

KW-GET- 3143
Cornel- 1980

ONDERZOEK NAAR DE SNELHEDEN IN DE
SCHEEPVAARTOPENINGEN VAN DE STORM-
VLOEDKERING IN DE OOSTERSCHELDE.

R/1980/og/D. A.C. CORNELISSE

ONDERZOEK NAAR DE SNELHEDEN IN DE
SCHEEPVAARTOPENINGEN VAN DE STORM-
VLOEDKERING IN DE OOSTERSCHELDE.

Begeleiders:

A.C. Cornelisse,
van Glymesstraat 2,
4691 JA Tholen.

prof. dr. ir. M. de Vries,
ir. C. Verspuy,

INHOUDSOPGAVE

I	INLEIDING.	blz. 1.
II	BEREKENINGSMOGELIJKHEDEN.	blz. 4.
III	BEREKENING VOLGENS CHERIE.	blz. 8.
	III-1. Inleiding.	blz. 8.
	III-2. Berekeningsmethode.	blz. 9.
	III-3. Schematisatie Oosterscheldebekken.	blz. 15.
	III-4. Randvoorwaarden.	blz. 22.
	III-5. Rekenprogramma.	blz. 24.
	III-6. Vergelijking uitkomsten IMPLIC-EXPLIC.	blz. 29.
	III-7. Berekeningen m.b.v. CHERIE.	blz. 31.
	III-8. Invloed van de μ op de snelheden in de Roompot.	blz. 33.
IV	KOMBERGINGSBEREKENING.	blz. 34.
	IV-1. Inleiding.	blz. 34.
	IV-2. Berekeningsmethode.	blz. 39.
	IV-3. Bewerking invoergegevens.	blz. 42.
	IV-4. Berekening.	blz. 52.
V	RESULTATEN. EN CONCLUSIES.	blz. 54.

GEBRUIKTE SYMBOLEN

A	Oppervlakte stroomvoerend dwarsprofiel takken in CHERIE.(varieert met h)	L^2
a_r	Hydraulische straal	L
A_s	Oppervlakte stroomvoerend dwarsprofiel doorstroomopeningen.(beneden N.A.P.)	L^2
B	Kombergingsoppervlak of bergend-oppervlak in CHERIE.	L^2
B'	Breedte doorstroomopeningen	L
b	Bergende breedte	L
b_s	stroomvoerende breedte	L
C	Coëfficiënt van Chézy	$L^{\frac{1}{2}} T^{-1}$
D	Drempeldiepte t.o.v. N.A.P.	L
g	Versnelling van de zwaartekracht	$L T^{-2}$
h	Waterstand t.o.v. N.A.P.	L
h_x	Waterdiepte	L
I_b	Bodemverhang	-
k	Coëfficiënt in formule van Manning	$L^{1/3} T^{-1}$
\bar{m}	Coëfficiënt gelijk aan gA^{-1}	$L^{-3} T^2$
p	Variatie twee opeenvolgende taklengten	L
Q	Debiet	$L^3 T^{-1}$
s	Richting as van de geul	
s	Afstand	L
t	Tijd	T
t	Tijdstap	T
v	Stroomsnelheid	$L T^{-1}$
\bar{w}	Coëfficiënt gelijk aan $(C^2 A^2 a_r)^{-1}$	$L^{-6} T^2$
x	Taklengte	L
	Afvoercoëfficiënt	

Gebruikt eenhedenstelsel t.b.v. CHERIE.

hoogten, peilen, piëz. niveaus	1	m
breedten	100	m
lengten	1000	m
opp. dwarsprofiel	100	m ²
bergende oppervlakken	10 ⁵	m ²
snelheden	1	m/s
tijd	1000	s
gravitatieversnelling	1	m/s ²
debieten	100	m ³ /s
wrijvingscoëfficiënten	0.001	

I. Inleiding.

De stormvloedkering in de monding van de Oosterschelde zal na voltooiing passeerbaar dienen te zijn voor de scheepvaart.

Dit is op vele manieren te realiseren.

Twee ervan zullen in het hoofdonderzoek nader worden onderzocht n.l. een schutsluis en één of enkele scheepvaartopeningen.

Passeren van de kering door de schutsluis is, in normale omstandigheden, altijd mogelijk.

Bij toepassing van scheepvaartopeningen is het passeren slechts gedurende een gedeelte van de getijcyclus mogelijk, daar passeren bij grote stroomsnelheden gevaar met zich mee brengt en daarom niet is toegestaan.

Om nu de tijd te kunnen vaststellen dat, per getijcyclus, passeren mogelijk is, is het nodig om het verloop van de snelheid (in de openingen) in de tijd te kennen.

Daartoe zal in dit deelonderzoek een getijberekening worden uitgevoerd.

Allereerst wordt daartoe in hoofdstuk II ingegaan op de mogelijkheden die ter beschikking staan om de berekeningen uit te voeren en de daarbij gemaakte vooronderstellingen.

