0,95-2,08
golfperiode T_p (s)	7,5	5,8	1,9	4,1
D_{50} (μm)	225	267	90	225
w (m/s)	0,0268	0,0356	0,0072	0,0268
breker index γ	0,75	0,75	0,75	0,75
stapgrootte Δx (m)	2,0	1,0	0,1	0,5
tijdstap Δt (uur)	0,1/0,25	0,1	0,025	0,1
α *)	0,2/0,3	0,15/0,10	0,10	0,10
b_5	0,0005	0,0008	-	-
b_6	0,38	1,00	0,60	1,00

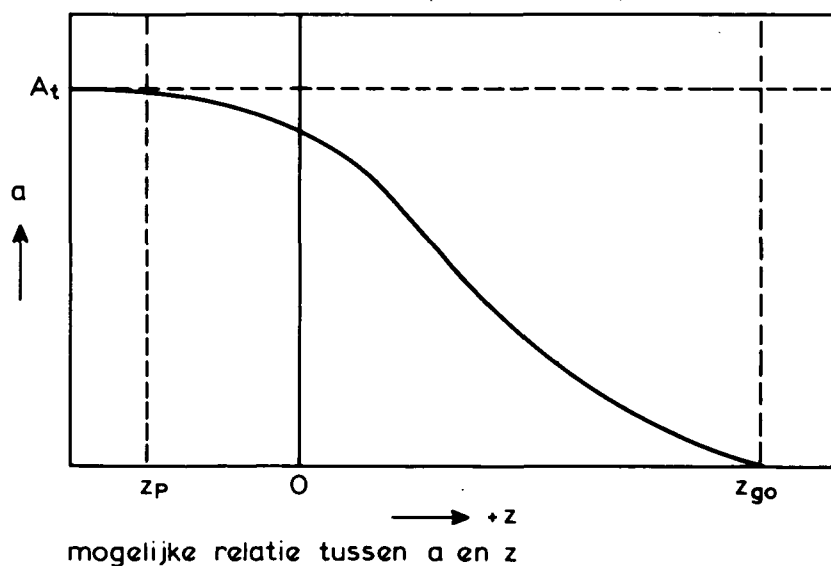
*) α = uitsmeerfactor voor de profielveranderingen volgens:

$$d(x,t) = d(x,t) + \alpha \left[\frac{1}{2}d(x+1,t) - d(x,t) + \frac{1}{2}d(x-1,t) \right]$$

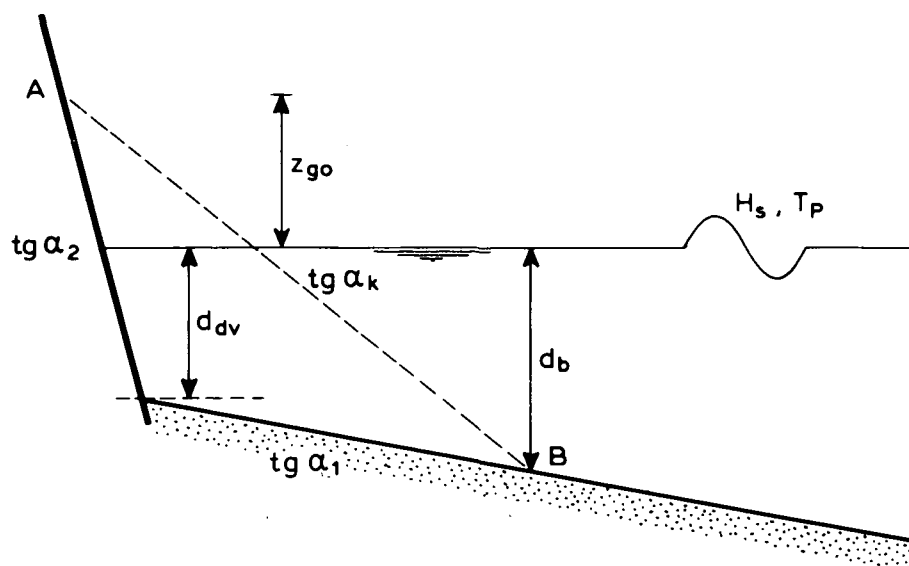
Tabel 2 Randvoorwaarden voor berekeningen met OSTRAN-model



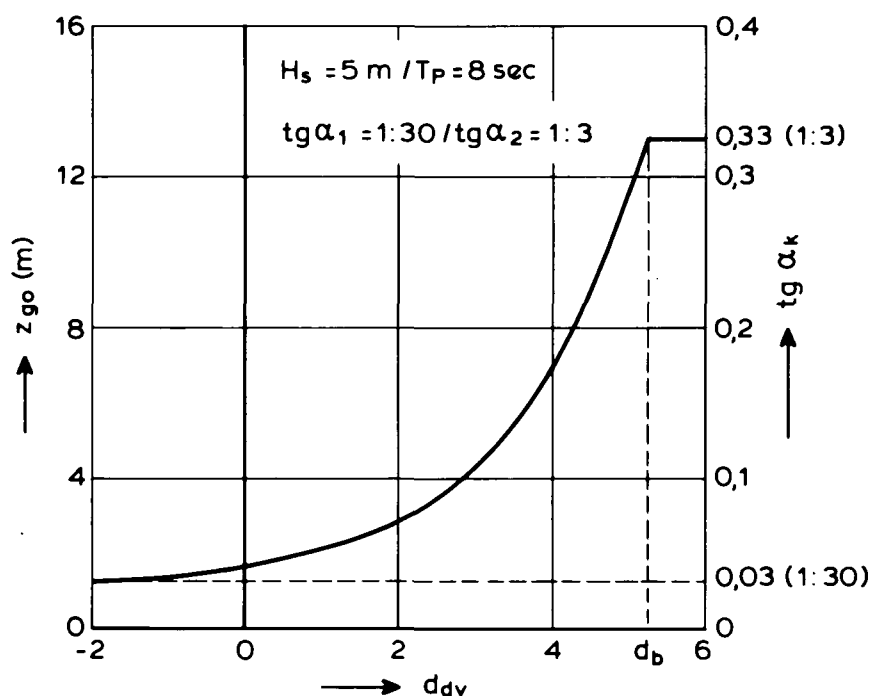
- a = opp. EFDE = duinafslag bij verdedigd duin
 A_t = opp. PBCP = duinafslag bij onverdedigd duin
 z = hoogte duinvoetverdediging boven de waterstand
 z_{go} = golfoploop boven waterstand
 z_p = afstand van snijpunt van initiële en afslagprofiel
 bij onverdedigd duin tot aan de waterlijn
 d_{dv} = waterdiepte t.p.v. teen duinvoetverdediging



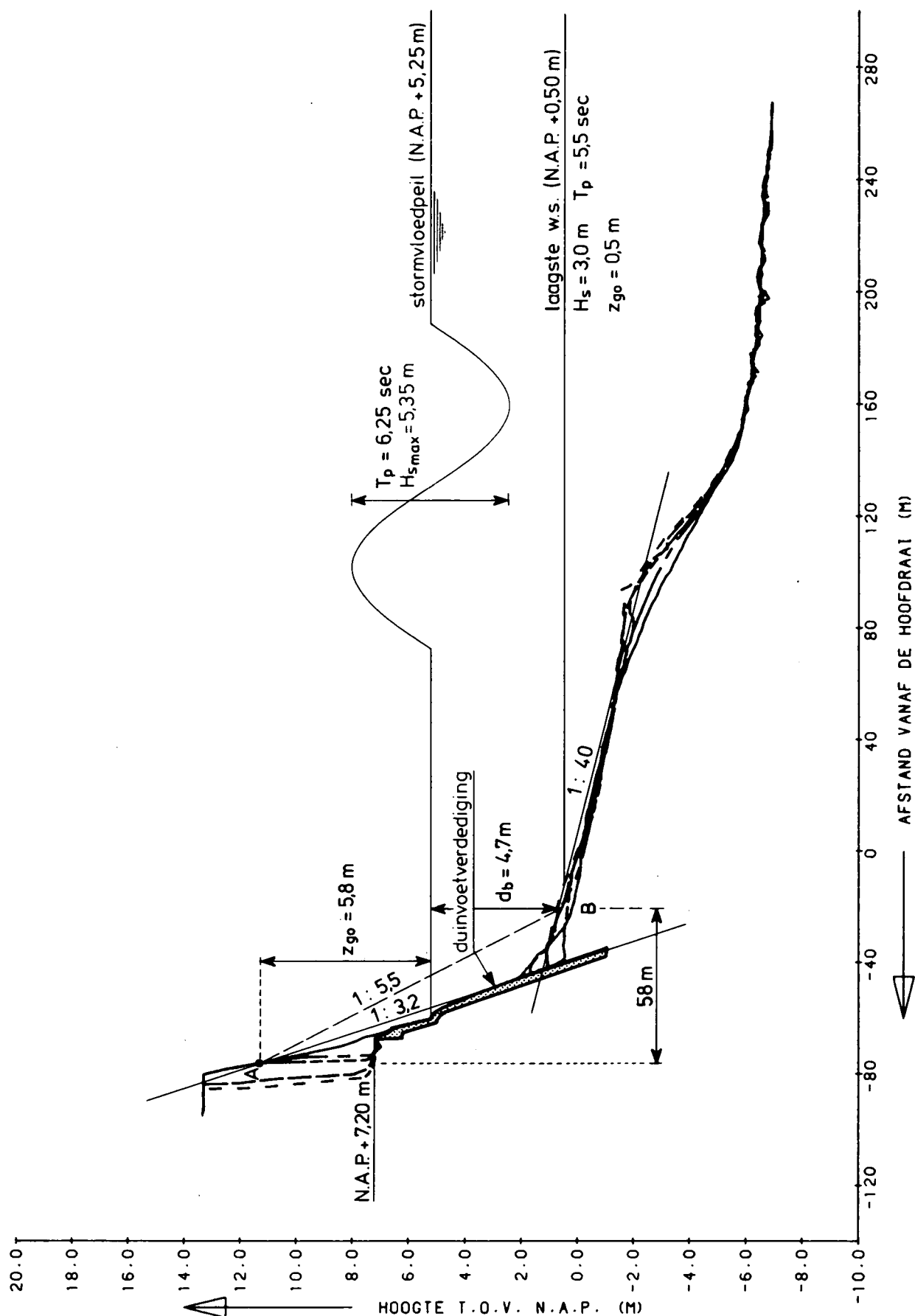
DEFINITIE SCHETS



$$z_{go} = 0,7 T \sqrt{g H_s} \quad tg \alpha_k \quad \text{en} \quad d_b / H_s = 0,39 (H_s / L_0)^{-1/3} \quad \text{of} \quad d_b = 0,45 (H_s T_P)^{2/3}$$



GOLFOPLOOP ALS FUNKTIE VAN WATERSTAND
VOLGENS METHODE SAVILLE [3]



GOLFLINKS, BEPALING GOLFOPLOOP VOLGENS
 METHODE SAVILLE [3]

M 1958

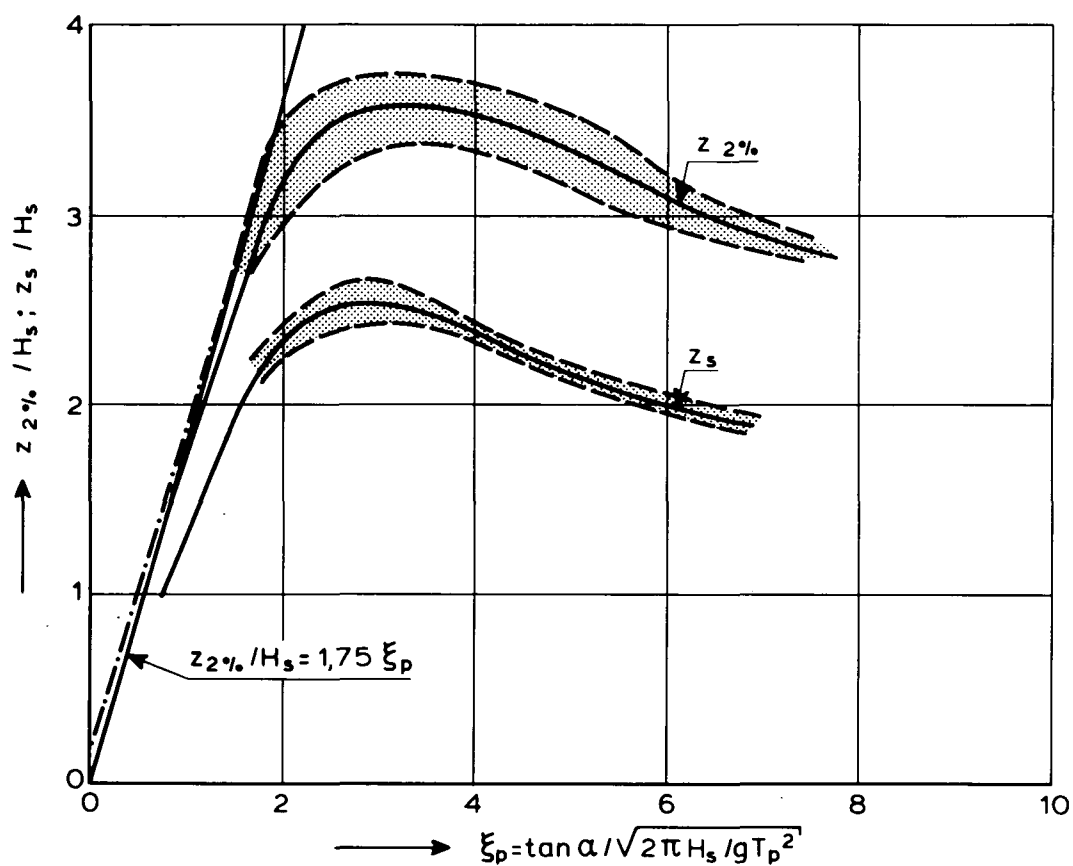
P 01

SAMENTREKKINGSFACTOR 10

WATERLOOPKUNDIG LABORATORIUM

M 2051

FIG. 3.3



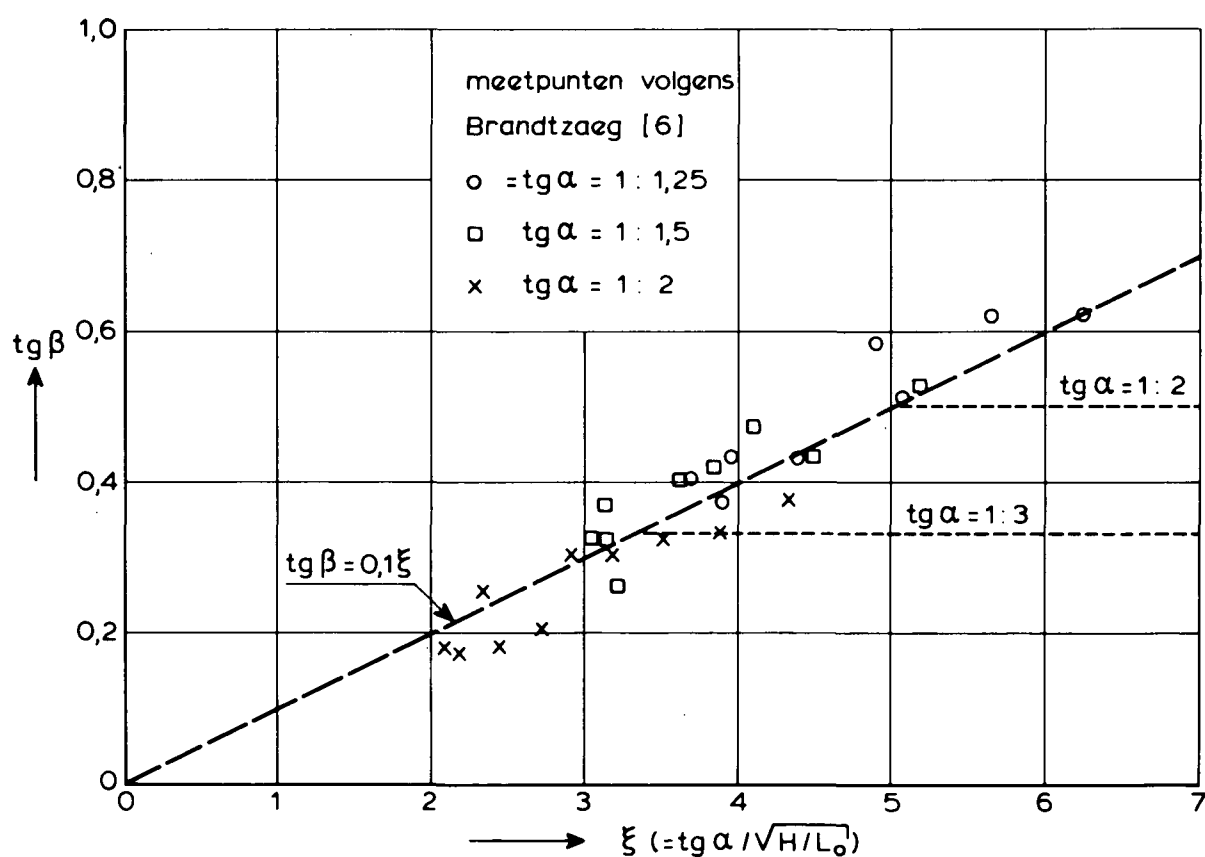
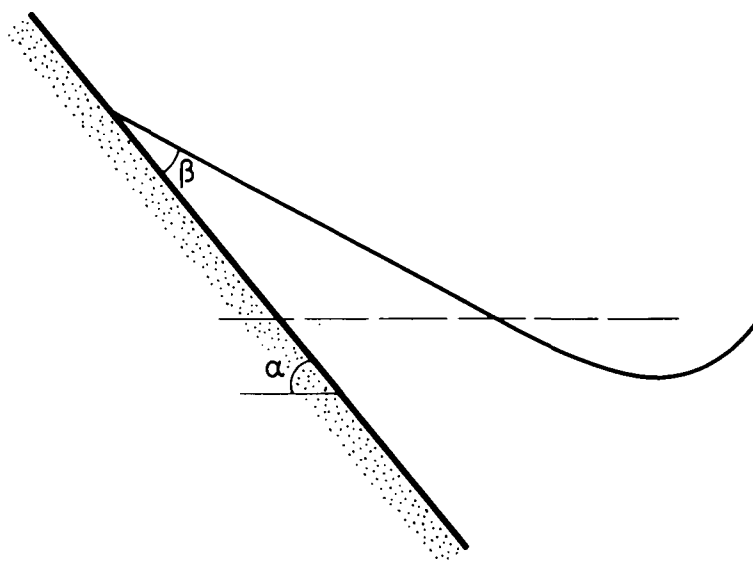
GOLFOPLOOP OP GLADDE TALUDS
VOOR ONREGELMATIGE GOLVEN