De berekeningen zullen worden uitgevoerd met het programma *CHERIE* volgens de expliciete differentie-methode.

De uitkomsten zullen vergeleken worden met de uitkomsten bepaald volgens een berekening met behulp van het programma *IMPLIC.*

In hoofdstuk III wordt ingegaan op de berekening volgens het programma *CHERIE*.

Na een korte inleiding (hoofdstuk III-1) wordt in hoofdstuk III-2 ingegaan op de berekeningsmethode.

Hierin wordt de centrale differentiebenadering, waarop het programma *CHERIE* is gebaseerd, behandeld.

Verder wordt gekeken naar de fout welke gemaakt wordt bij toepassing van deze benadering, naar de manier waarop de geulen worden weergegeven in het netwerk en naar de eis, waaraan voldaan dient te worden in verband met de stabiliteit.

In hoofdstuk III-3 wordt aandacht besteed aan de schematisatie van het Oosterscheldebekken en de problemen die hiermee samenhangen.

Hierin wordt tevens aangegeven hoe de omrekeningsfactoren voor A, a_r en B worden bepaald, voor de omrekening van de takgegevens van IMPLIC naar CHERIE en de mogelijkheden om de doorstroomopeningen in het netwerk in te voeren.

De randvoorwaarden komen in hoofdstuk III-4 aan de orde en het rekenprogramma in hoofdstuk III-5.

Hoofdstuk III-6 behandelt de vergelijking van de uitkomsten, gevonden met het programma CHERIE, met de uitkomsten van het programma IMPLIC van Rijkswaterstaat.

Dezelfde randvoorwaarden zijn gebruikt, maar een ijking aan de uitkomsten van IMPLIC is toch niet op zijn plaats, daar beide schematisaties berusten op verschillende bekkengegevens.

Daarom wordt volstaan met een vergelijking van de resultaten.

In hoofdstuk III-7 komen de berekeningen aan de orde, die na de vergelijking van de resultaten zijn uitgevoerd.

Voor de vergelijking zijn de doorstroomopeningen ingevoerd in de vorm van een duiker met een constant doorstroomoppervlak.

De duiker wordt nu vervangen door een overlaat met $\mu = 0.9$ resp. $\mu = 0.8$.

Tenslotte is in hoofdstuk III-8 ingegaan op de invloed van de waarde van μ op de stroomsnelheden in de scheepvaartopeningen.

De beschikbare tijd voor passeren is voor beide waarden van μ eveneens vergeleken.

De kombergingsberekening wordt behandeld in hoofdstuk IV.

Begonnen wordt met een korte inleiding in hoofdstuk IV-1, waarna in hoofdstuk IV-2 de berekeningsmethode de aandacht krijgt.

Hoofdstuk IV-3 geeft een overzicht van de bewerking van de invoergegevens, zoals buitenwaterstanden, eventuele rivierafvoeren, het (variabele) kombergingsoppervlak, het stroomvoerend dwarsprofiel van de doorstroomopeningen, het referentievlak en de snelheids- en afvoercoëfficiënten.

Het lag in de bedoeling om voor de berekening gebruik te maken van het programma van van de Raadt en Dirksen.

Dit bleek echter op het laatste moment niet meer te werken, hoewel het in augustus 1979 nog beproefd is voor het probleem van de auteurs.

Om toch een vergelijking te kunnen maken kan een handberekening worden verricht.

In hoofdstuk V zijn een tweetal mogelijkheden overwogen.

Gekozen is voor het uitvoeren van een tweetal berekeningen met de over het gehele bekken geïntegreerde continuïteits-vergelijking.

Voor berekening I is gebruikgemaakt van de met behulp van een CHERIE-berekening gevonden getijkromme juist binnen de kering.

In berekening II is het gemiddelde genomen van de waarden juist binnen de kering en de waarden achter in het bekken (Oesterdam).

De controle met deze berekening II gaf verschillen van 5%, terwijl de verschillen bij berekening I ca. 25% bedroegen.

Tenslotte zijn in hoofdstuk V de resultaten van de voor het hoofd-ontwerp belangrijke berekeningen met het programma CHERIE gememoreerd.

Uit de berekeningen, beschreven in hoofdstuk III-7, kan worden geconcludeerd, dat een verhoging van de waarde van de afvoer-coëfficiënt gunstige invloed heeft op de grootte van het voor passeren beschikbare tijdsinterval.

Verder is de beschikbare periode rond de hoogwaterkentering kleiner dan rond de laagwaterkentering.

Hoewel de gebruikte schematisatie, gebaseerd op de recentste gegevens van het Oosterscheldebekken, niet geijkt is aan natuurmetingen, maar vergeleken is met uitkomsten verkregen met het programma IMPLIC, gebaseerd op oudere gegevens van het Oosterscheldebekken, zijn de gevonden waarden toch goed bruikbaar als schattingen van het voor passeren beschikbare tijdsinterval.

De berekeningen zijn slechts uitgevoerd voor een normaal springtij, maar door invoeren van andere randvoorwaarden is via een nieuwe berekening, de grootte van het beschikbare tijdsinterval, behorend bij deze andere randvoorwaarden, eenvoudig te bepalen.

II.

BEREKENINGSMOGELIJKHEDEN

De beschrijving van de waterbeweging in een zeearm is in feite *die van* eendrie dimensionaal probleem.

Gelukkig kan dit in veel gevallen op verantwoorde wijze worden geschematiseerd tot een probleem in twee dimensies.

Is het mogelijk de schematisatie nog verder door te voeren, zodat een probleem in een dimensie ontstaat, dan zijn er nagenoeg geen beperkingen meer voor het uitvoeren van berekeningen.

Voor de beschrijving van de waterbeweging bij als één dimensionaal te beschouwen problemen, spelen de volgende twee differentiaal vglⁿ een grote rol:

Continuïteits vgl:
$$\frac{\partial Q(s,t)}{\partial s} = -b(s,t) \frac{\partial h(s,t)}{\partial t} \quad (\text{II -1})$$

Bewegings vgl:
$$\begin{aligned} \frac{\partial h(s,t)}{\partial s} = & -\frac{1}{gA(s,t)} \frac{\partial Q(s,t)}{\partial t} - \frac{Q(s,t)/Q(s,t)}{C^2 A^2(s,t) a_r(s,t)} \\ & + \frac{2b(s,t)}{gA^2(s,t)} Q(s,t) \frac{\partial h(s,t)}{\partial t} + U_w \end{aligned} \quad (\text{II -2})$$

hierin is:
$$-\frac{1}{gA(s,t)} \frac{\partial Q(s,t)}{\partial t} = \text{de traagheidsterm.}$$

$$-\frac{Q(s,t)/Q(s,t)}{C^2 A^2(s,t) a_r(s,t)} = \text{de weerstandsterm.}$$

$$\frac{2b(s,t)}{gA^2(s,t)} Q(s,t) \frac{\partial h(s,t)}{\partial t} = \text{de Bernoulliterm.}$$

$$U_w = \text{de invloed van de wind.}$$

Bovenstaande vergelijkingen gelden met in achtneming van de volgende veronderstellingen:

- a. De dichtheid van het water is constant verondersteld in s en t.
- b. De stroming is bij voldoende benadering één dimensionaal.
- c. De stroomvoerende breedte is constant in

- de lengterichting en bij voldoende benadering ook in de tijd (dus met h).
- d. De kromming van de stroomlijnen in verticale richting is dermate klein dat met een hydrostatische drukverdeling mag worden gerekend.
 - e. Het getal van Froude v/\sqrt{gh} is klein t.o.v. 1 (waarin v de gemiddelde horizontale snelheid in het stroomvoerend dwarsprofiel).
 - f. De invloed van de weerstand wordt weergegeven door de vergelijking van CHEZY.
 - g. Het bodemverhang I_b is over de beschouwde lengte verwaarloosbaar klein.
 - h. De snelheidscomponent in s -richting (hoofdrichting) van het zijdelings toegevoerde, resp. afgevoerde water is nul.

Voor het oplossen van het stelsel simultane differentiaal vergelijkingen kan men gebruik maken van analytische oplossingsmethoden of numerieke oplossingsmethoden.

Het toepassen van analytische methoden (b.v. harmonische methode), verschaft meer inzicht in het karakter van de beschouwde verschijnselen, maar kan al spoedig ontaarden in enorme hoeveelheden rekenwerk.

Bij de harmonische methode wordt de getijkromme beschreven door een aantal sinusvormige krommen te superponeren tot de benadering de gewenste nauwkeurigheid heeft verkregen.

Sterk onregelmatige getijkrommes zullen slechts door een zeer groot aantal Fourier componenten in de berekening te betrekken, nauwkeurig genoeg kunnen worden weergegeven.

Een ander bezwaar bij toepassing van de harmonische methode is, dat de vergelijking^{en} slechts lineaire termen mogen bevatten.

Bekijken we de bewegingsvergelijking, dan zien we dat niet alle termen aan deze voorwaarden voldoen, zodat hier gelineairiseerd moet worden, hetgeen deze berekeningen spoedig te gecompliceerd maakt.

De differentie-methodeⁿ hebben deze bezwaren niet.

Het invoeren van willekeurig variërende randvoorwaarden (o.a. vertikaal getij met eventueel stormeffect) is zonder meer goed mogelijk.

Tevens zal het niet-lineaire karakter van de vgl (II-1) en (II-2) volledig in de berekening tot zijn recht kunnen komen.

De berekeningen kan men zo nauwkeurig uitvoeren als men wil.