M 1809

WATERLOOPKUNDIG LABORATORIUM

M 2051

FIG. 3.4

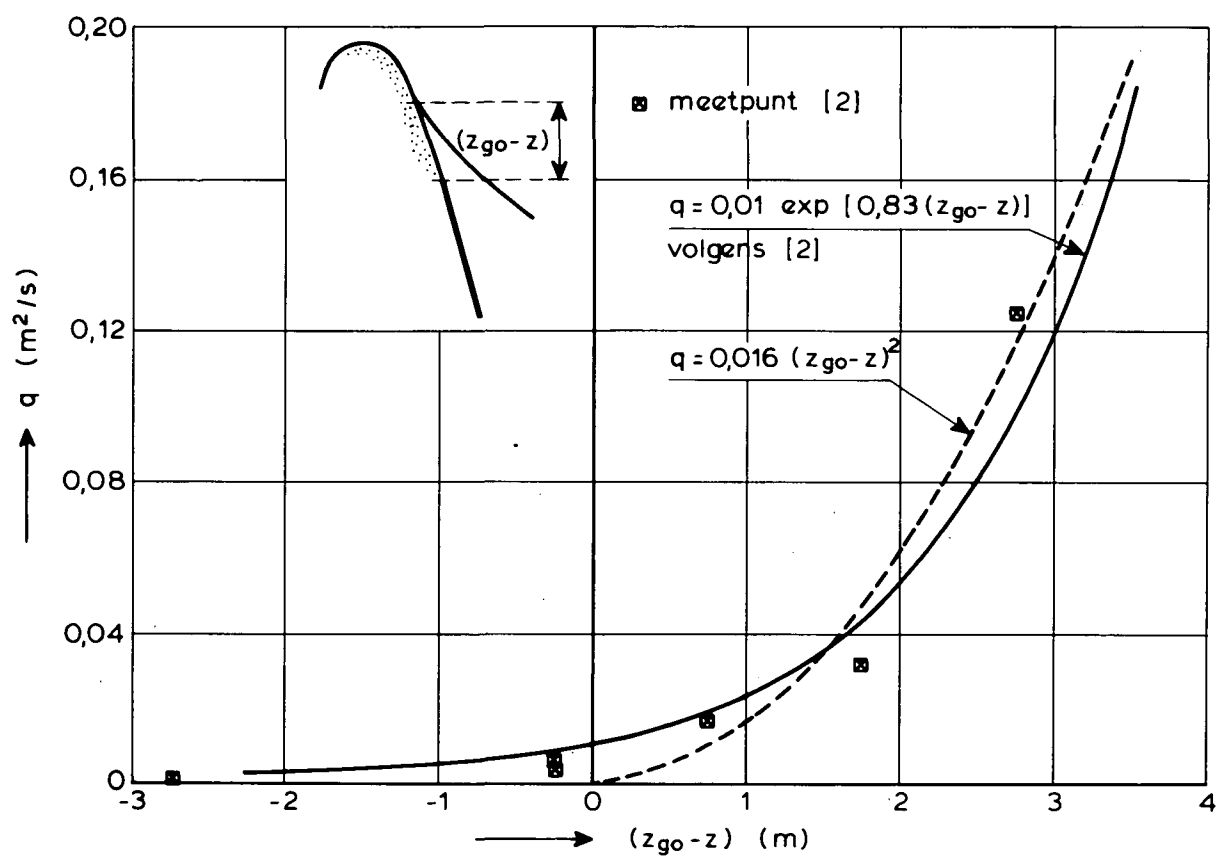


RELATIE TUSSEN HELLING WATERNIVEAU
 BIJ GOLFOFLOOP EN ξ - PARAMETER

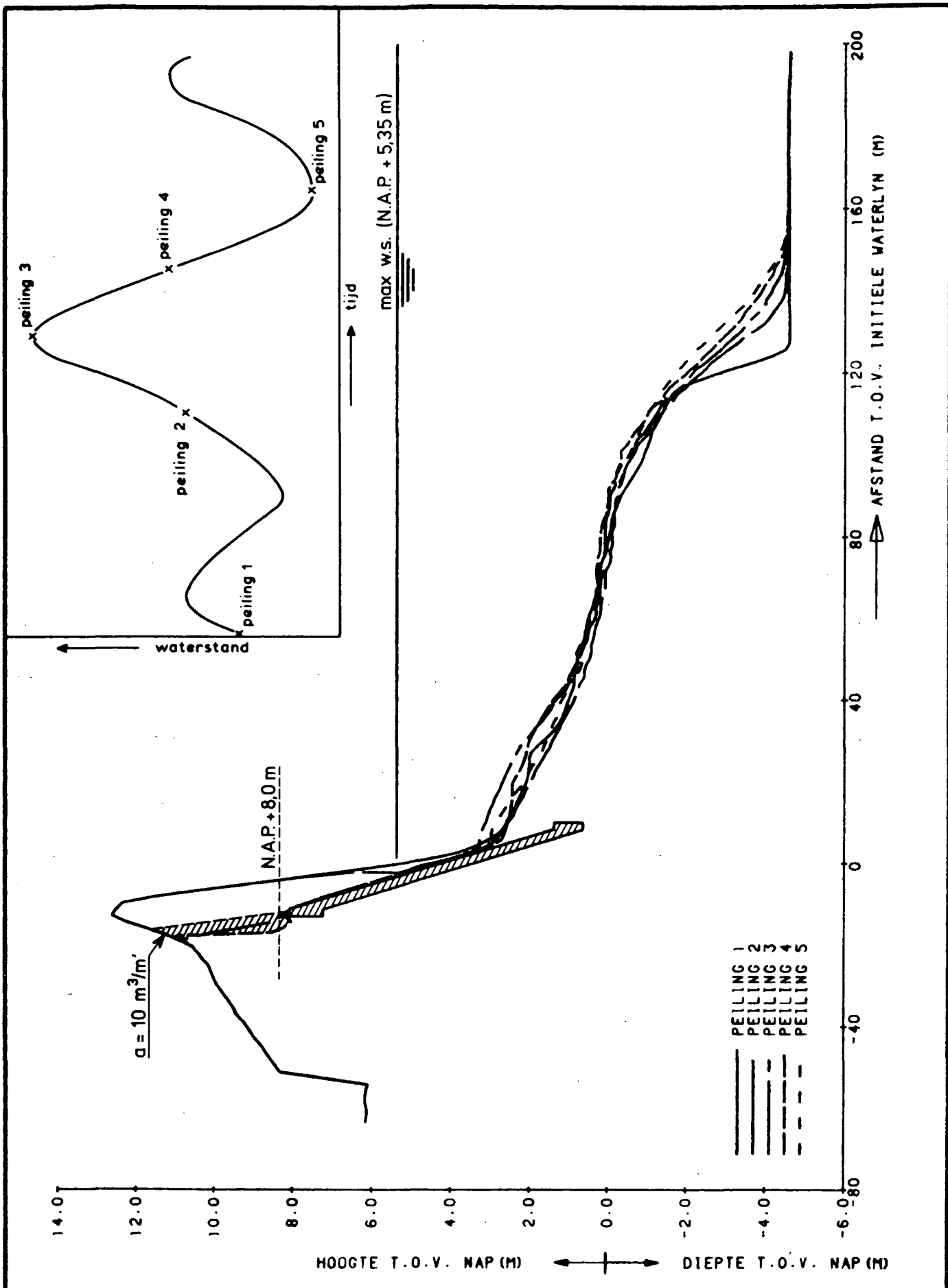
WATERLOOPKUNDIG LABORATORIUM

M 2051

FIG. 3.5



GOLFOVERSLAG - DEBIET VERSUS $(z_{go} - z)$



PROTOTYPE AFSLAGPROFIEL

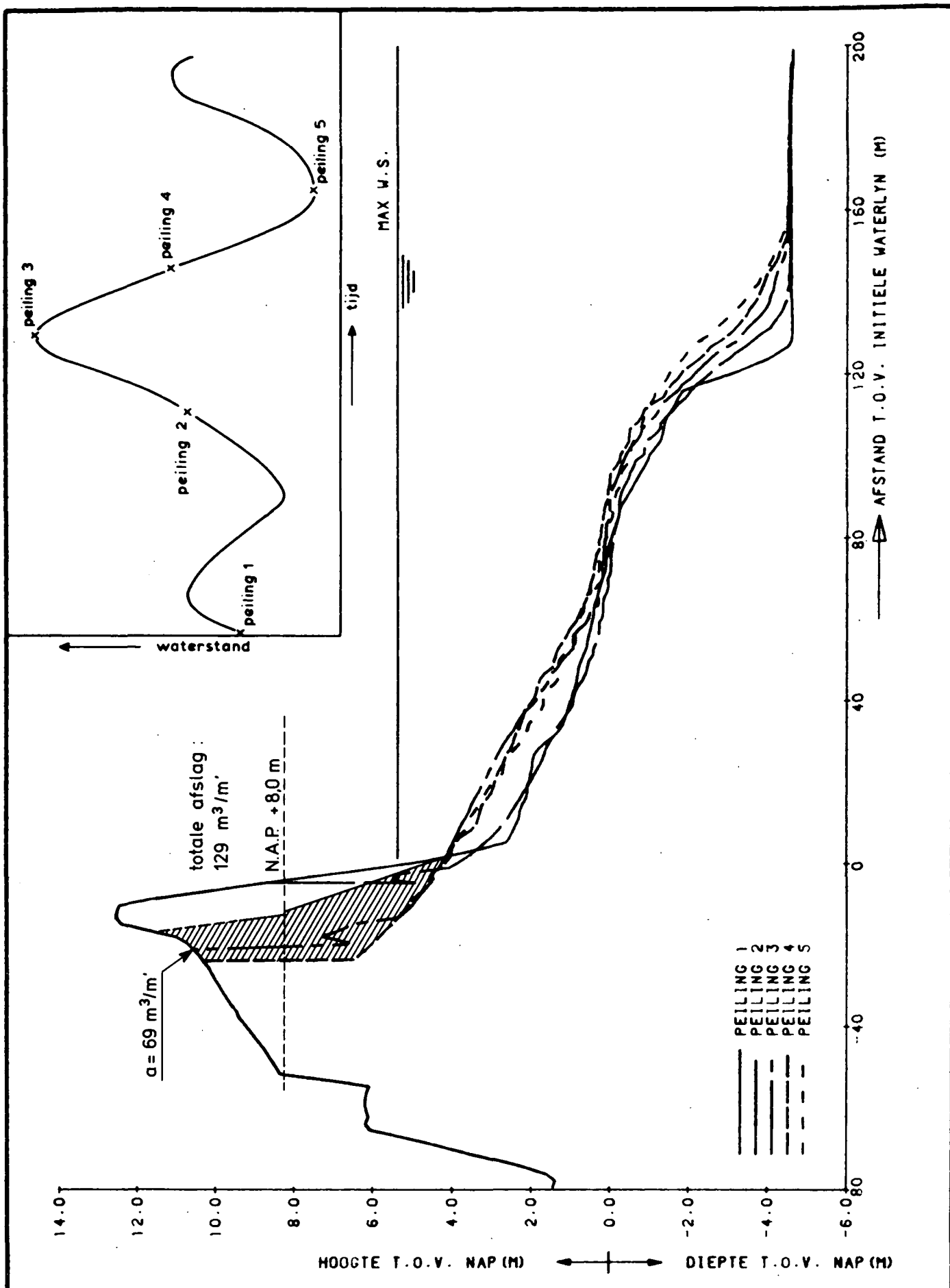
M 1819

T 03

WATERLOOPKUNDIG LABORATORIUM

M 2051

FIG. 3.7



PROTOTYPE AFSLAGPROFIEL

M 1819

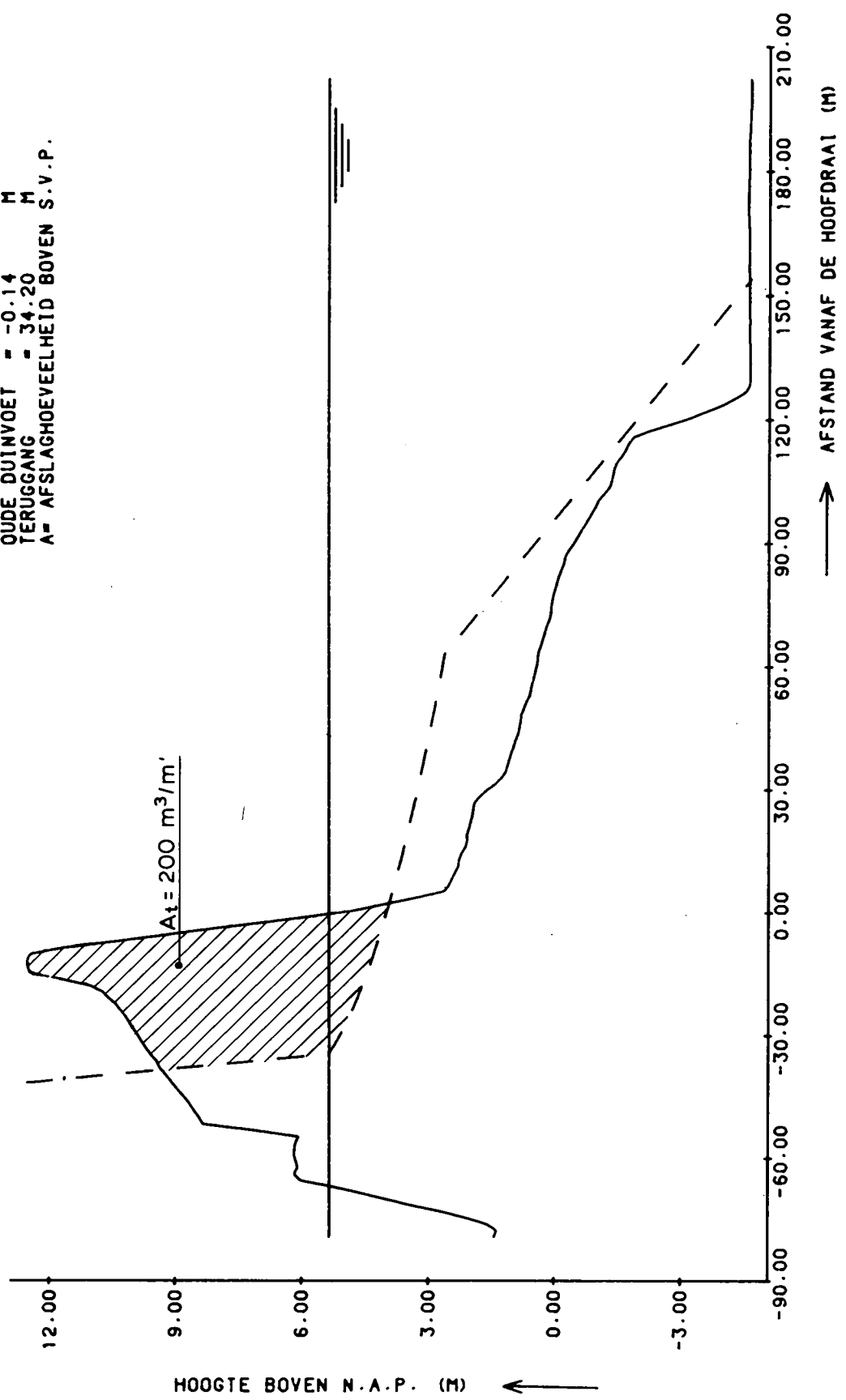
T 01

WATERLOOPKUNDIG LABORATORIUM

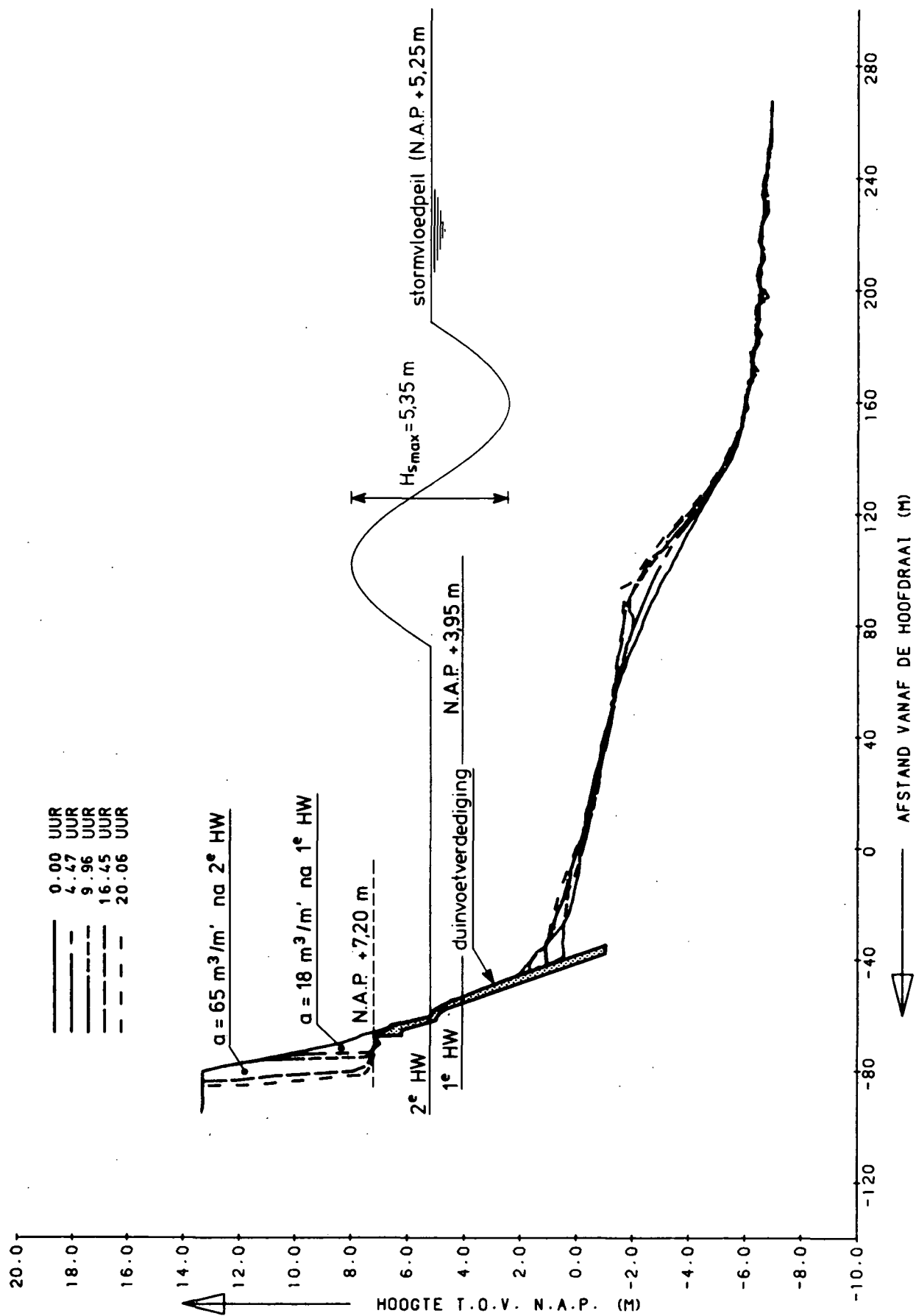
M 2051

FIG. 38

S.V.P. = 5.35 m
 HS = 3.65 m
 DSO = 225 m² 10⁻⁶
 VALSNELHEID = 0.026811 m/s
 A = 177.14 m³/m
 AFSLAGPUNT = -38.30 m
 NIEUWE DUINVOET = -34.34 m
 OUDE DUINVOET = -0.14 m
 TERUGGANG = 34.20 m
 A= AFSLAGHOEEVELHEID BOVEN S.V.P.



BEREKENING DUINAFSLAG	M 1819	DUROS
WATERLOOPKUNDIG LABORATORIUM	M 2051	FIG. 3.9



GOLFLINKS.GEMETEN DUINAFSLAG HERLEID
NAAR PROTOTYPE

WATERLOOPKUNDIG LABORATORIUM

M 1958

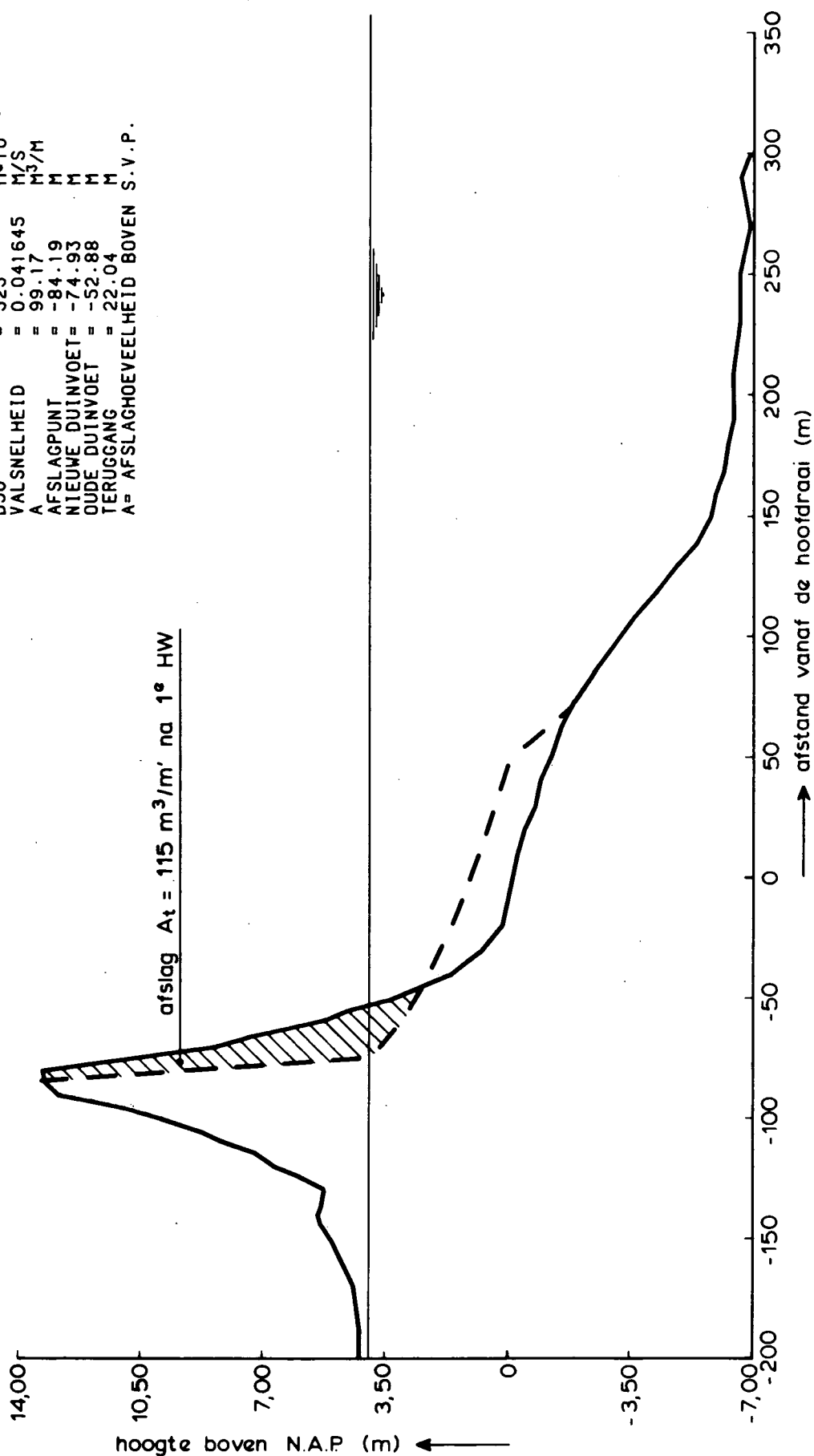
P 01

SAMENTREKKINGSFACTOR 10

M 2051

FIG. 310

S.V.P. = 3.95 M
 HS = 5.35 M
 DSO = 323 M^{•10} -6
 VALSNELHEID = 0.041645 M/S
 A = 99.17 M³/M
 AFSLAGPUNT = -84.19 M
 NIEUWE DUINVOET = -74.93 M
 OUDE DUINVOET = -52.88 M
 TERUGGANG = 22.04 M
 A = AFSLAGHOEVEELHEID BOVEN S.V.P.