Door de mogelijkheid om bij grote hoeveelheden rekenwerk de computer in te schakelen wordt er veelvuldig van de differentie-methoden gebruik gemaakt.

Dit maakt, ook voor het (door ons) beschouwde probleem, het gebruik van deze methode aantrekkelijk.

Naast de toe te passen berekeningsmethode speelt ook de schematisatie van het te beschouwen bekken een rol.

Voor een relatief kort bekken kan de voortplanting van de periodieke lange golf voldoende nauwkeurig beschreven worden met een z.g.n. kombergingsbeschouwing.

Naarmate het bekken langer wordt t.o.v. de golflengte van de getijgolf, wordt een benadering met een kombergingsbeschouwing minder goed mogelijk.

Voor ons probleem (het Oosterschelde bekken) zou een numerieke oplossing, gebaseerd op een kombergingsbeschouwing, worden vergeleken met een numerieke oplossing gebaseerd op het programma CHERIE.

De berekening met behulp van een kombergingsbeschouwing zou worden verricht met behulp van het door P.J. van den Raadt en J. Dirksen gebruikt programma, (later bleek dit helaas niet mogelijk).

Hiermee kunnen de waterstanden, stroomsnelheden en stromings-toestanden worden bepaald voor bekkens met vele variabelen.

Het bekken mag maximaal drie sluitgaten of doorstroomopeningen bevatten.

In het programma worden deze aangeduid als 'vertikaal te sluiten gat', 'horizontaal te sluiten gat' en 'uitwateringssluis'.

Voor het door ons te beschouwen probleem worden dit 'opening I', 'opening II' en 'opening III'.

De bekken-variabelen betreffen voornamelijk de buitenwaterstanden, de (eventuele) rivierafvoeren, de kombergingsoppervlakte als functie van de waterstand op het bekken, het stroomvoerend profiel van de sluitgaten (doorstroomopeningen) en de snelheids- en afvoercoëfficiënten.

Deze variabelen kunnen op verschillende manieren in het programma worden ingevoerd, waarbij de buitenwaterstanden per opening gevariëerd kunnen worden.

Omdat in de laatste fase van het afstudeerwerk bleek dat het programma helaas niet meer werkte (vermoedelijk door wijzigingen in de compiler), moest van toepassing van deze berekeningsmethode worden afgezien (zie blz. 52 en 53).

Het programma CHERIE maakt gebruik van de expliciete differentiemethode en is geschreven door ir. N. Booy.

Dit programma is geschikt voor getijberekeningen van een willekeurig netwerk van geulen met constante, periodieke of variabele randvoorwaarden, waarin eventueel één of meerdere sluitgaten, duikers, uitwateringssluizen of buissecties kunnen worden opgenomen.

Het wordt toegepast met de IBM 360/65 van de Wiskundige Dienst van de Technische Hogeschool Delft.

III. BEREKENING VOLGENS CHERIE.

III-1. Inleiding.

Het programma-CHERIE kan worden gebruikt voor het berekenen van de in de tijd variërende stromingen in een stelsel van waterlopen.

De werkelijkheid wordt geschematiseerd tot een netwerk van takken en knooppunten.

Iedere tak is bepaald door het opgeven van beide knooppunten, die door de betreffende tak zijn verbonden.

De onderlinge ligging (richting) van de verschillende takken is echter niet op te geven.

Het CHERIE-programma is slechts te gebruiken voor problemen, waarin bovengenoemde beperking geen rol speelt.

Eigelijk is het dus een één-dimensionaal netwerk-model.

Door een goede schematisatie is het programma ook goed bruikbaar voor problemen als het onderhavige.

Het programma CHERIE gaat niet uit van de volledige bewegings-vergelijking.

De Bernoulliterm en de term, die de Corioliskracht beschrijft, zijn in de berekeningen verwaarloosd.

Voor een smal bekken is de Corioliskracht inderdaad verwaarloosbaar, maar voor een bekken als de Oosterschelde eigenlijk niet.

In het hydraulische model van het Oosterschelde bekken M 1000, in het waterloopkundig laboratorium is de invloed van deze grootte in rekening gebracht door het aanbrengen van speciale coriolistollen.

De windinvloed is wel in te voeren, maar dan als constante over het gehele tijdsinterval.

Ondanks bovenstaande opmerkingen is het programma te gebruiken voor de oplossing van een breed scala van problemen.

Op eenvoudige wijze zijn kunstwerken, zoals uitwateringssluizen, overlaten en duikers in het netwerk op te nemen.

Voor het Oosterschelde-bekken met inbegrip van stormvloedkering en compartimenteringsdammen is het programma dan ook zeer goed bruikbaar.

III-2 Berekeningsmethode.

Ook voor een getijberekening m.b.v. het programma CHERIE wordt uitgegaan van het stelsel van twee simultane partiële differentiaal-vglⁿ (II-1) en II-2).

Deze zijn hieronder nogmaals weergegeven:

$$\text{Continuïteits vgl.: } \frac{\partial Q(s,t)}{\partial s} = -b(s,t) \frac{\partial h(s,t)}{\partial t} \quad (\text{III} - 1)$$

$$\begin{aligned} \text{Bewegings vgl.: } \frac{\partial h(s,t)}{\partial s} = & -\frac{1}{gA(s,t)} \frac{\partial Q(s,t)}{\partial t} - \frac{Q(s,t)/Q(s,t)}{C^2 A^2(s,t) a_r(s,t)} + \\ & \frac{2b(s,t)}{gA^2(s,t)} Q(s,t) \frac{\partial h(s,t)}{\partial t} + U_w \quad (\text{III} - 2) \end{aligned}$$

Voor berekening m.b.v. CHERIE wordt in de bewegings vgl. de Bernoulli-term verwaarloosd. *+ Bernoulli*

Als ook de invloed van de wind buiten beschouwing wordt gelaten, resulteert dit in de volgende twee differentiaal vglⁿ.

$$\text{Continuïteits vgl.: } \frac{\partial Q(s,t)}{\partial s} = -b(s,t) \frac{\partial h(s,t)}{\partial t} \quad (\text{III} - 3)$$

$$\text{Bewegings vgl.: } \frac{\partial h(s,t)}{\partial s} = -\frac{1}{gA(s,t)} \frac{\partial Q(s,t)}{\partial t} - \frac{Q(s,t)/Q(s,t)}{C^2 A^2(s,t) a_r(s,t)} \quad (\text{III} - 4)$$

Daar in het programma CHERIE de centrale differentie-benadering wordt toegepast, dienen in de vglⁿ (III-3) en (III-4) alle differentiaal-quotiënten te worden vervangen door differentie-quotiënten.

Allereerst de continuïteits vgl.:

Als centraal punt nemen we het punt (s,t).

$$\frac{Q(s+\Delta s,t) - Q(s-\Delta s,t)}{2\Delta s} = -b(s,t) \frac{h(s,t+\Delta t) - h(s,t-\Delta t)}{2\Delta t} \quad (\text{III} - 5)$$

Indien nu de $h(s,t - \Delta t)$, $Q(s+\Delta s,t)$ en $Q(s-\Delta s,t)$ bekend zijn, kan $h(s,t+\Delta t)$ worden berekend.

Deze $h(s,t+\Delta t)$ gebruiken we weer in de bewegingsvgl. met centraal punt $(s+\Delta s,t+\Delta t)$ of $(s-\Delta s,t+\Delta t)$.

De bewegings vgl. met centraal punt $(s+\Delta s, t+\Delta t)$ wordt dan:

$$\frac{h(s+2\Delta s, t+\Delta t) - h(s, t+\Delta t)}{2\Delta s} = -\bar{m}(s+\Delta s, t+\Delta t) \mp \frac{Q(s+\Delta s, t+2\Delta t) - Q(s+\Delta s, t)}{2\Delta t} -$$

$$\bar{w}(s+\Delta s, t+\Delta t) \mp Q(s+\Delta s, t+\Delta t)/Q(s+\Delta s, t+\Delta t) \quad (\text{III} - 6)$$

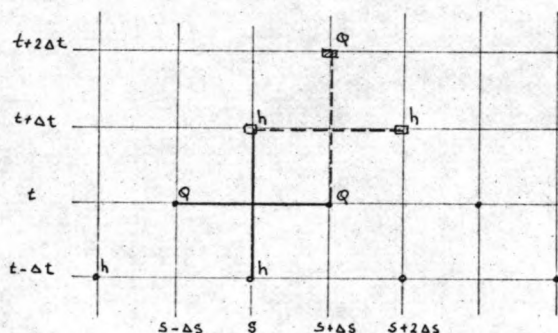
Hierin stelt $\bar{m}(s+\Delta s, t+\Delta t)$ voor: $\frac{1}{gA(s+\Delta s, t+\Delta t)}$

Hierin stelt $\bar{w}(s+\Delta s, t+\Delta t)$ voor: $\frac{1}{C^2 A^2(s+\Delta s, t+\Delta t) a_r(s+\Delta s, t+\Delta t)}$

Als we nu verder nog $Q(s+\Delta s, t+\Delta t)/Q(s+\Delta s, t+\Delta t)$ vervangen door

$$Q(s+\Delta s, t+2\Delta t)/Q(s+\Delta s, t)/$$

kunnen we $Q(s+\Delta s, t+2\Delta t)$ berekenen, als $Q(s+\Delta s, t)$, $h(s+2\Delta s, t+\Delta t)$ en $h(s, t+\Delta t)$ bekend zijn. (zie fig. III-1).



figuur III - 1

Veronderstelt wordt dat op een tijdstip $t-\Delta t$ alle h -waarden gegeven zijn op een afstand van $2\Delta s$ en op een tijdstip t alle Q -waarden op onderlinge afstand van $2\Delta s$, en op een afstand van Δs van de bekende h -waarden.