GOLFLINKS, BEREKENING DUINAFSLAG 1^e HW

M 1958

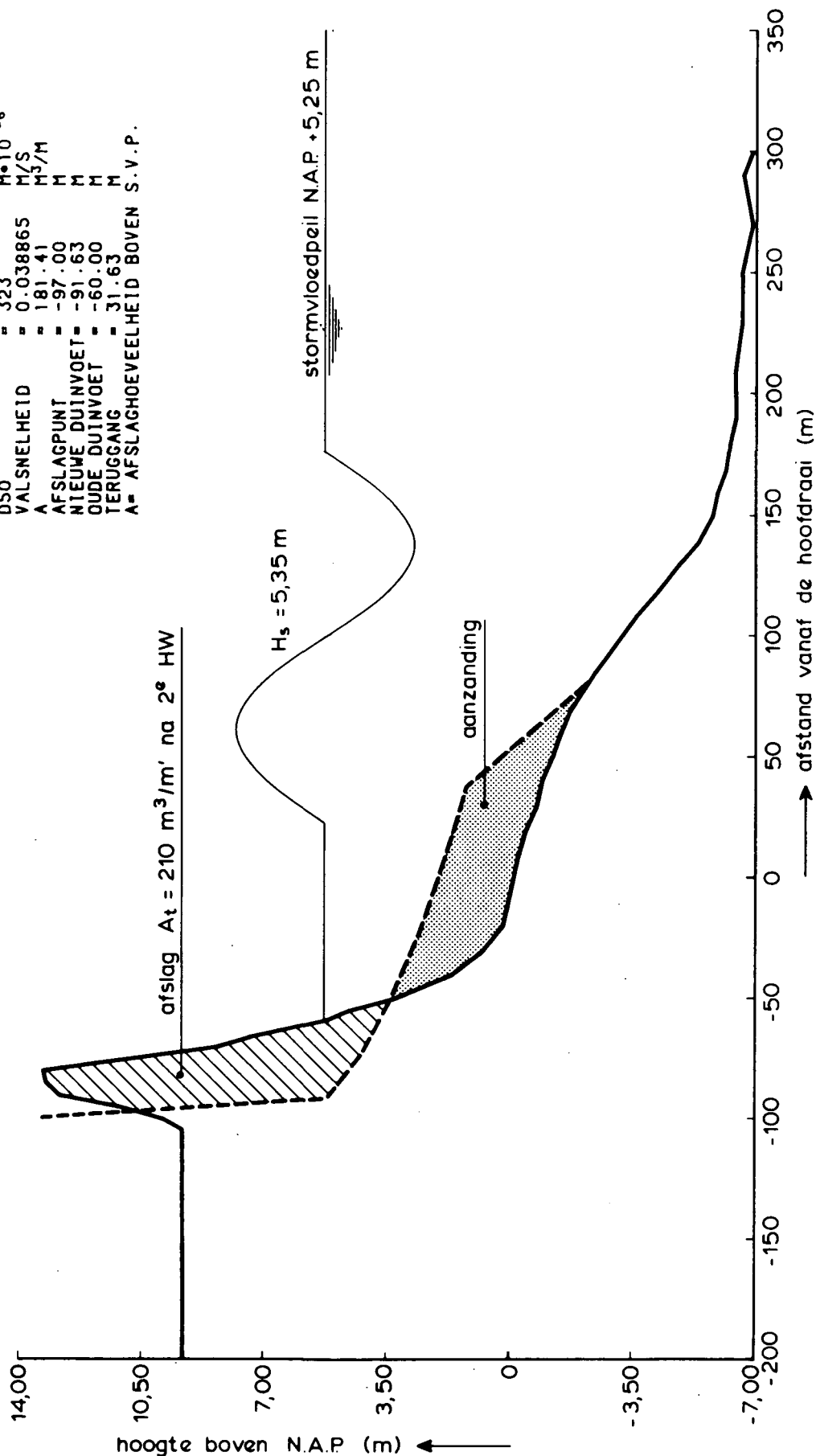
P 01

WATERLOOPKUNDIG LABORATORIUM

M 2051

FIG. 3.11

S.V.P. = 5.25 M
 HS = 5.35 M
 D50 = 323 M¹⁰ -6
 VALSNELHEID = 0.038865 M/S
 A = 181.41 M³/M
 AFSLAGPUNT = -97.00 M
 NIEUWE DUINVOET = -91.63 M
 OUDE DUINVOET = -60.00 M
 TERUGGANG = 31.63 M
 A = AFSLAGHOEEVEELHEID BOVEN S.V.P.