Bovenstaande methode maakt het mogelijk beurtelings een nieuwe waarde voor h en Q te berekenen.

De punten waarin de h en de Q zijn gedefinieerd blijken over een afstand Δs te verspringen (en over Δt).

Voor het verkrijgen van een oplossing zijn beginvoorwaarden en randvoorwaarden vereist.

Over het algemeen zijn de randvoorwaarden wel aanwezig maar ontbreken de begin-voorwaarden.

Dit betekent dat de waarden van h op t_0 (start van de berekening) en de waarden voor Q op $t_0 + \Delta t$ geschat dienen te worden.

De invloed van de schattingen (beginvoorwaarden) zal, na een zekere tijd (inspeelperiode), uitgedempt zijn.

De schematisatie van het bekken dient te worden afgestemd op de manier van berekenen.

Een getijgeul met bijbehorend kombergingsgebied vormt een tak of "vak".

De h -waarden worden berekend in de knooppunten of "vakgrenzen", terwijl de Q -waarden in het midden van het vak worden berekend. Knooppunten en takken vormen samen een netwerk, waarbij de waterhoogten in de knooppunten en de debieten in de takmiddens worden berekend.

Wil het netwerk de werkelijkheid zo goed mogelijk benaderen, dan zal men er vaak splitsingspunten in aantreffen.

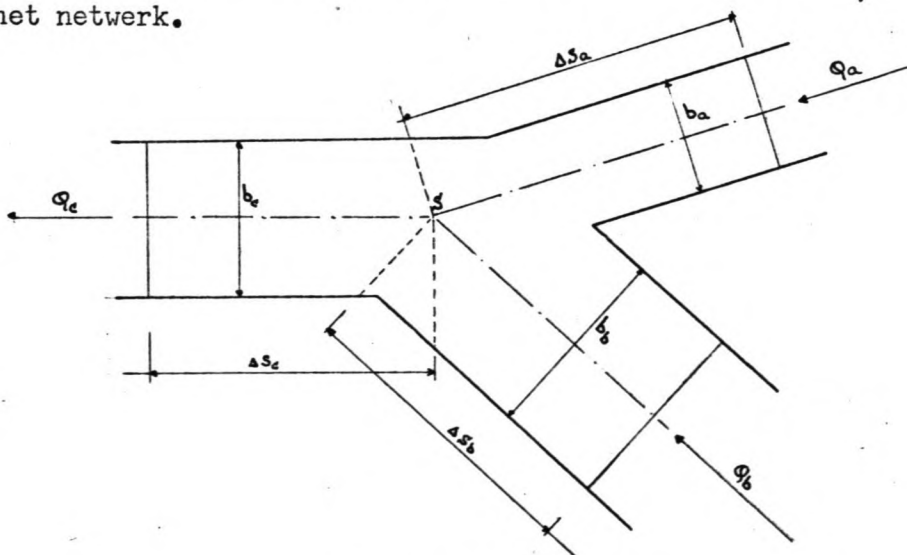
Splitsingspunten vereisen speciale aandacht.

In een splitsingspunt (fig. III-2) komen b.v. drie takken a , b , c bij elkaar.

In het knooppunt s kan geen discontinuïteit in de waterspiegel optreden.

Hier kan dus wel één h -waarde worden gedefinieerd, maar niet één Q -waarde.

Vandaar dat steeds een splitsingspunt samenvalt met een knooppunt uit het netwerk.



figuur III - 2

Voor de waterhoogten in s geldt: $h_s = h_a = h_b = h_c$.

De bewegingsvergelijking is gewoon bruikbaar in de eerder vermelde vorm.

De continuïteitsvergelijking wordt herschreven tot:

$$B \frac{\partial h(s,t)}{\partial t} = \sum Q = Q_a + Q_b - Q_c$$

B is het bergend oppervlak, behorend bij het knooppunt s.

$$B = b_a \Delta s_a + b_b \Delta s_b + b_c \Delta s_c$$

Naar het knooppunt toe is het debiet Q positief gerekend (Q_a, Q_b), van het knooppunt af negatief (Q_c).

De h-waarde is het representatieve peil voor de bepaling van het kombergingsoppervlak B.

Dit resulteert in de volgende differentie vgl.:

$$\frac{h(s,t+\Delta t) - h(s,t-\Delta t)}{2\Delta t} = \frac{1}{B} \sum Q_t$$

Als we $h(s,t+\Delta t)$ willen uitdrukken in de (bekende) $h(s,t-\Delta t)$ en de waarden voor Q wordt dit:

$$h(s,t+\Delta t) = h(s,t-\Delta t) + \frac{2\Delta t}{B(s,t)} \sum Q_t$$

$\sum Q_t$ is de som van de debieten door de takmiddens van de takken, die het splitsingspunt vormen, op tijdstip t (naar knooppunt toe is Q positief).