GOLFLINKS, BEREKENING DUINAFSLAG 2^e HW

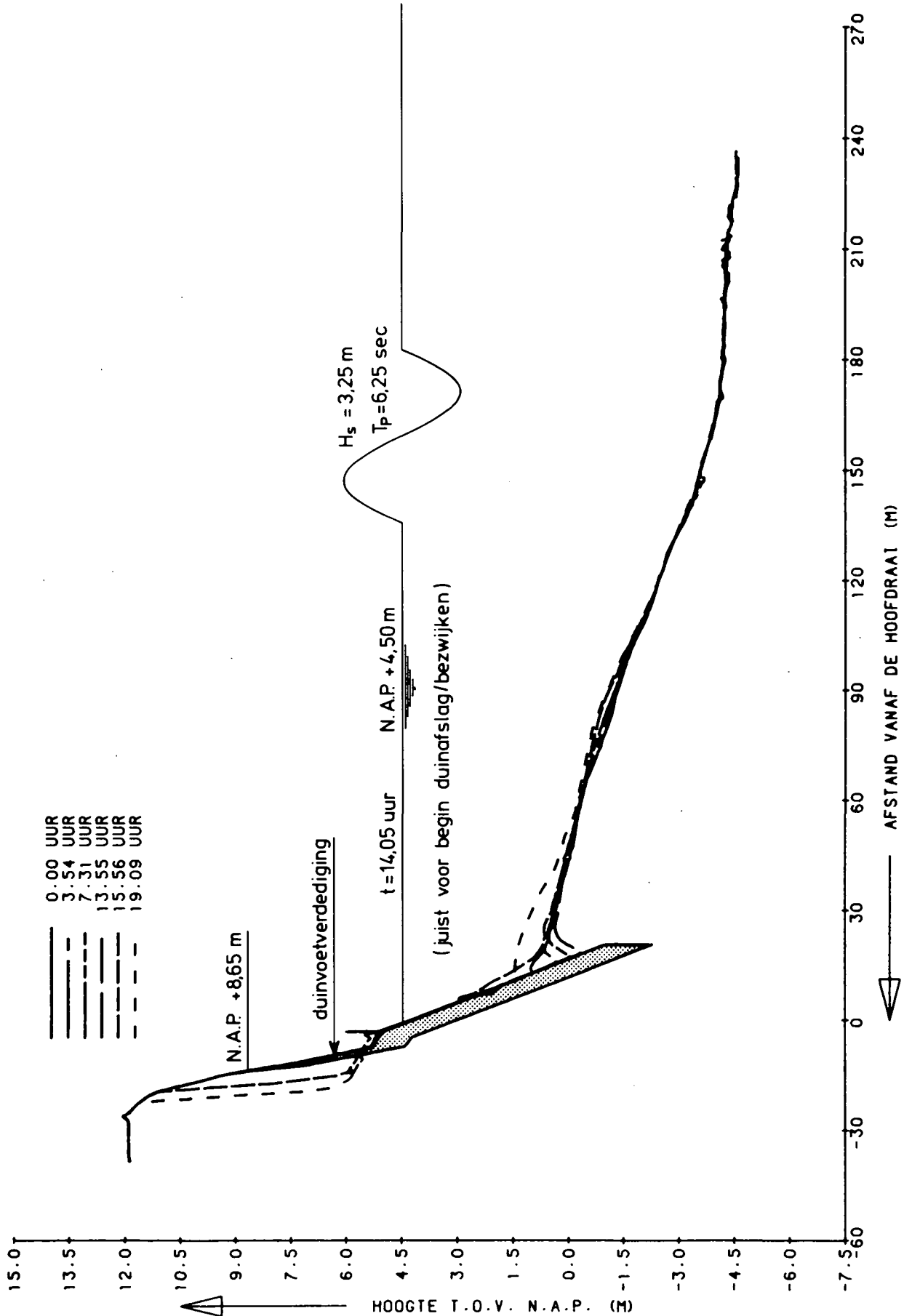
M 1958

P 01

WATERLOOPKUNDIG LABORATORIUM

M 2051

FIG. 3.12



VIJGETER.GEMETEN DUINAFSLAG HERLEID
NAAR PROTOTYPE

WATERLOOPKUNDIG LABORATORIUM

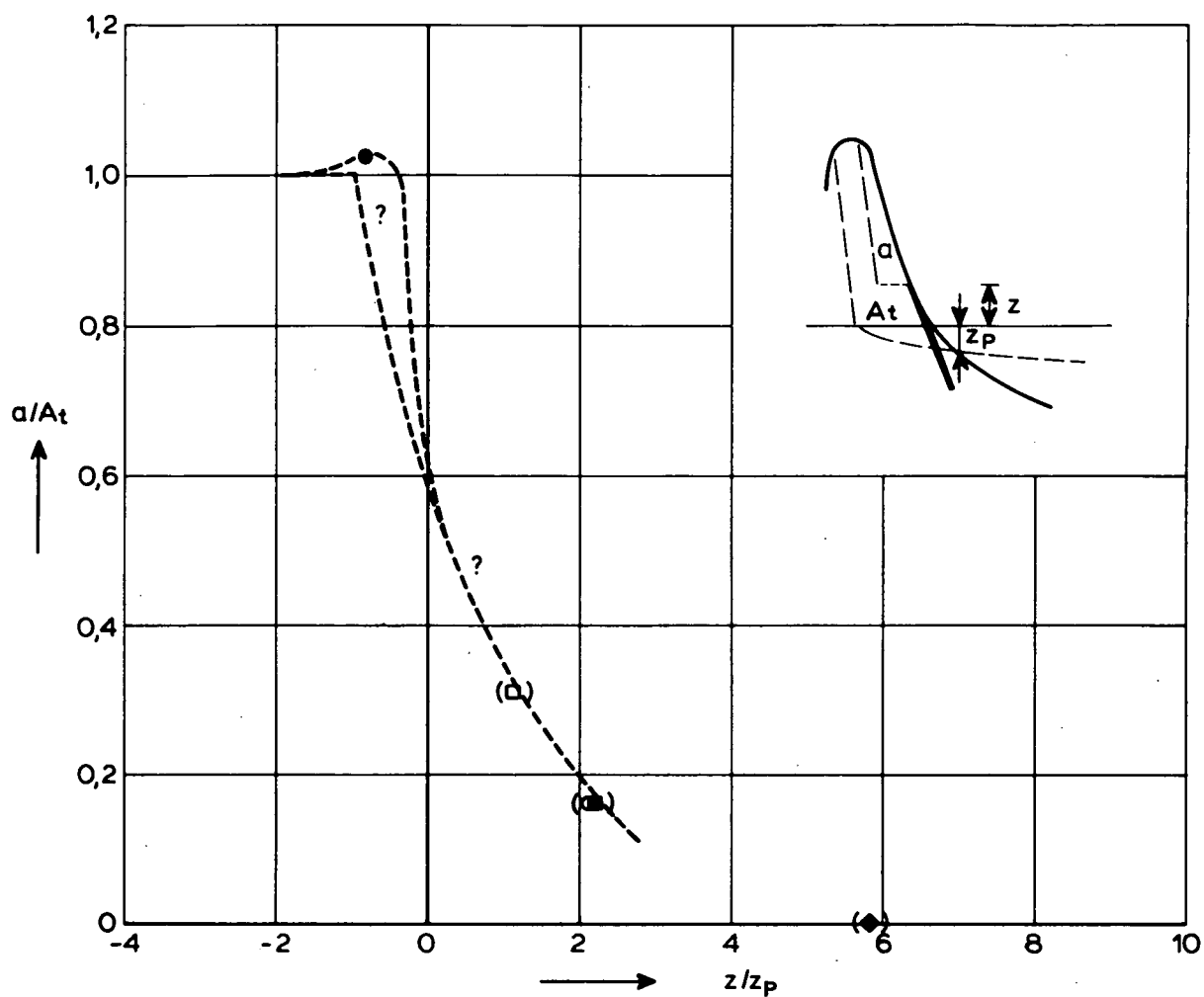
M 1958

P 02

SAMENTREKKINGSFACTOR 10

M 2051

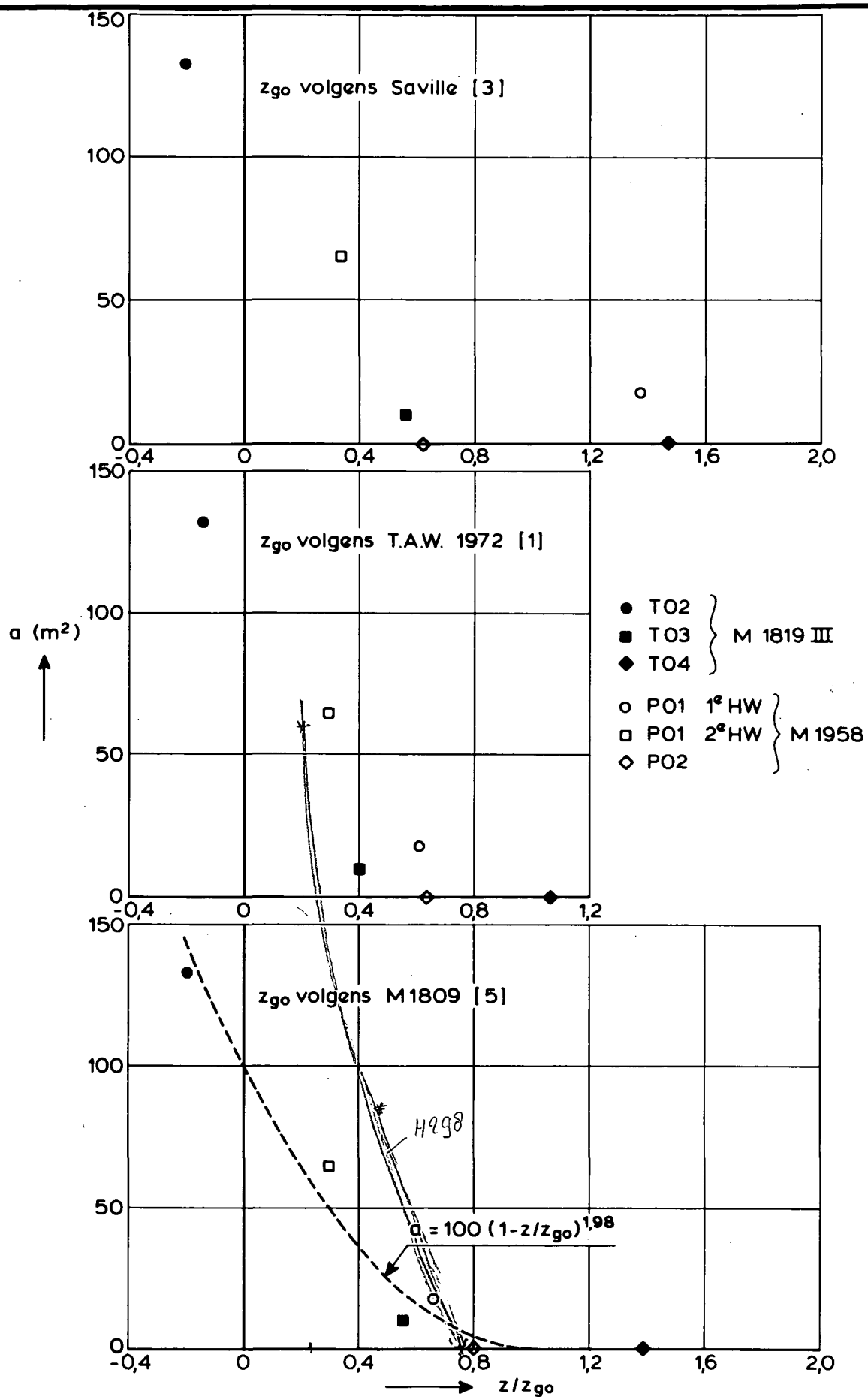
FIG. 3.13



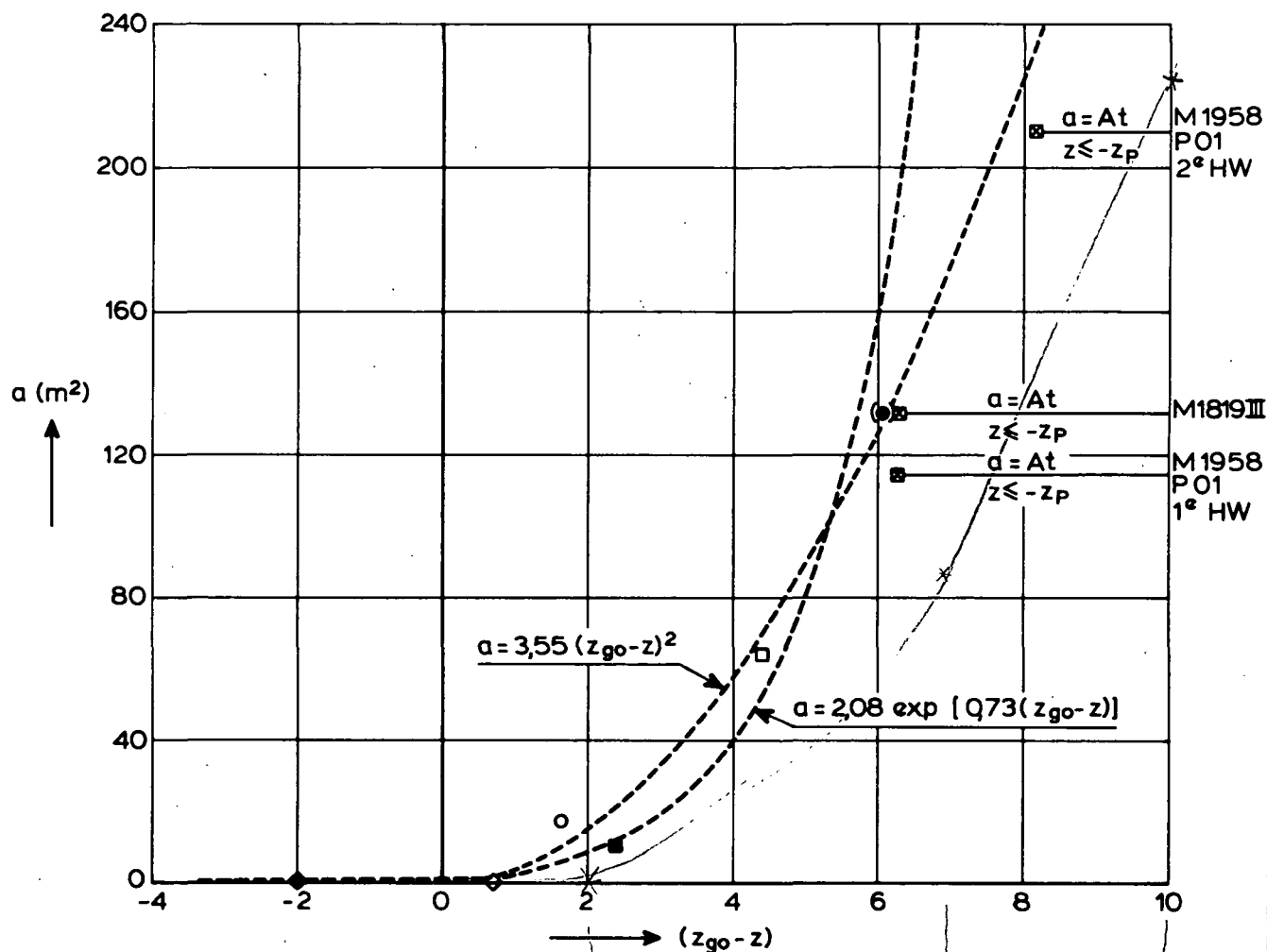
() indicatief meetpunt

- T02
 - T03
 - ◆ T04
 - P01 1^e HW
 - P01 2^e HW
 - ◇ P02
- } M 1819 III
 } M 1958

RELATIE TUSSEN a/A_t EN z/z_p



RELATIE TUSSEN α EN z/z_{go}



() indicatief meetpunt

■ $z = z_p$

● T02

■ T03

◆ T04

M 1819 III

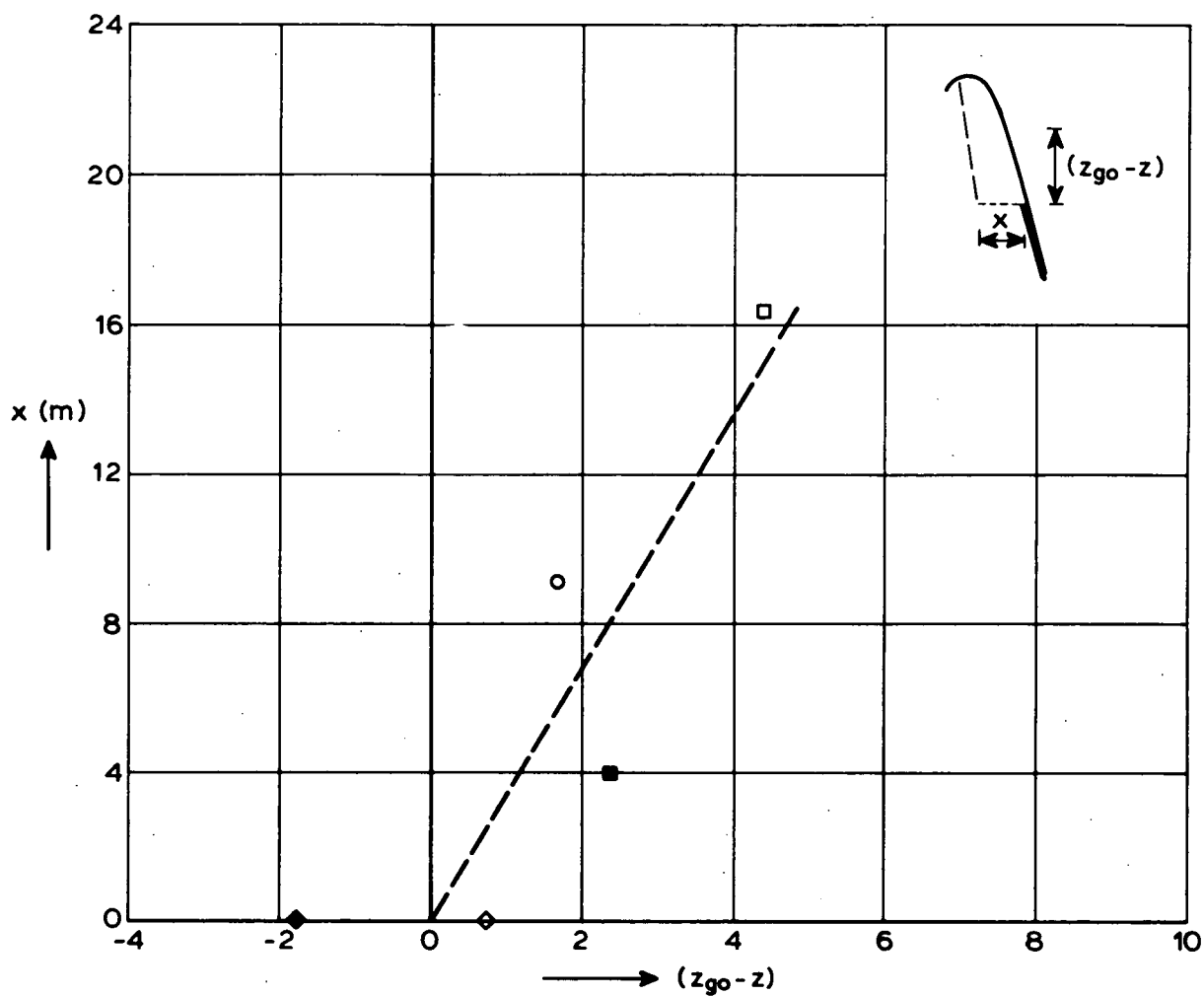
○ P01 1^e HW

□ P01 2^e HW

◇ P02

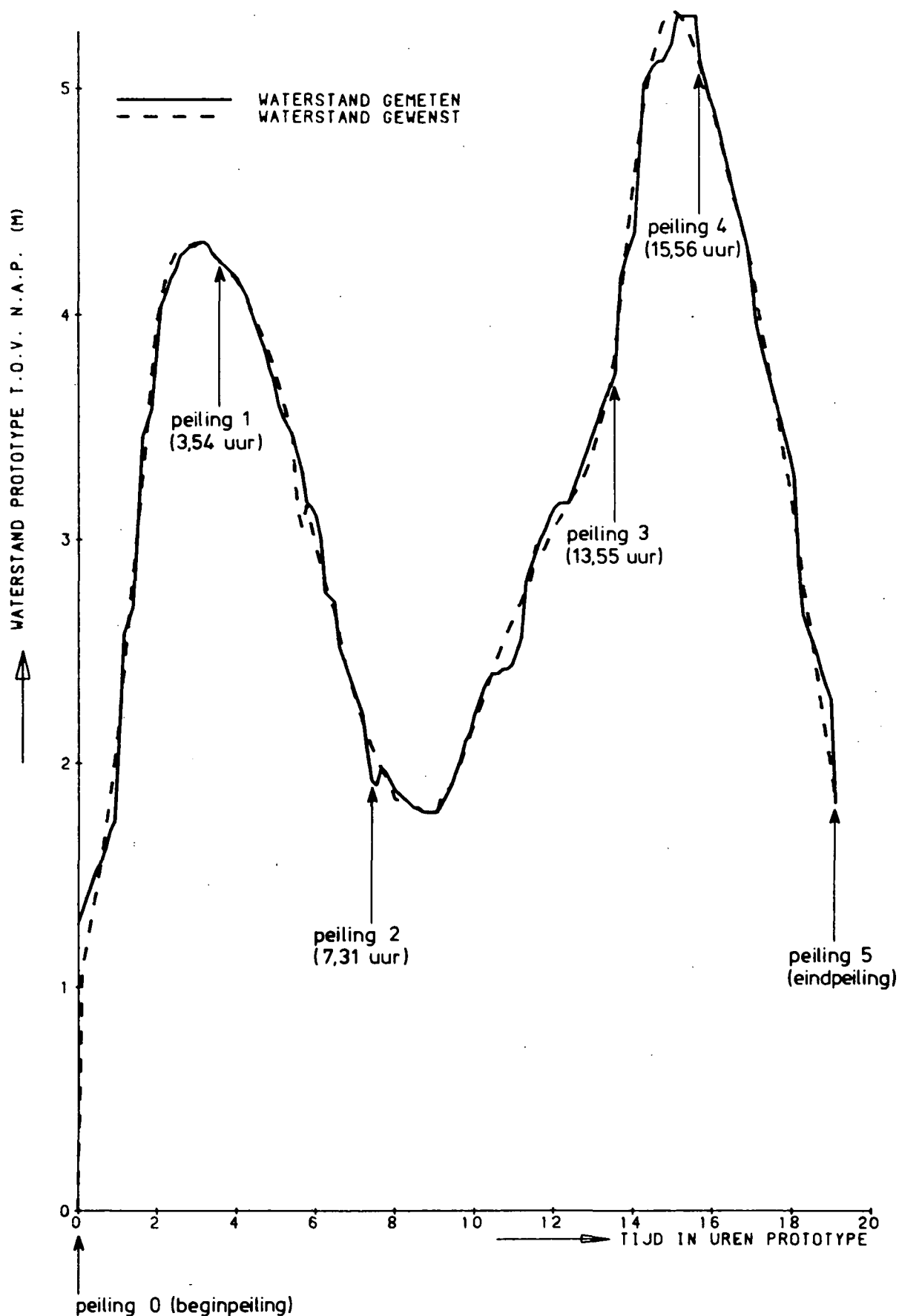
M 1958

RELATIE TUSSEN a EN $(z_{go} - z)$



- T02
 - T03
 - ◆ T04
- } M 1819 III
- P01 1^e HW
 - P01 2^e HW
 - ◇ P02
- } M 1958

RELATIE TUSSEN x EN $(z_{go} - z)$



VJGETER, GEWENST EN GEMETEN
WATERSTANDSVERLOOP

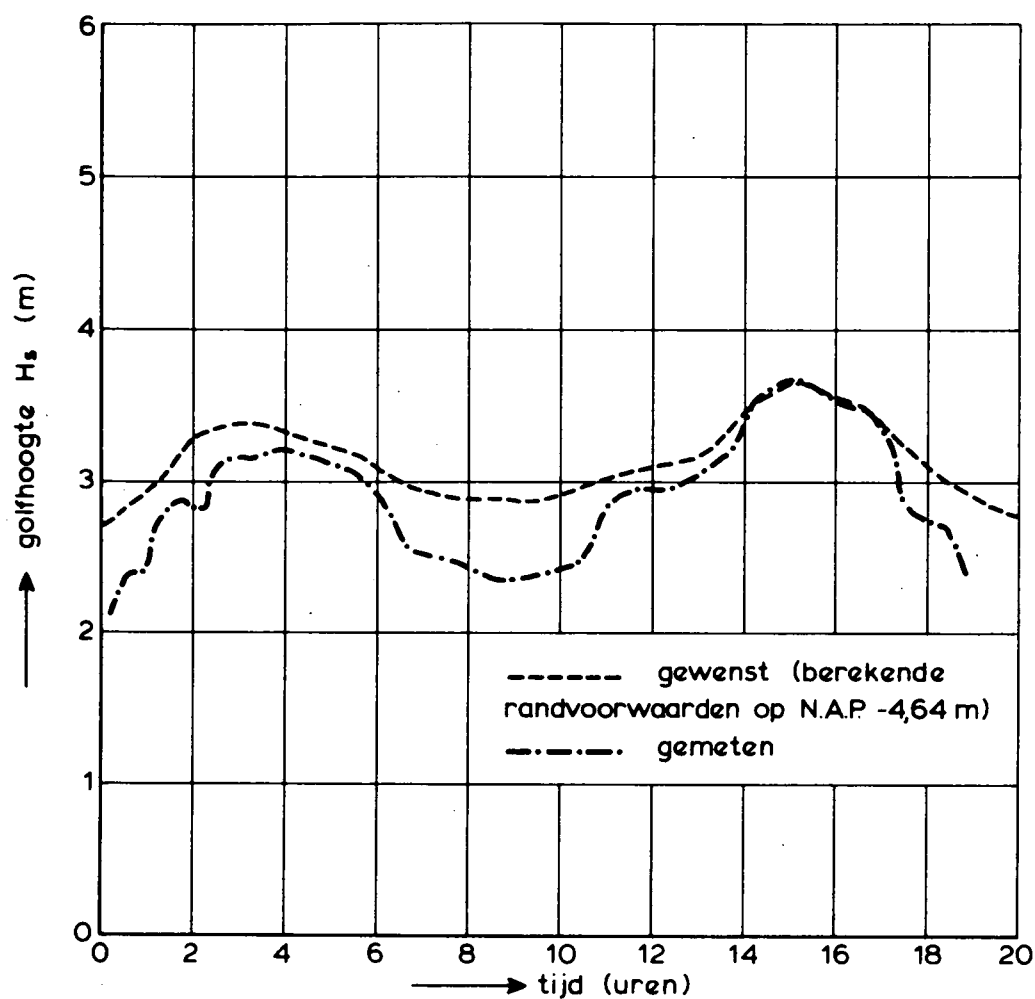
M 1958

P-02

WATERLOOPKUNDIG LABORATORIUM

M 2051

FIG. 4.1



VUJETER, GEWENST EN GEMETEN VERLOOP
GOLFHOOGTE

M 1958

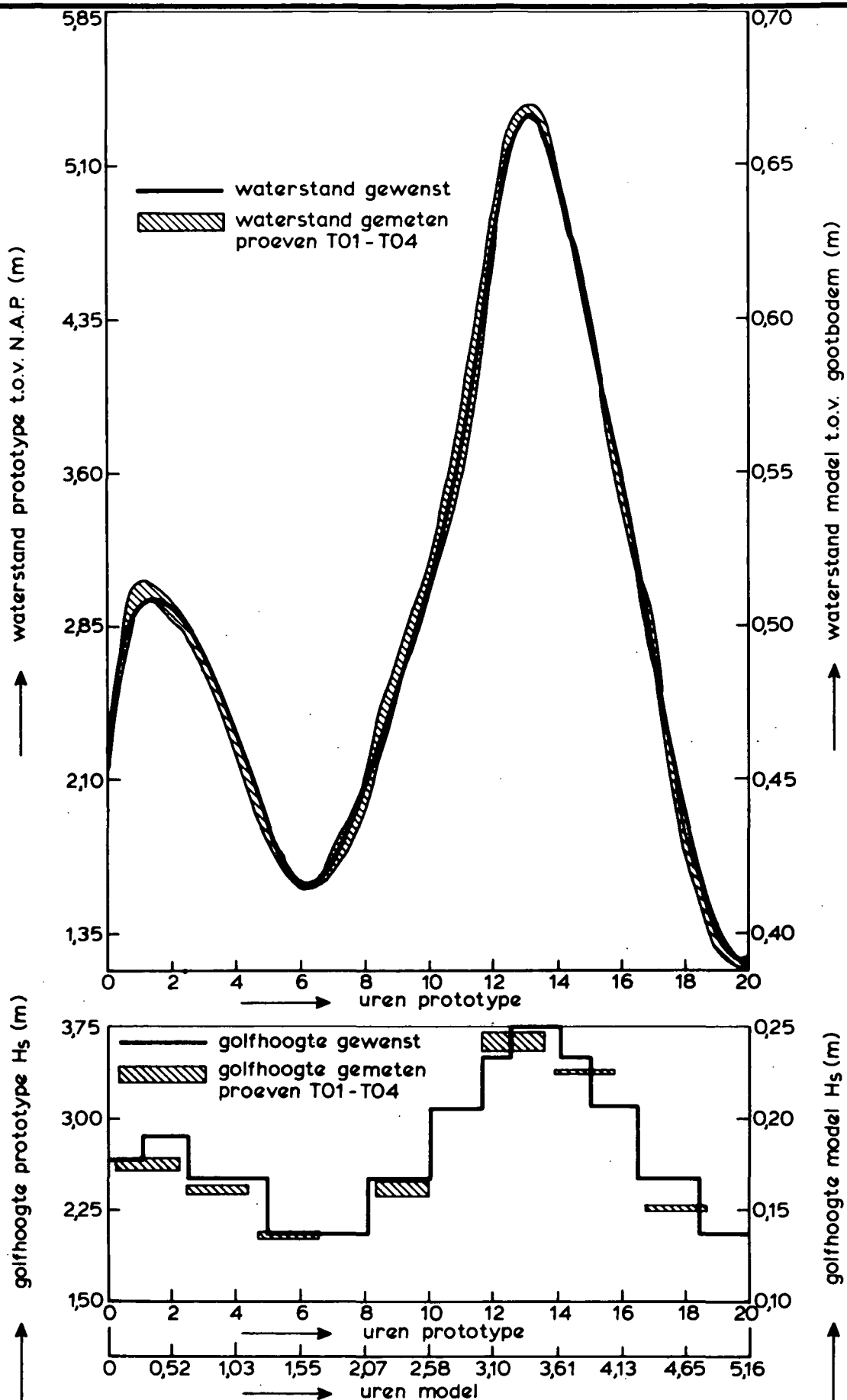
P 02

PROTOTYPE MATEN

WATERLOOPKUNDIG LABORATORIUM

M 2051

FIG. 4.2



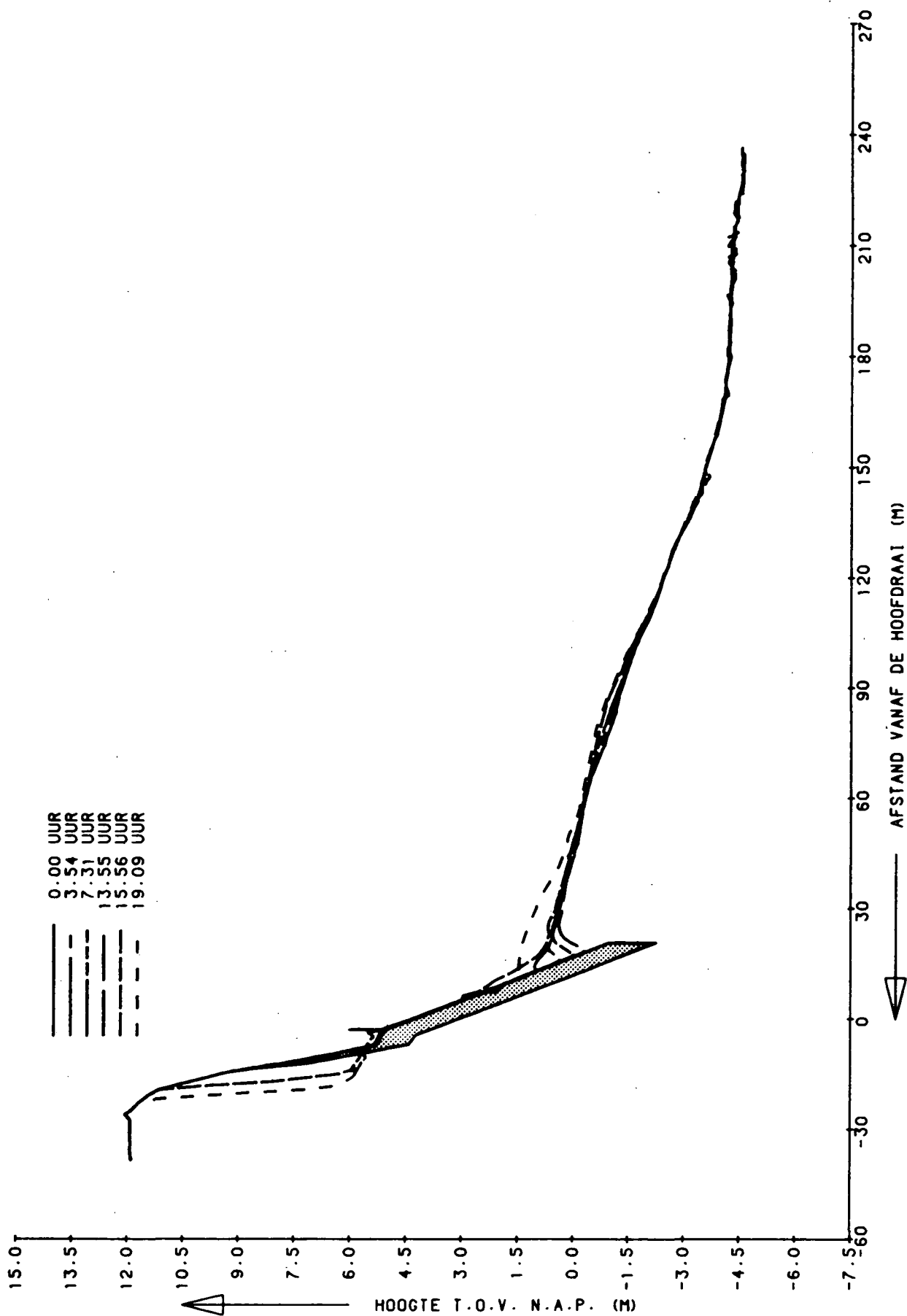
STORMVLOEDCONDITIES

M 1819

WATERLOOPKUNDIG LABORATORIUM

M 2051

FIG. 4.3



VIJGETER, GEMETEN DUINAFSLAG HERLEID
NAAR PROTOTYPE

M 1958

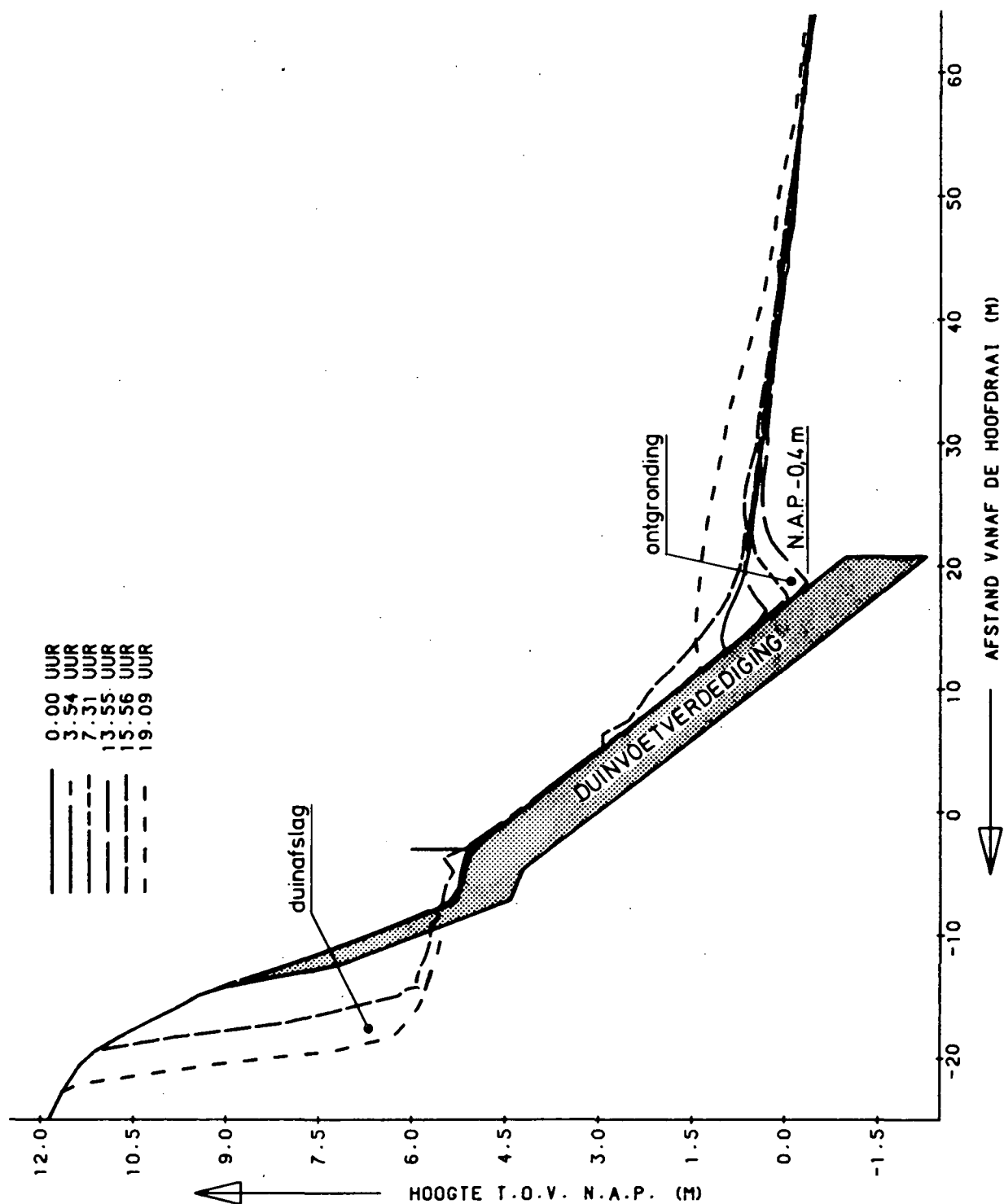
P 02

SAMENTREKKINGSFACTOR 10

WATERLOOPKUNDIG LABORATORIUM

M 2051

FIG. 4.4



VIJGETER.DETAIL GEMETEN DUINAFSLAG
HERLEID NAAR PROTOTYPE

M 1958

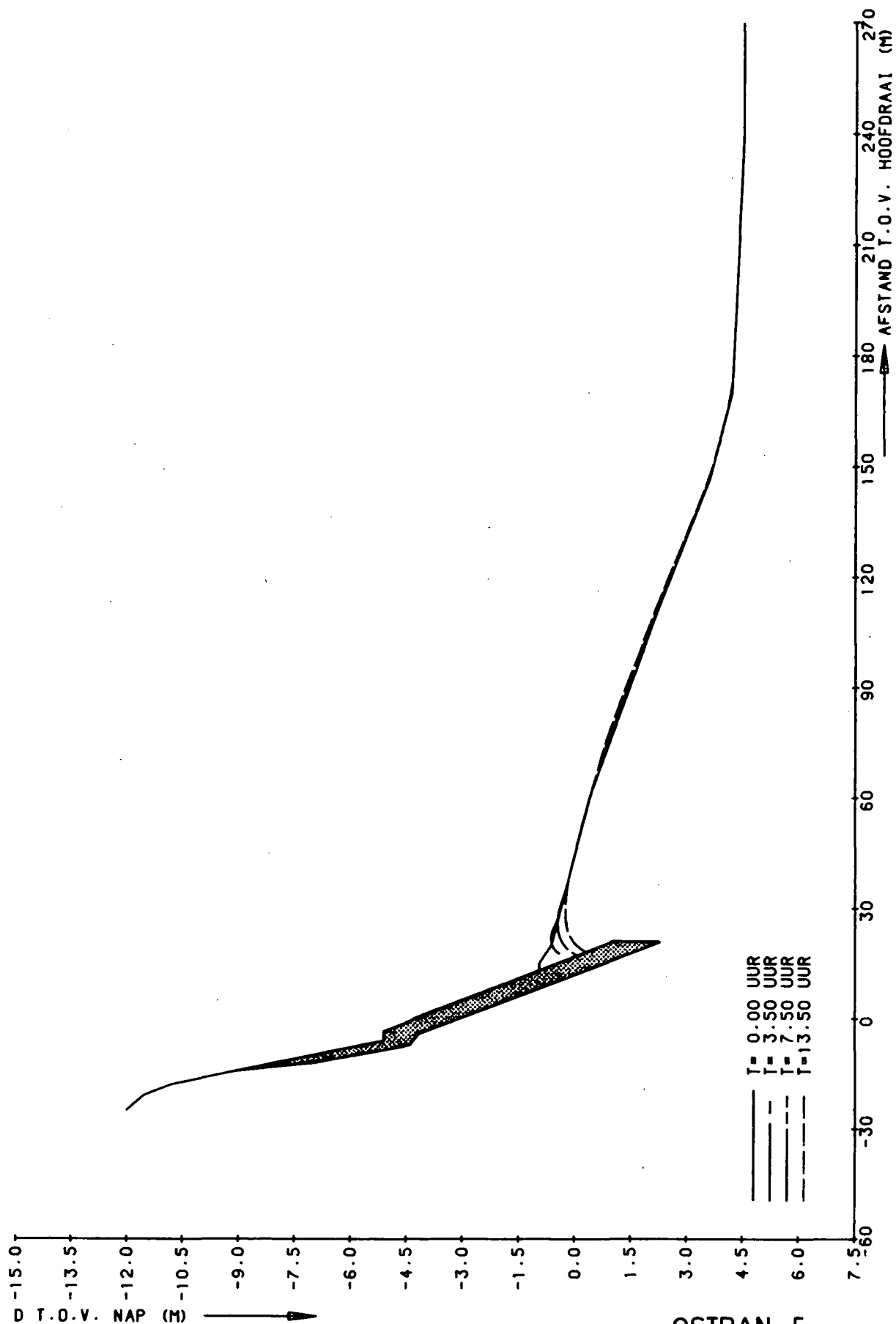
P 02

SAMENTREKKINGSFACTOR 5

WATERLOOPKUNDIG LABORATORIUM

M 2051

FIG. 4.5



DUINVOETVERDEDIGING

PROFIELONTWIKKELING T.G.V. OFFSHORE SEDIMENT
TRANSPORT (STIVE&BATTJES,1984). MET GETIJVARIATIE

M1958 P02

DELTA_X=1.

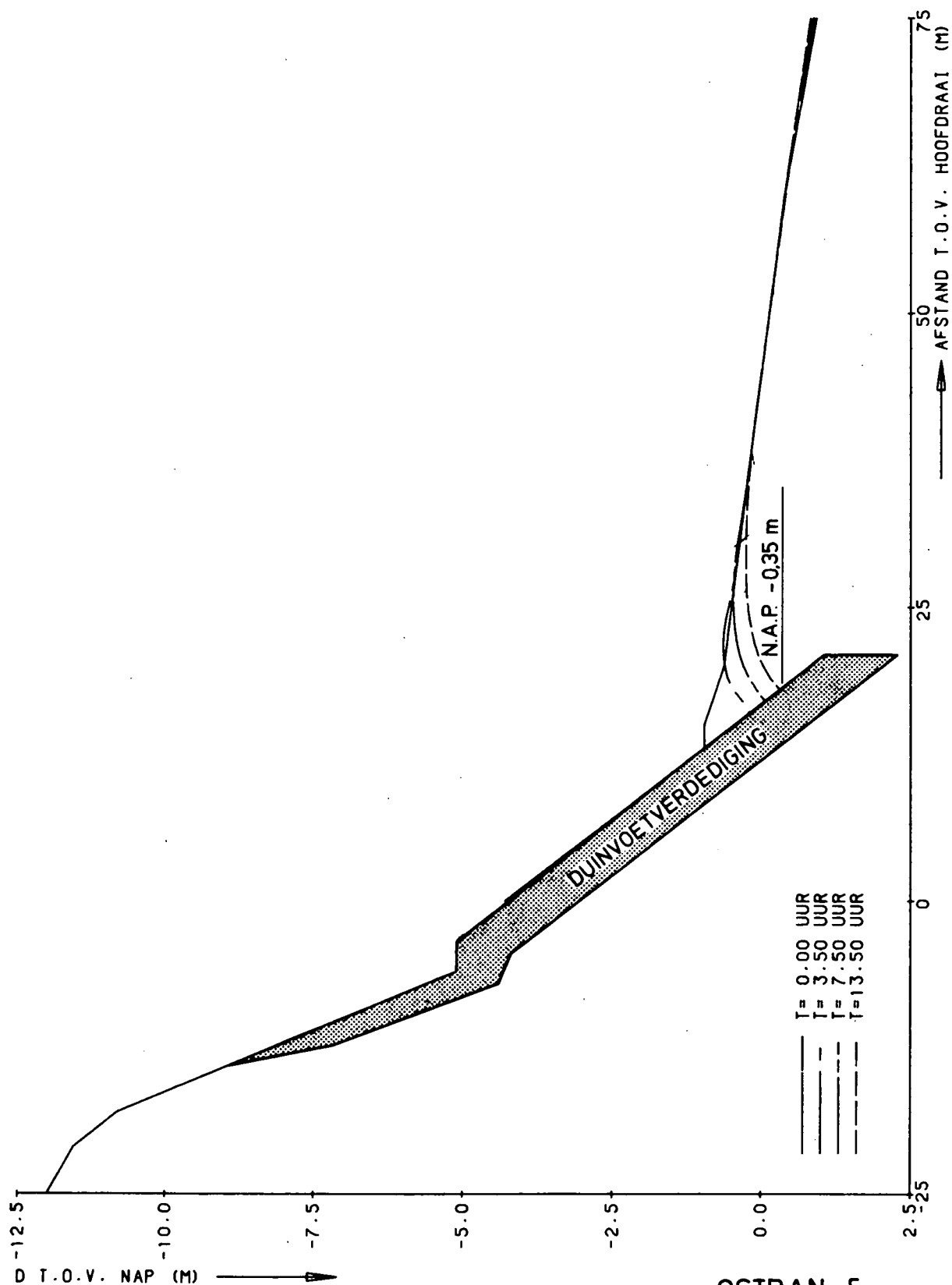
B₅ = 0,0008

AL=0.15

WATERLOOPKUNDIG LABORATORIUM

M 2051

FIG. 4.6



DUINVOETVERDEDIGING

PROFIELONTWIKKELING T.G.V. OFFSHORE SEDIMENT
TRANSPORT (STIVE&BATTJES.1984). MET GETIJVARIATIE

M1958 P02

DELTA ϵ =1.

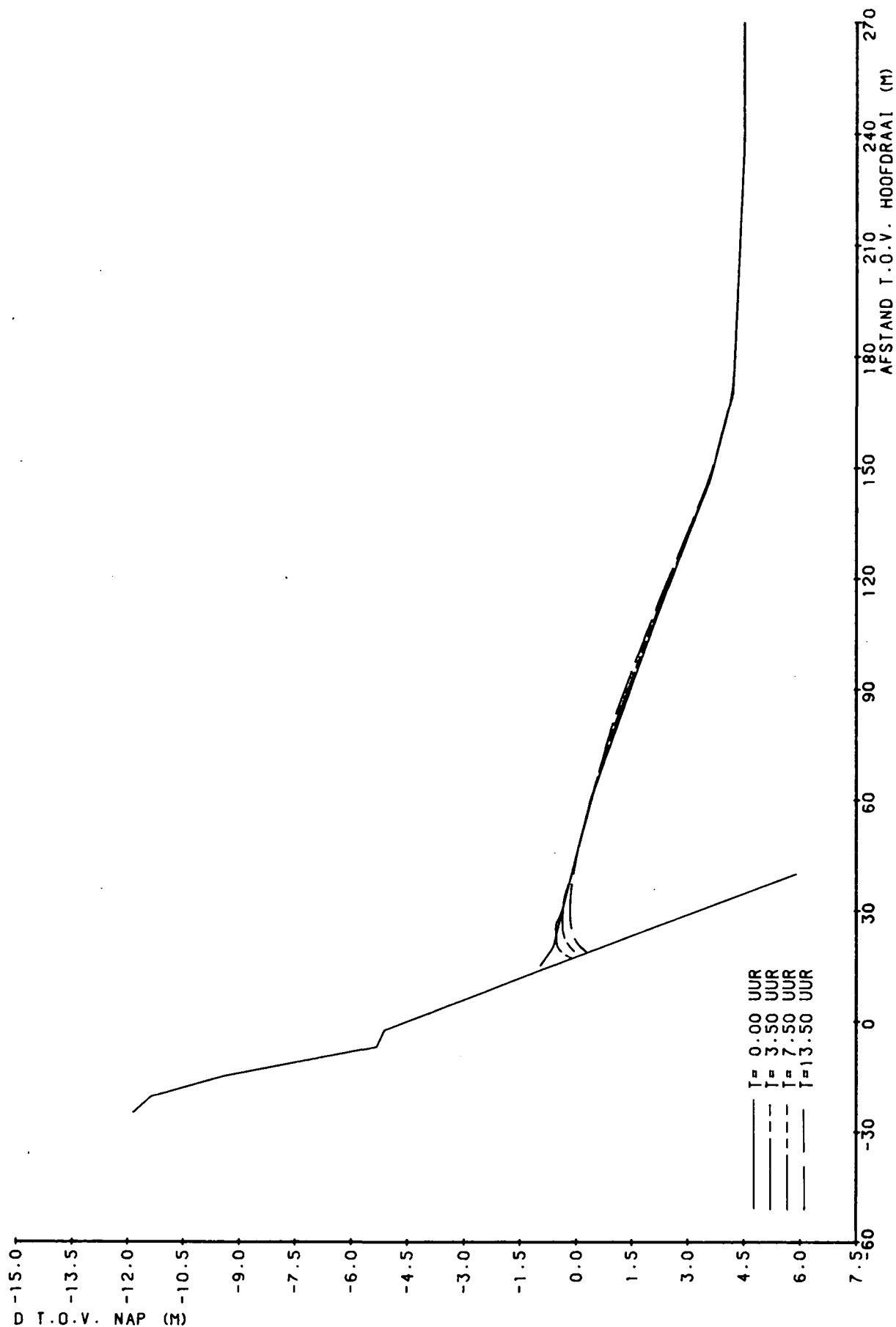
B₅ = 0.0008

AL=0.15

WATERLOOPKUNDIG LABORATORIUM

M 2051

FIG. 4.7



DUINVOETVERDEDIGING

PROFIELONTWIKKELING T.G.V. OFFSHORE SEDIMENT
TRANSPORT (STIVE&BATTJES,1984). MET GETIJVARIATIE

M1958 P02

DELTA X=1.

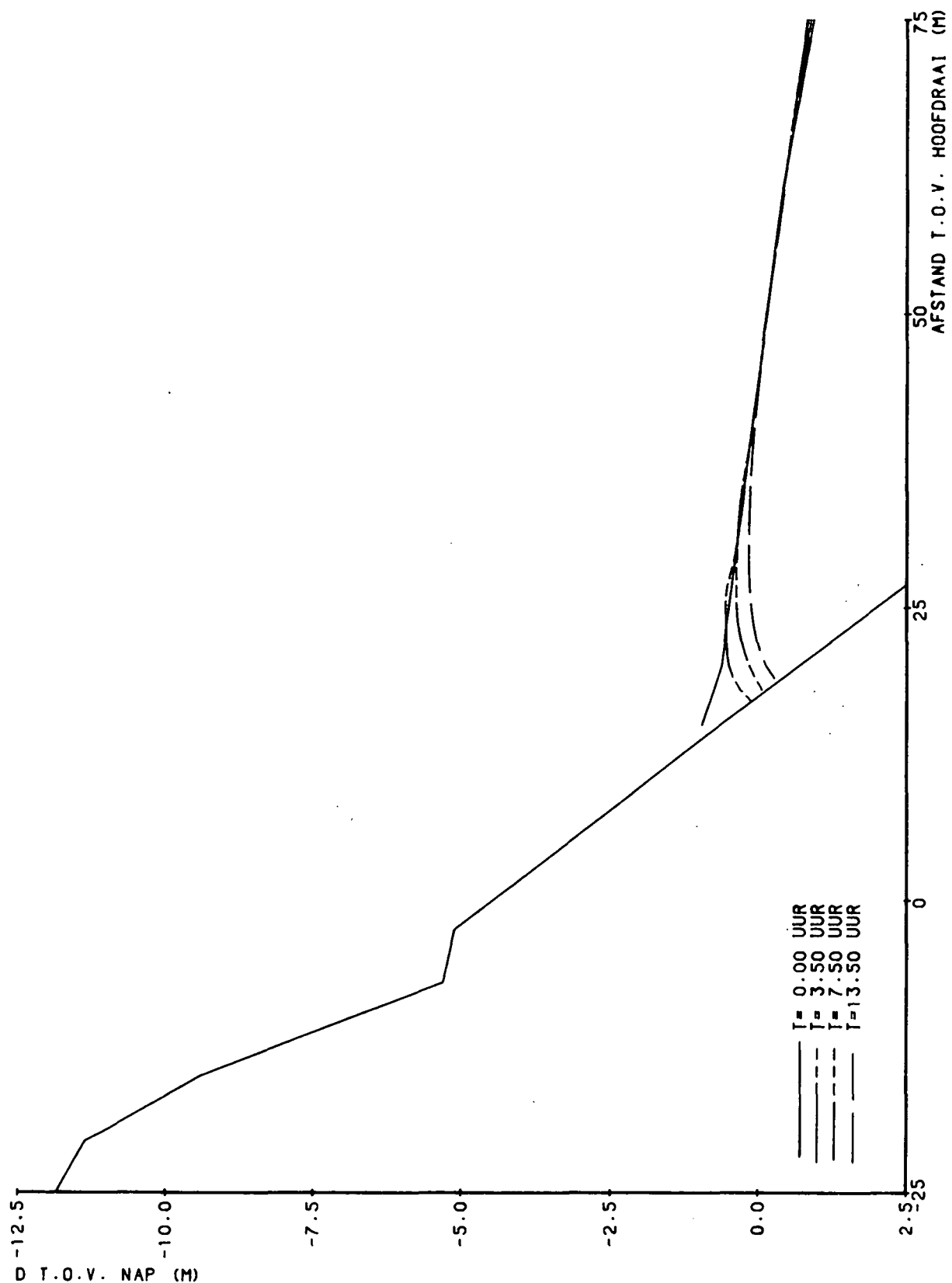
B₆ =100

AL=0.10

WATERLOOPKUNDIG LABORATORIUM

M 2051

FIG. 4.8



OSTRAN-6

DUINVOETVERDEDIGING

PROFIELONTWIKKELING T.G.V. OFFSHORE SEDIMENT
TRANSPORT (STIVE&BATTJES, 1984). MET GETIJVARIATIE

M1958 P02

DELTA X=1.