Een moeilijkheid, die niet alleen bij splitsingspunten, maar ook elders in het netwerk kan optreden, is dat de opeenvolgende takken niet te veel in lengte mogen variëren.

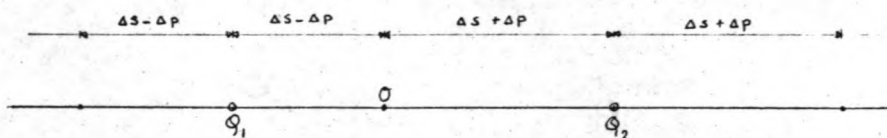
Het principe is namelijk gebaseerd op de berekening van de waarde voor h halverwege tussen de punten waar de Q-waarden berekend worden.

Hoe groot is de fout die gemaakt wordt als de taklengtes verschillen.

Stel, het verschil in lengte tussen de takken is $2\Delta p$.

De ene tak is lang ($\Delta s + \Delta p$), de opvolgende ($\Delta s - \Delta p$).

De te berekenen h-waarde ligt niet halverwege de takmiddens (fig. III-3).



figuur III - 3

We berekenen in feite $\frac{\partial Q}{\partial s} = \frac{Q_1 - Q_2}{2\Delta s}$, dit is voor bovenstaande figuur niet helemaal juist.

Om de orde van grootte van de fout te kunnen bepalen gaan we Q_2 en Q_1 uitdrukken in een reeks van Taylor.

$$\begin{aligned}
 Q_2 (\Delta s + \Delta p) &= Q_0 + \frac{(\Delta s + \Delta p)}{1!} \frac{\partial Q_0}{\partial s} + \frac{(\Delta s + \Delta p)^2}{2!} \frac{\partial^2 Q_0}{\partial s^2} + \dots \\
 Q_1 (\Delta s - \Delta p) &= Q_0 - \frac{(\Delta s - \Delta p)}{1!} \frac{\partial Q_0}{\partial s} + \frac{(\Delta s - \Delta p)^2}{2!} \frac{\partial^2 Q_0}{\partial s^2} + \dots \\
 \hline
 Q_2 (\Delta s + \Delta p) - Q_1 (\Delta s - \Delta p) &= 2\Delta s \frac{\partial Q_0}{\partial s} + 2\Delta s \Delta p \frac{\partial^2 Q_0}{\partial s^2} + \dots \\
 \frac{\partial Q_0}{\partial s} &= \frac{Q_2 (\Delta s + \Delta p) - Q_1 (\Delta s - \Delta p)}{2\Delta s} - \Delta p \frac{\partial^2 Q_0}{\partial s^2} - \dots
 \end{aligned}$$

De fout ligt dus in de orde van grootte van $\Delta p \left(\frac{\partial^2 Q_0}{\partial s^2} + \dots \right)$.

Als de variatie in de opeenvolgende taklengtes niet meer is dan 25 à 30% zal de fout verwaarloosbaar zijn.

In de vglⁿ (II-2 en II-4) is een term U_w toegevoegd die de invloed van de wind weergeeft.

Het is niet mogelijk om een in de tijd variërende wind (snelheid en richting) in de berekening met het CHERIE programma mee te nemen. Wel is het mogelijk om een homogeen windveld in te voeren. Hierop zal nog nader worden ingegaan.

Tenslotte moet niet uit het oog worden verloren dat de expliciete berekeningsmethode instabiel kan worden als de tijdstap Δt te groot wordt gekozen.

Instabiliteit treedt niet op zolang aan de volgende voorwaarde wordt voldaan:

$$\Delta t \leq \Delta s / \sqrt{\frac{gA}{b}}$$

waarin Δs is de vaklengte.

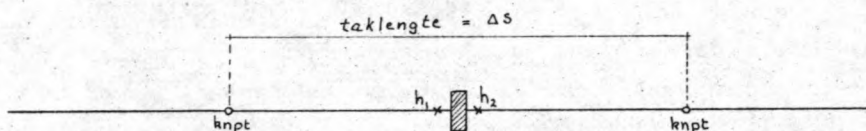
Kiezen we een tijdstip Δt , dan volgende daaruit, als gevolg van de bekende vakconstanten g , A , b , de minimale vaklengten Δs .

Dit komt nader aan de orde bij de schematisatie van het geulenstelsel.

Het is tevens mogelijk in het CHERIE-programma één of meerdere sluitgaten op te nemen.

De plaats van een dergelijk kunstwerk dient overeen te komen met een takmidden (zie fig. III-4).

Bij het schematiseren (netwerk) moet rekening worden gehouden met de plaats van de kunstwerken.



figuur III - 4

Algemene bewegingsvgl. is $\frac{\partial h}{\partial s} = - \frac{1}{g\Delta} \times \frac{\partial Q}{\partial t} - \frac{Q/Q/}{C^2 \Delta^2 a_r} + \frac{2b}{g\Delta^2} Q \frac{\partial h}{\partial t} + U_w$

Voor de takgedeelten buiten het sluitgat wordt de Bernoulliterm verwaarloosd, over de sluitgaten de weerstandsterm.