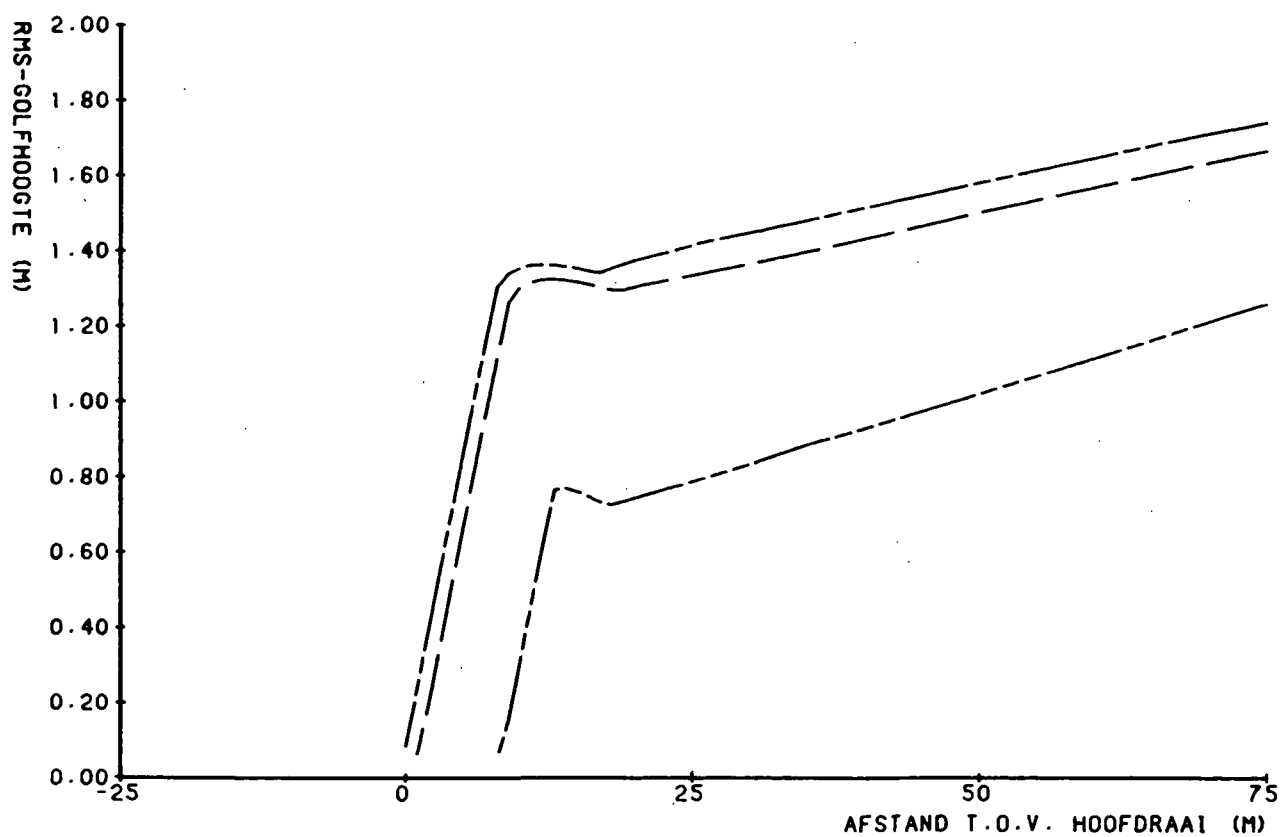
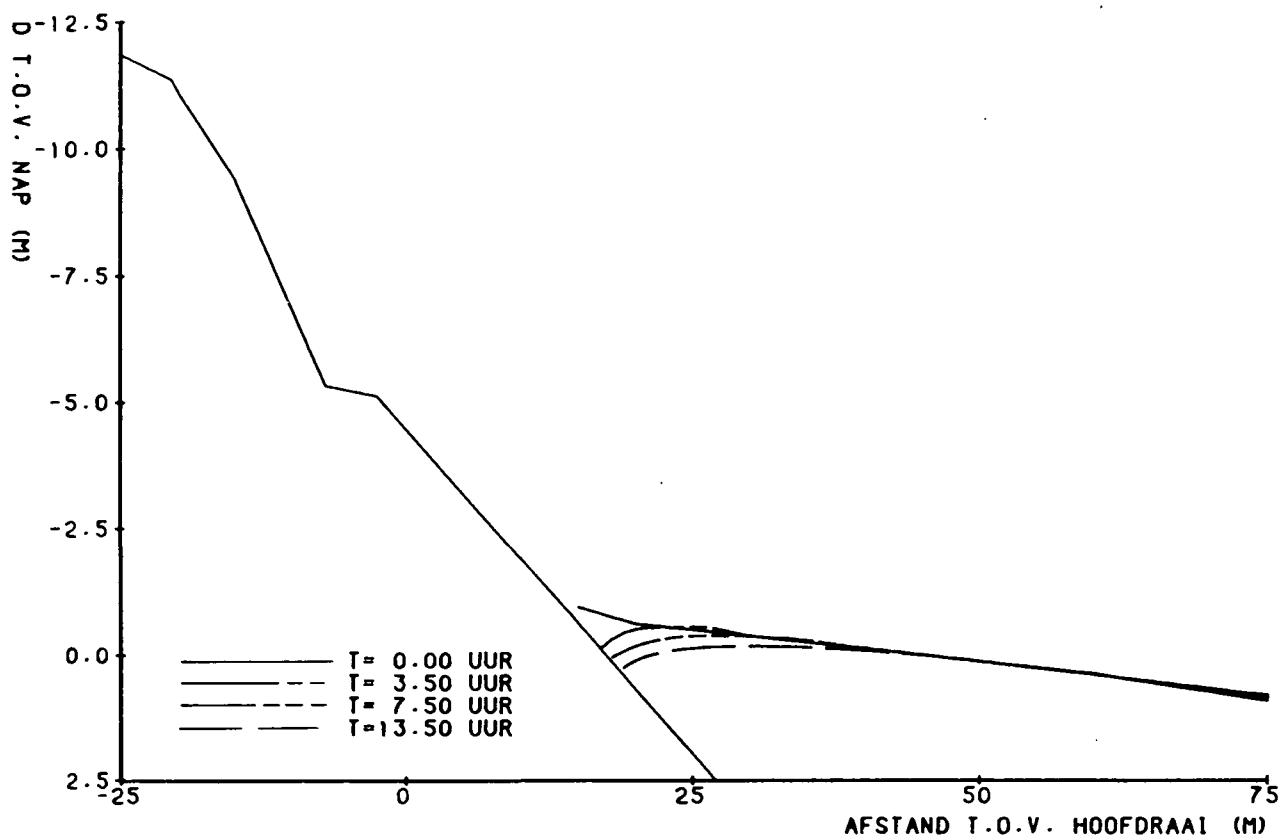
B₆ = 100

AL=0.10

WATERLOOPKUNDIG LABORATORIUM

M 2051

FIG. 4.9



OSTRAN - 6

DUINVOETVERDEDIGING

RMS-GOLFHOOGTE

M1958 P02

DELTA X=1.

PROFIELONTWIKKELING T.G.V. OFFSHORE SEDIMENT
TRANSPORT (STIVE&BATTJES, 1984). MET GETIJVARIATIE

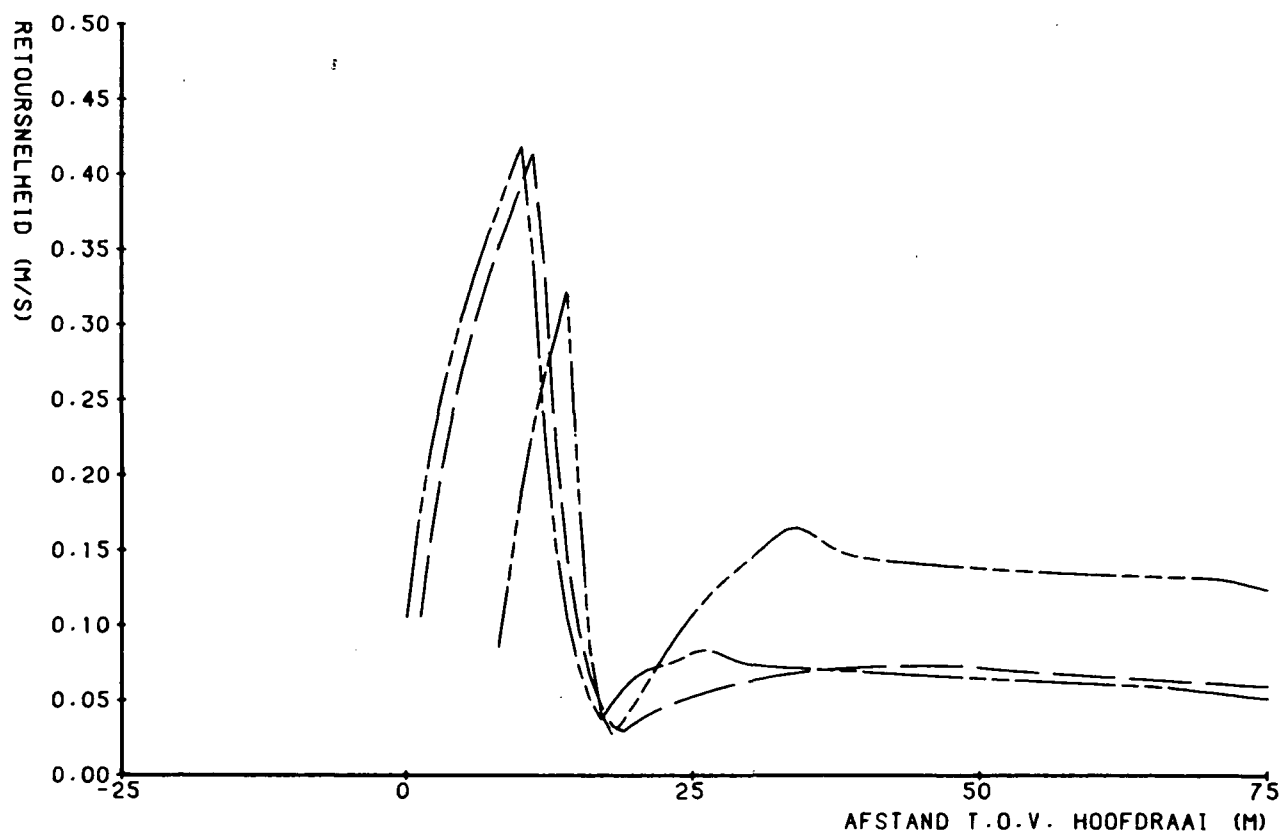
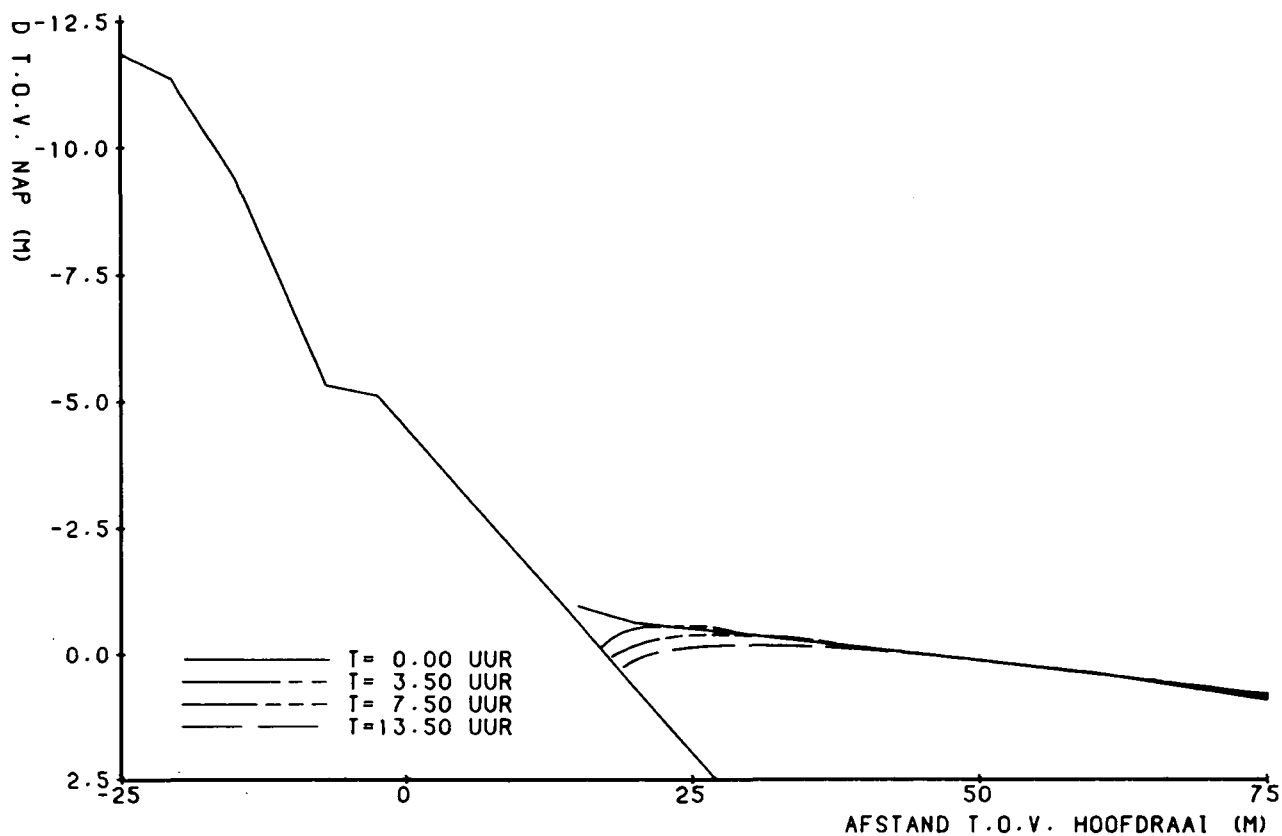
B₆= 100

AL=0.10

WATERLOOPKUNDIG LABORATORIUM

M 2051

FIG. 4.10



OSTRAN - 6

DUINVOETVERDEDIGING

RETOORSNELHEID

M1958 P02

DELTA X=1.

PROFIELONTWIKKELING T.G.V. OFFSHORE SEDIMENT
TRANSPORT (STIVE&BATTJES, 1984). MET GETIJVARIATIE

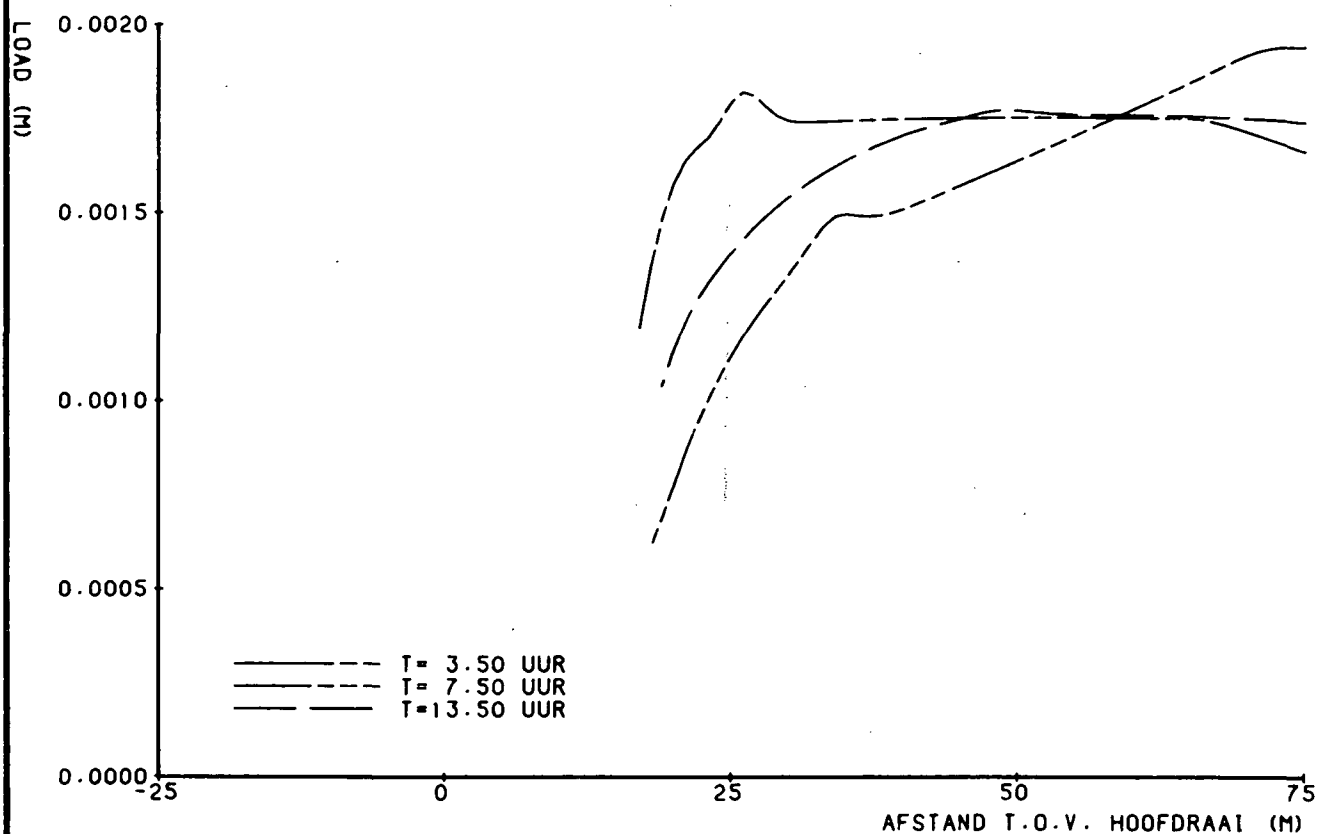
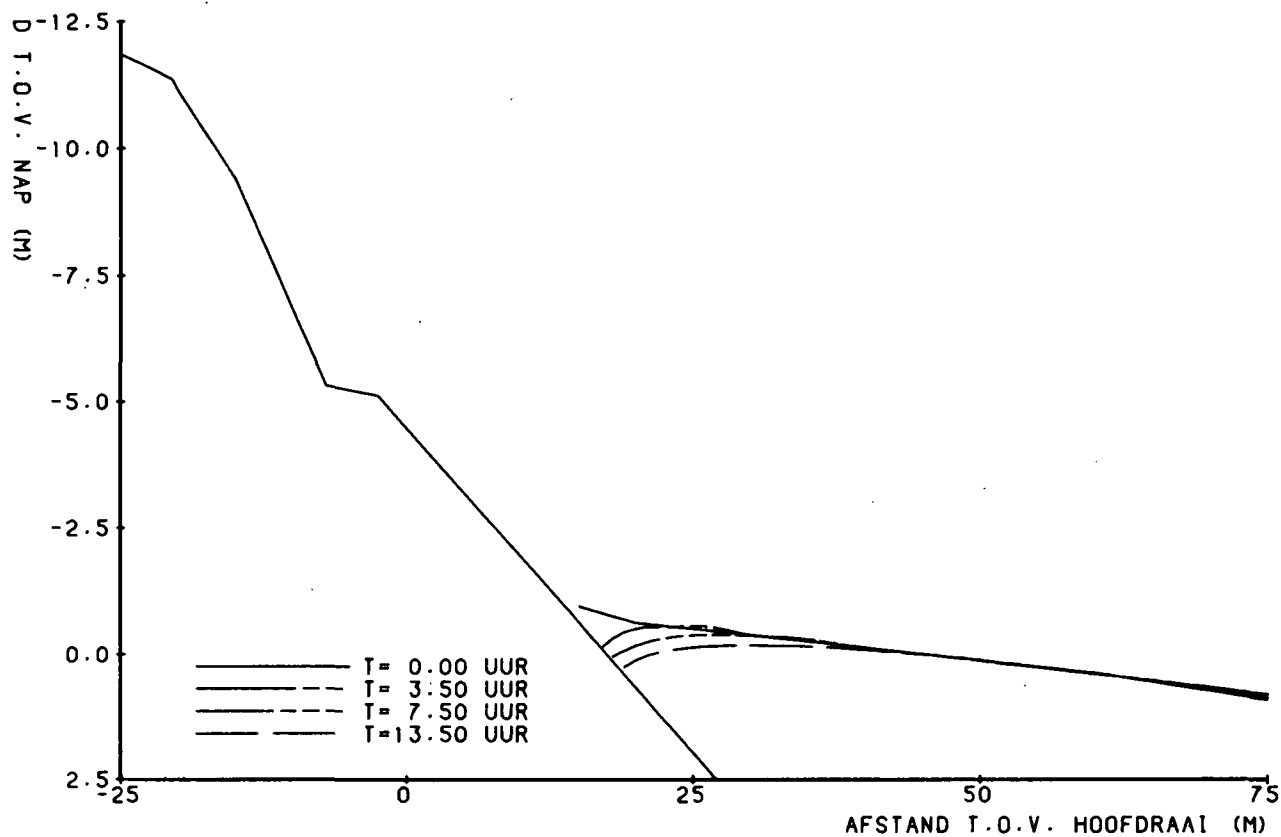
$B_6 = 1.00$

AL=0.10

WATERLOOPKUNDIG LABORATORIUM

M 2051

FIG. 4.11



OSTRAN - 6

DUINVOETVERDEDIGING

LOAD

M1958 P02

DELTAX=1.

PROFIELONTWIKKELING T.G.V. OFFSHORE SEDIMENT
TRANSPORT (STIVE&BATTJES,1984). MET GETIJVARIATIE

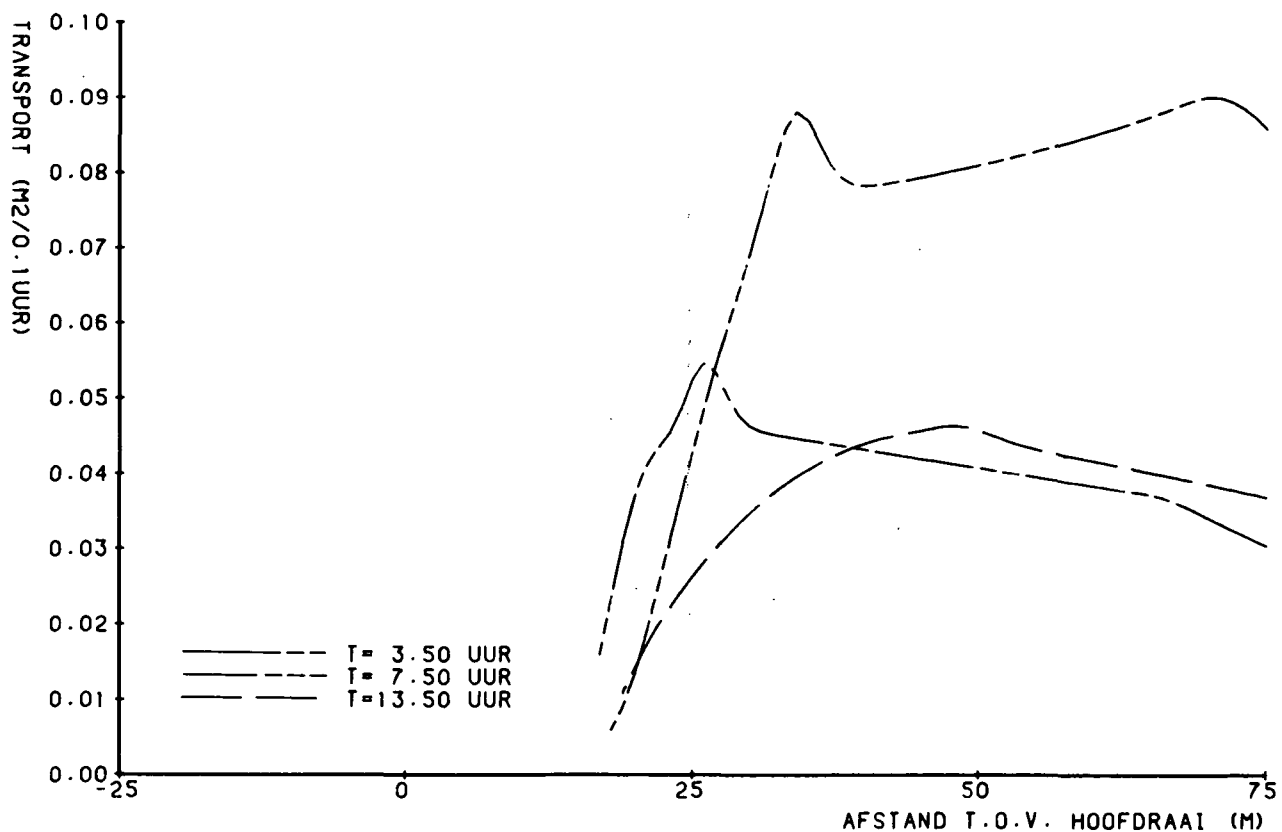
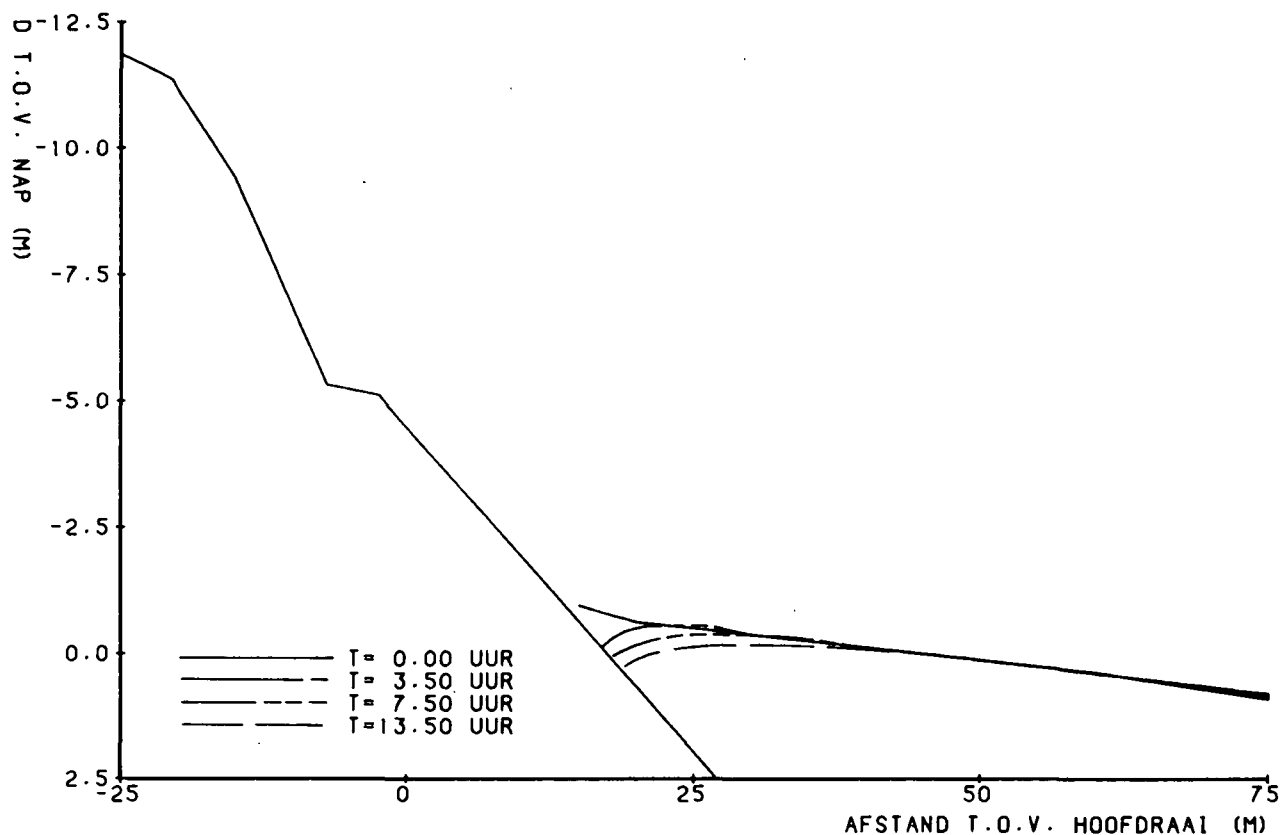
B₆= 100

AL=0.10

WATERLOOPKUNDIG LABORATORIUM

M 2051

FIG.4.12



OSTRAN-6

DUINVOETVERDEDIGING

TRANSPORT

M1958 P02

DELTA X=1.

PROFIELONTWIKKELING T.G.V. OFFSHORE SEDIMENT
TRANSPORT (STIVE&BATTJES, 1984). MET GETIJVARIATIE

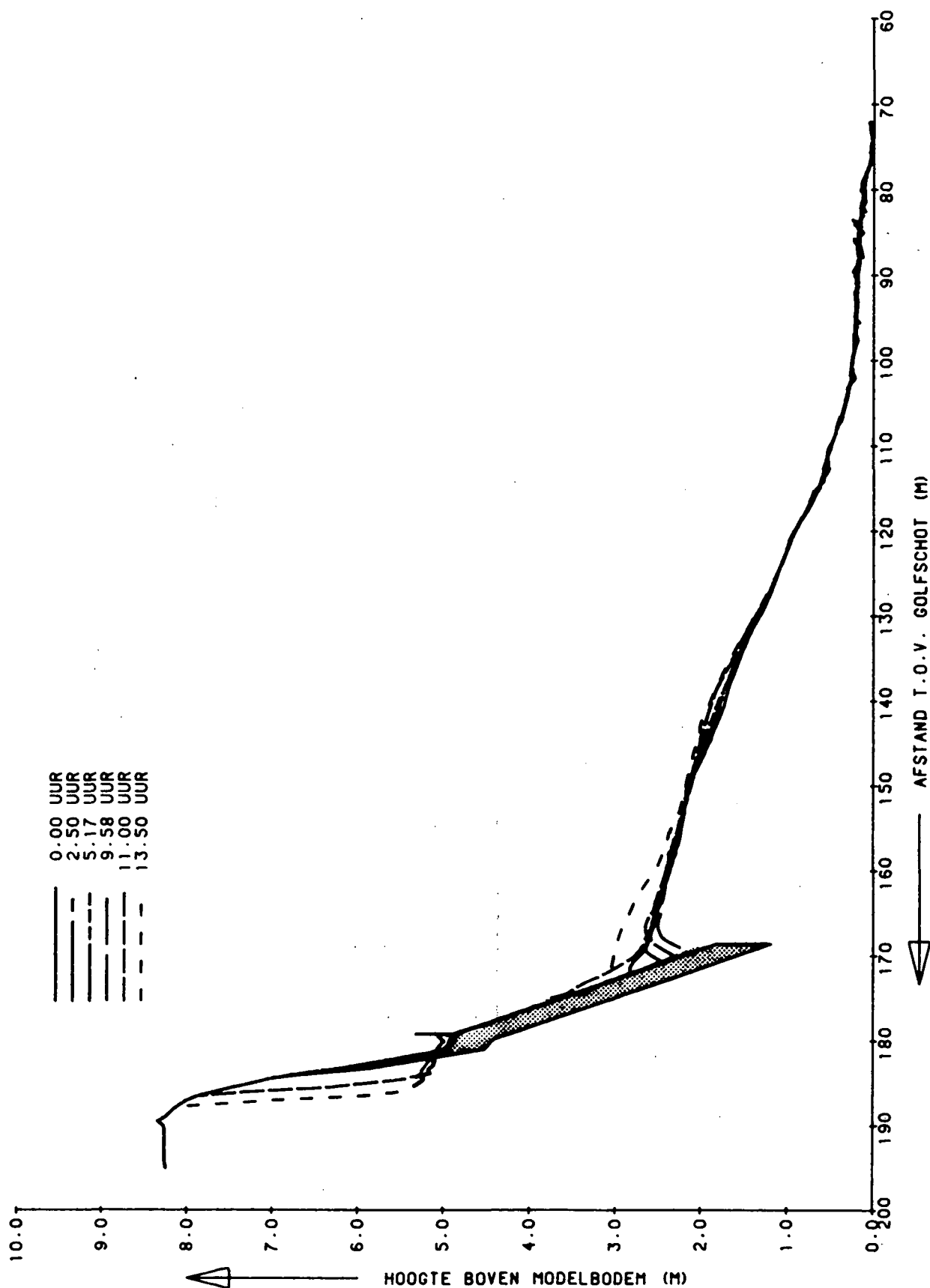
B₆=1.00

AL=0.10

WATERLOOPKUNDIG LABORATORIUM

M 2051

FIG.4.13



VIJGETER.GEMETEN VERLOOP DUINAFSLAG
IN MODEL

M 1958

P 02

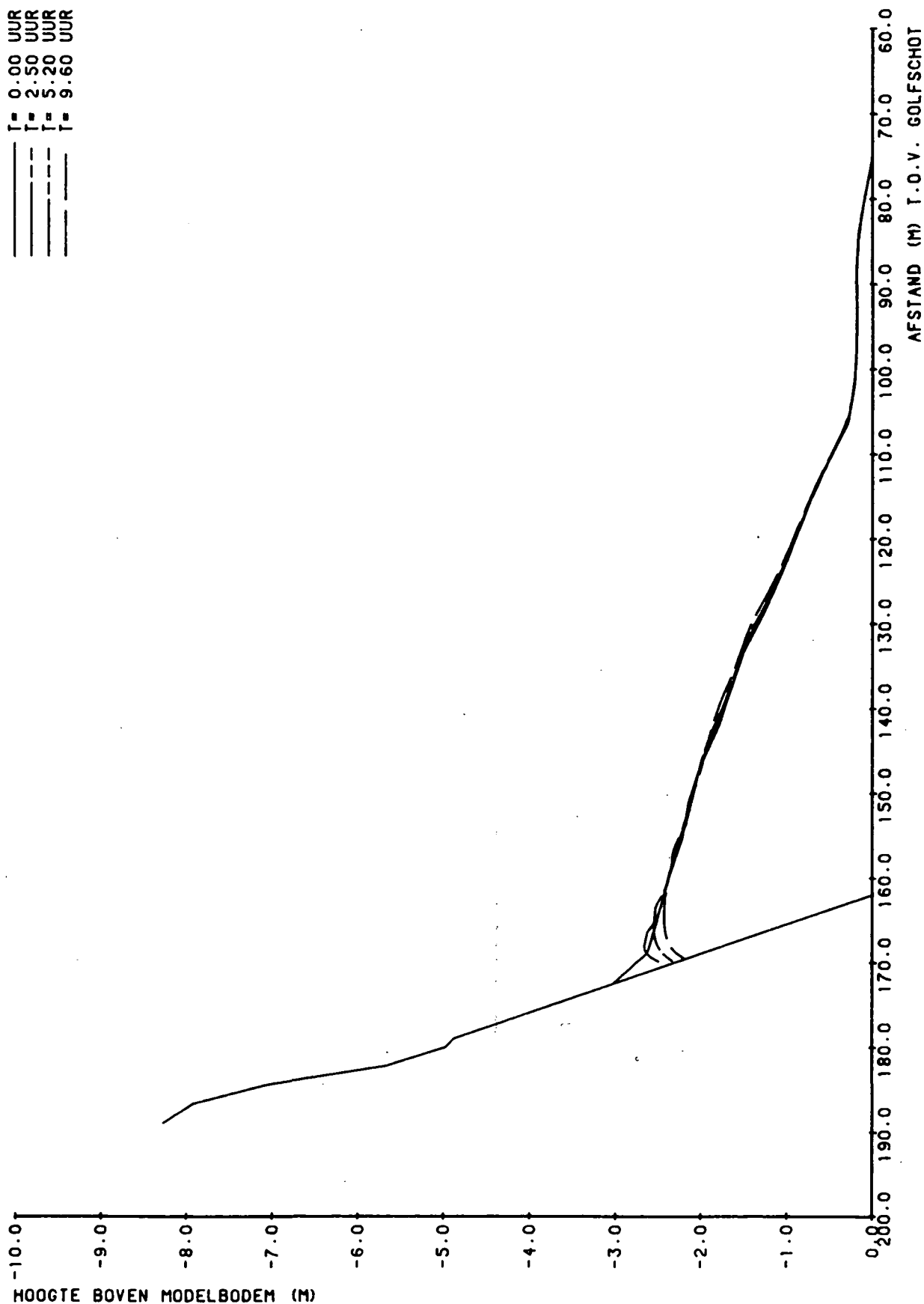
SAMENTREKKINGSFACTOR 10

WATERLOOPKUNDIG LABORATORIUM

M 2051

FIG.4.14

———— t = 0.00 UUR
 ———— t = 2.50 UUR
 ———— t = 5.20 UUR
 ———— t = 9.60 UUR



OSTRAN-6

DUINVOETVERDEDIGING

MODELWAARDEN

PROFIELONTWIKKELING T.G.V. OFFSHORE SEDIMENT
TRANSPORT (STIVE&BATTJES, 1984). MET GETIJVARIATIE

M1958 P02

DELTA X=0.5

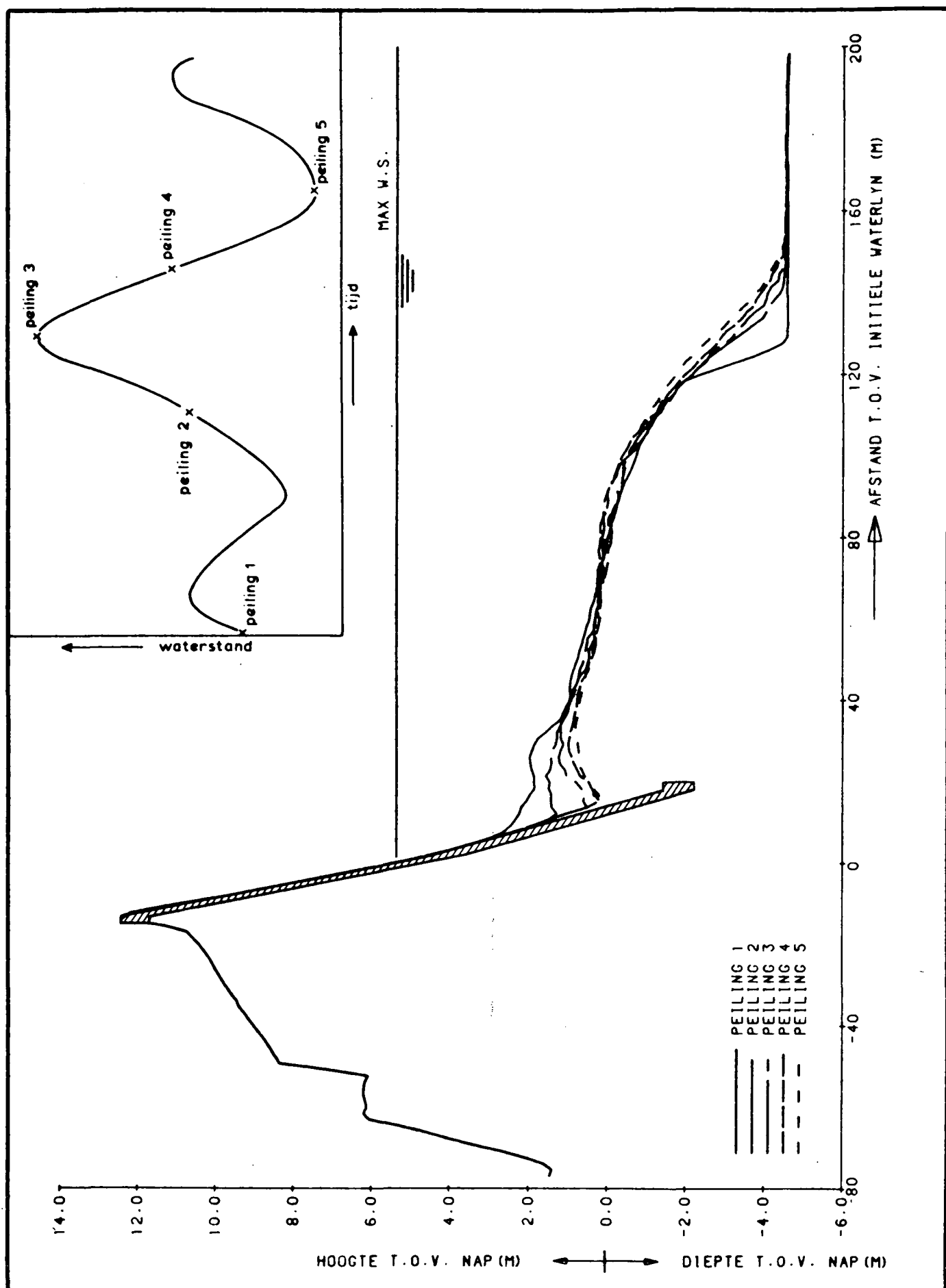
B_g = 100

AL=0.10

WATERLOOPKUNDIG LABORATORIUM

M 2051

FIG. 4.15



PROTOTYPE AFSLAGPROFIEL, GEMETEN
IN MODEL

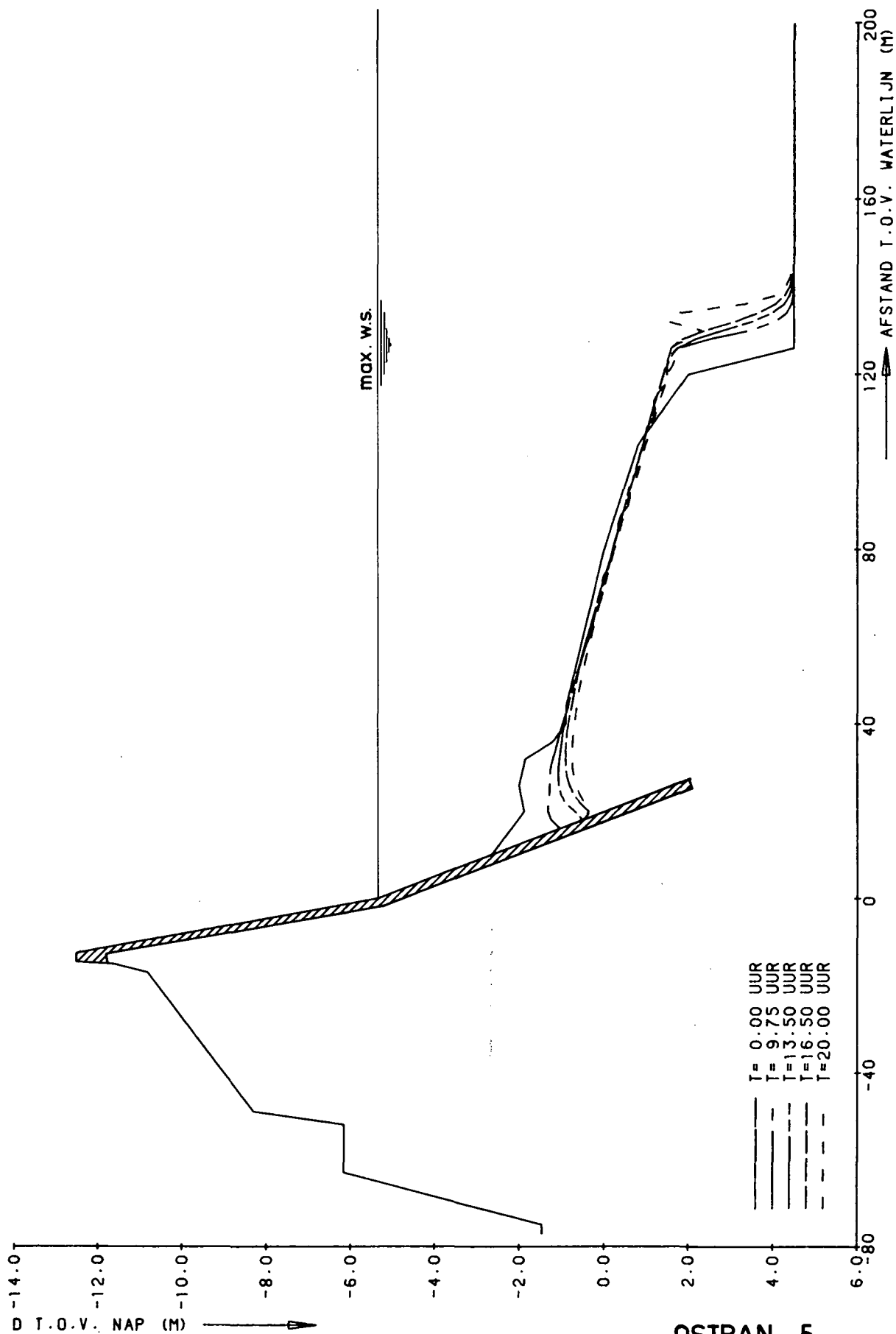
M 1819 - III

T 04

WATERLOOPKUNDIG LABORATORIUM

M 2051

FIG. 4.16



OSTRAN - 5

DUINVOETVERDEDIGING

PROFIELONTWIKKELING T.G.V. OFFSHORE SEDIMENT
TRANSPORT (STIVE&BATTJES,1984). MET GETIJVARIATIE

M1819 T04

DELTA X=2.

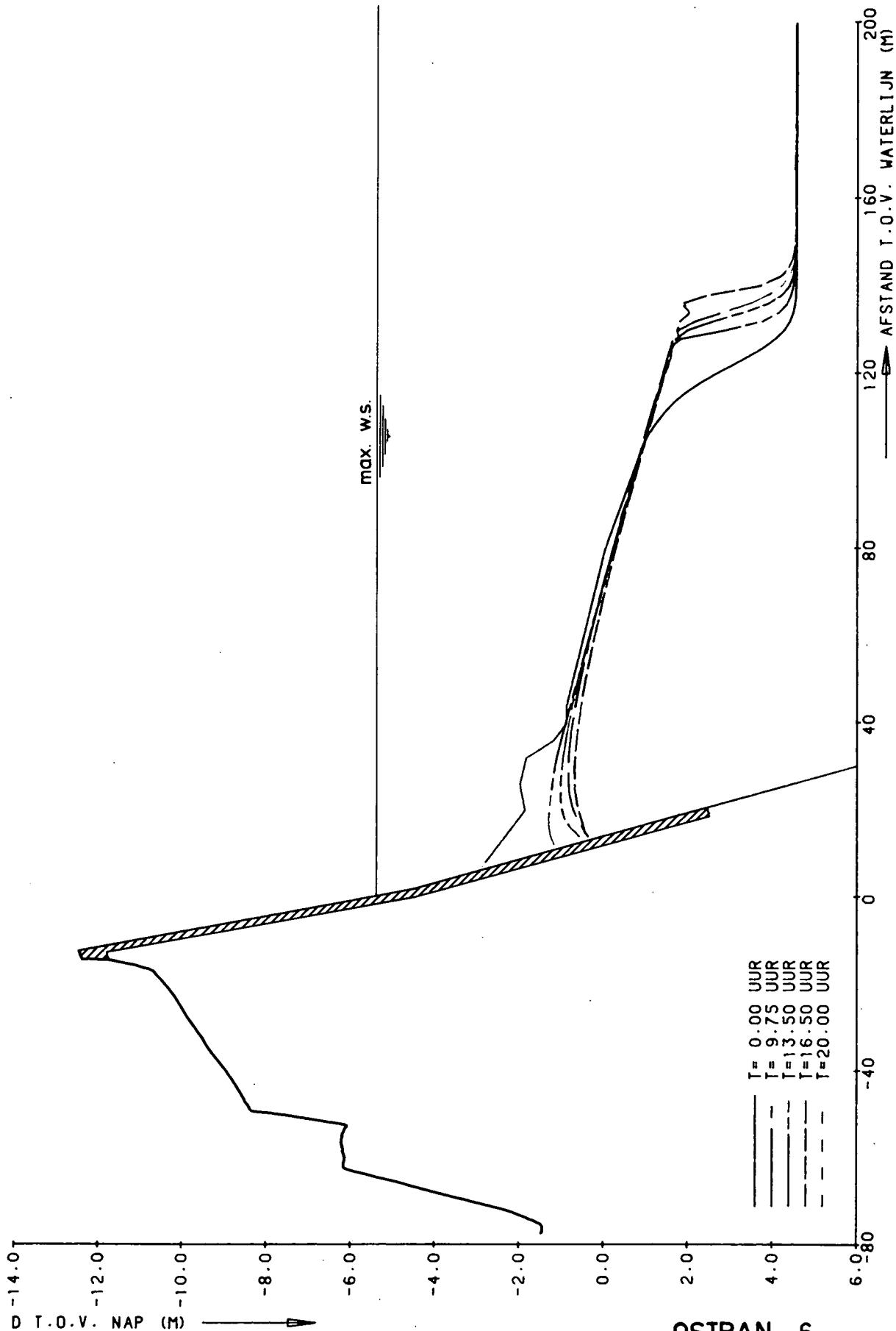
B₅= 0,0005

AL=0.2.0.3

WATERLOOPKUNDIG LABORATORIUM

M 2051

FIG. 4.17



OSTRAN - 6

DUINVOETVERDEDIGING

PROFIELONTWIKKELING T.G.V. OFFSHORE SEDIMENT
TRANSPORT (STIVE&BATTJES, 1984), MET GETIJVARIATIE

M1819 T04

DELTA X=0.1

$B_6 = 0.38$

AL=0.10

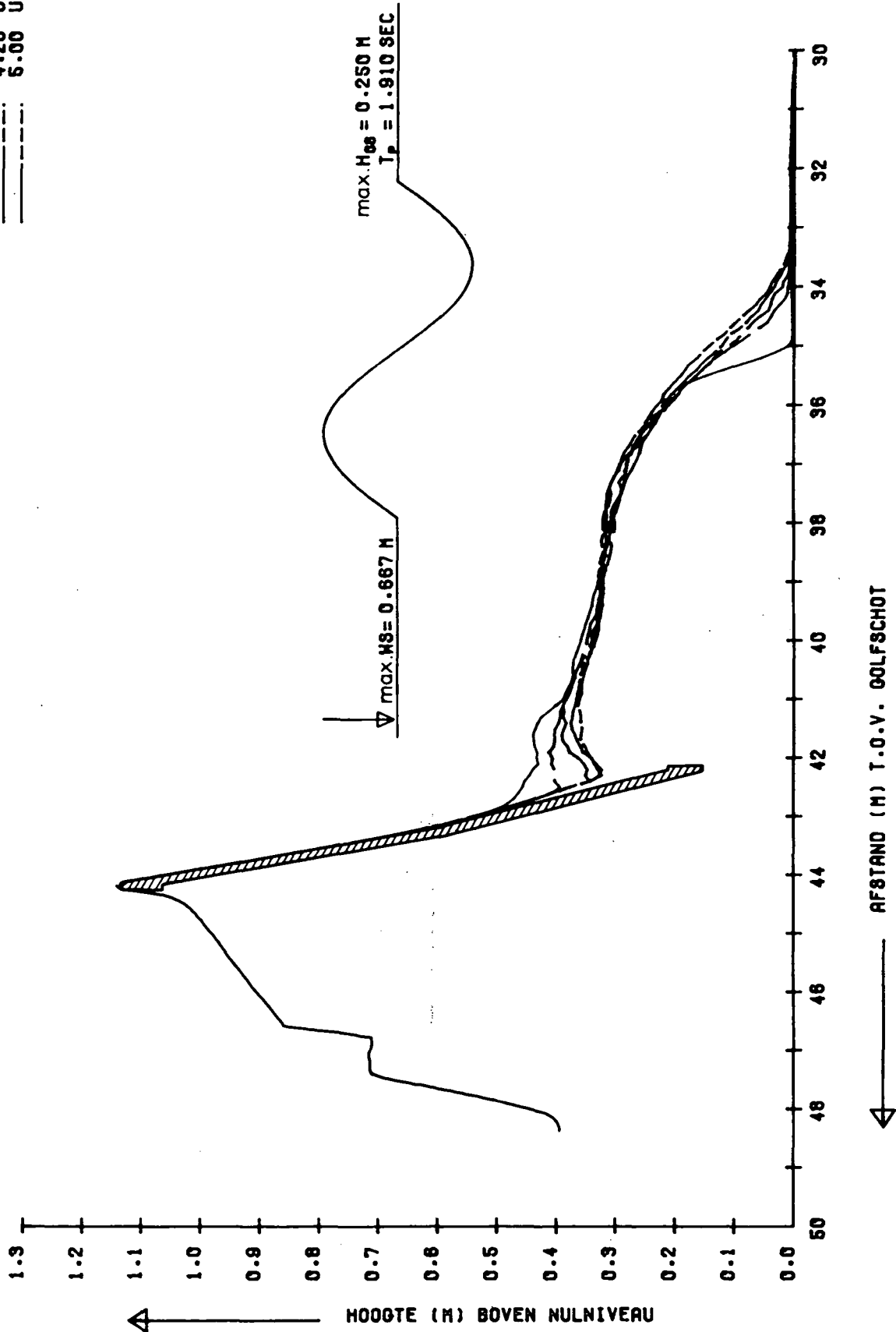
WATERLOOPKUNDIG LABORATORIUM

M 2051

FIG. 4.18

TIJD IN UREN NA START:

0.00 UUR
 2.50 UUR
 3.50 UUR
 4.25 UUR
 5.00 UUR



DWARSPROFIELEN

M 1819

T 04

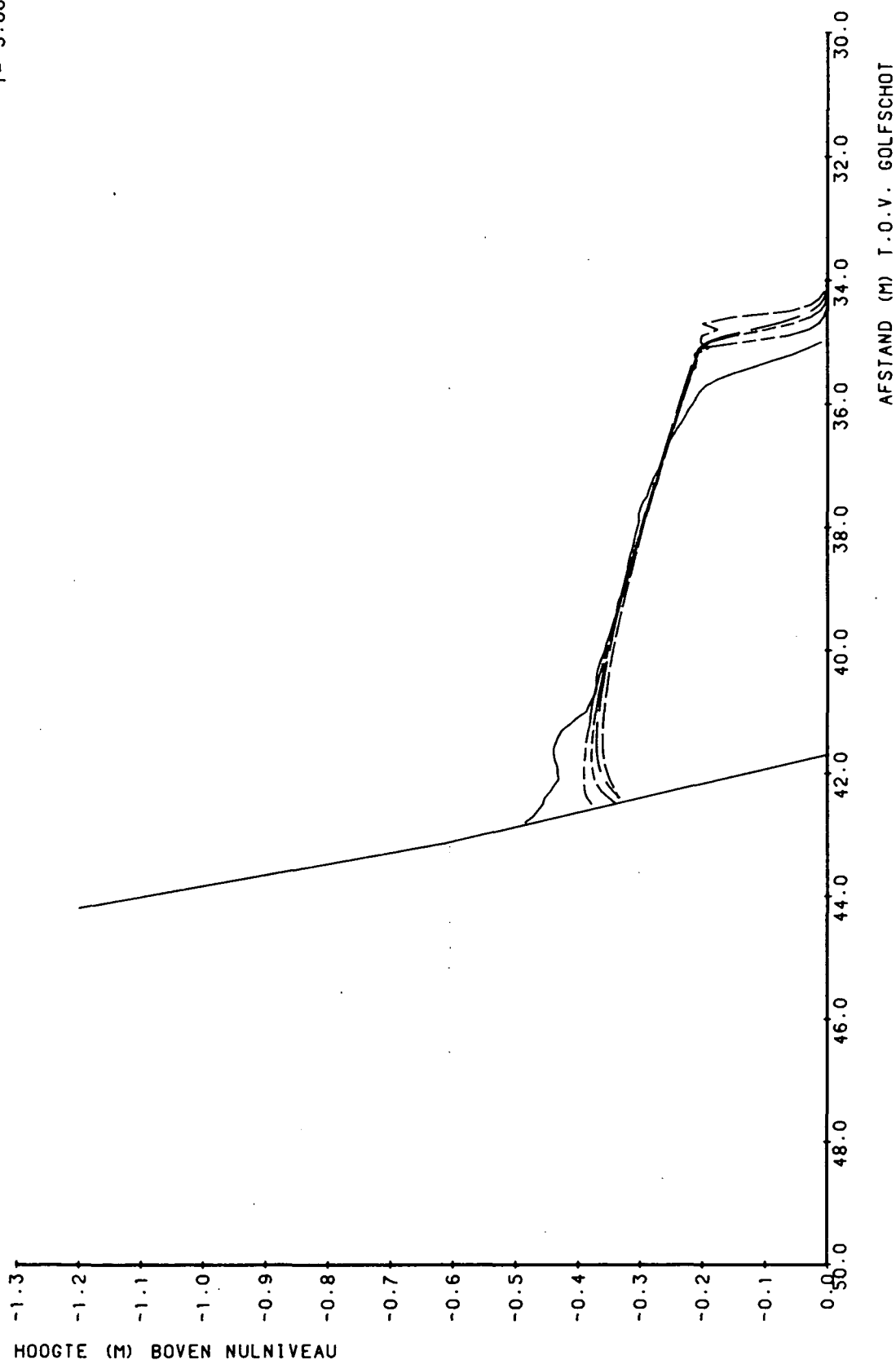
SCHAAL HOR . 1:100
 VERT. 1:10

WATERLOOPKUNDIG LABORATORIUM

M 2051

FIG. 4.19

T = 0.00 UUR
 T = 2.50 UUR
 T = 3.50 UUR
 T = 4.25 UUR
 T = 5.00 UUR



OSTRAN-6

DUINVOETVERDEDIGING

MODELWAARDEN

PROFIELONTWIKKELING T.G.V. OFFSHORE SEDIMENT
TRANSPORT (STIVE&BATTJES,1984). MET GETIJVARIATIE

M1819 T04

DELTA X=0.1

$B_b = 0.60$

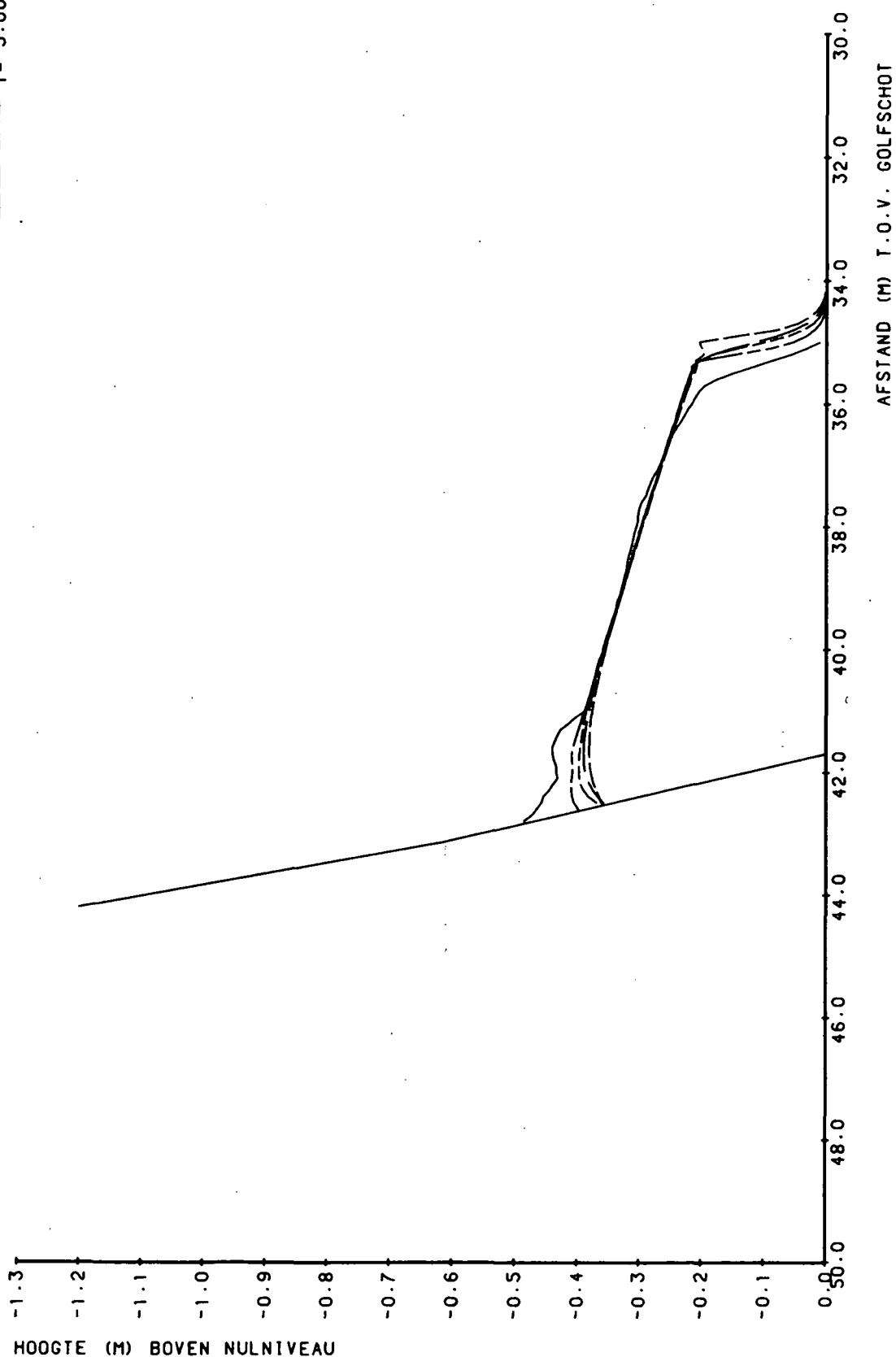
AL=0.10

WATERLOOPKUNDIG LABORATORIUM

M 2051

FIG. 4.20

T = 0.00 UUR
 T = 2.50 UUR
 T = 3.50 UUR
 T = 4.25 UUR
 T = 5.00 UUR



OSTRAN - 6

DUINVOETVERDEDIGING

MODELWAARDEN

M1819 T04

DELTA X=0.1

PROFIELONTWIKKELING T.G.V. OFFSHORE SEDIMENT
TRANSPORT (STIVE&BATTJES, 1984). MET GETIJVARIATIE

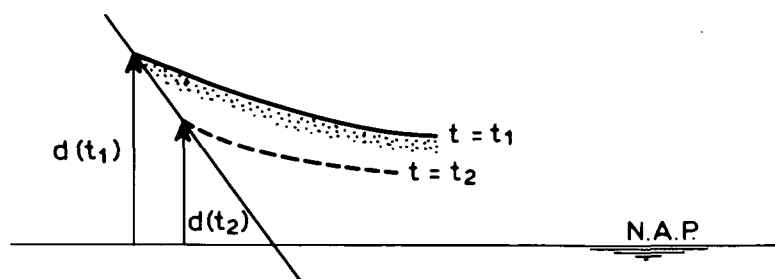
$B_6=0.38$

$AL=0.10$

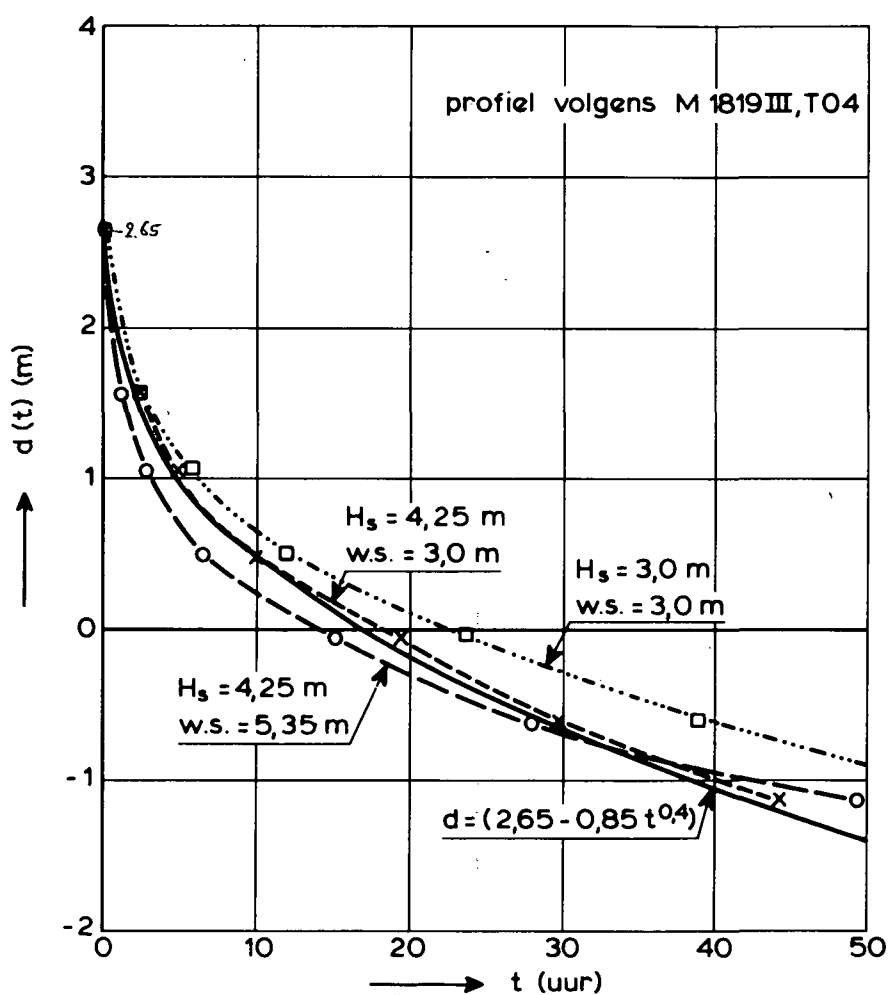
WATERLOOPKUNDIG LABORATORIUM

M 2051

FIG. 4.21



$d(t)$ = aansluiting strandprofiel met duinvoetverdediging



ONTWIKKELING EROSIEKUIL BIJ CONSTATE
RANDVOORWAARDEN VOLGENS OSTRAN

WATERLOOPKUNDIG LABORATORIUM

M 2051

FIG. 4.22