In een tak met een sluitgat wordt de windinvloed buiten beschouwing gelaten.

Met $\frac{\partial h}{\partial t} = - \frac{1}{b} \frac{\partial Q}{\partial x}$ ingevuld in $\frac{\partial h}{\partial s} = \dots\dots$:

$$\frac{\partial h}{\partial s} = - \frac{Q/Q/}{C^2 \Delta^2 a_r} - \frac{2}{g\Delta^2} Q \frac{\partial Q}{\partial s} - \frac{1}{g\Delta} \frac{\partial Q}{\partial t}$$

Omgezet in differentie-quotienten:

$$\Delta h = - /Q/Q\Delta s \left[\frac{1}{C^2 \Delta^2 a_r} + \frac{1}{2g\Delta^2 \Delta s} \right] - \frac{\Delta s}{g\Delta} \frac{\partial Q}{\partial t}$$

Het debiet Q door het sluitgat wordt berekend met de afvoervergelijking.

$$Q = \mu A_s \sqrt{2g(h_1 - h_2)}$$

Voor de gehele tak met het kunstwerk wordt de differentievergelijking

$$\Delta h = - /Q/Q\Delta s \left[\underbrace{\frac{1}{C^2 \Delta^2 a_r}}_{\text{tak}} + \underbrace{\frac{1}{2g\mu^2 A_s^2 \Delta s}}_{\text{sluitgat}} \right] - \frac{\Delta s}{g\Delta} \frac{\partial Q}{\partial t} \quad (\text{II-5})$$

Hierin is: μA_s = netto doorstroomoppervlak van het sluitgat,

A = oppervlak stroominvoerend dwarsprofiel van de tak,

Δs = vaklengte.

III - 3 Schematisatie Oosterschelde-bekken.

Om de berekening mogelijk te maken, moet de Oosterschelde worden geschematiseerd.

Het geulenstelsel wordt dan omgevormd tot een netwerk van knooppunten en takken.

De takken vallen zo veel mogelijk samen met de getijgeulen.

Als knooppunten zijn gekozen:

a. punten waar de geul zich splitst in meerdere geulen, of waar meerdere geulen samen komen.

b. punten in onvertakte geulen, indien de variatie in geulparameters een splitsing in meerdere vakken noodzakelijk maakt.

De schematisatie t.b.v. CHERIE berust op de door Rijkswaterstaat (Deltadienst) ontwikkelde, nog niet in gebruik zijnde, schematisatie t.b.v. getijberekeningen met het programma IMPLIC.

Dit programma werkt volgens de Impliciete differentie-methode, terwijl het hier gebruikte CHERIE berust op de expliciete-differentie methode.

Bij de impliciete methode worden de h-waarde en de Q-waarde op het zelfde punt (knooppunt) berekend.

Verder treedt er bij de Impliciete methode geen instabiliteit op, waardoor er geen minimale taklengte is.

Omdat h-waarde en Q-waarde beide in het knooppunt worden bepaald is het mogelijk om met sterk variërende taklengtes te werken.

Bij toepassen van het programma CHERIE moeten we bij schematisatie rekening houden met de volgende criteria:

1. stabiliteits-eis: $\frac{\Delta s}{\Delta t} > \sqrt{g \frac{A}{b}}$

2. variatie in de lengte van de opeenvolgende takken niet meer dan 25 à 30%.

De schematisatie voor het programma IMPLIC is niet zonder meer bruikbaar voor het programma CHERIE, maar moet met het oog op bovenstaande criteria worden aangepast.

In de stabiliteitseis zit de tijdstap Δt .

Bij de keuze van Δt spelen twee overwegingen een rol, namelijk:

- a. Kiezen we een grote tijdstap Δt , dan wordt de minimale taklengte ook groot: $(\Delta s > \Delta t \sqrt{g \frac{A}{b}})$.
- b. Kiezen we een kleine tijdstap Δt , dan is de hoeveelheid rekenwerk groot en de kosten zijn hoog.

Voor een goede aansluiting op het netwerk van IMPLIC is een Δt van ± 150 sec. nodig.

Voor elke tak van het netwerk van IMPLIC is bepaald wat de minimum lengte volgens CHERIE zou moeten zijn.

Deze minimum taklengte is bepaald met de formule van het stabiliteitskriterium:

$$\Delta s = \Delta t \sqrt{g \frac{A}{b}} = \Delta t \sqrt{g a_r}$$

Op bijlage III-1 zijn achtereenvolgens getabelleerd:

- de taklengte volgens IMPLIC
- de hydraulische straal van de tak op N.A.P.
- de minimale taklengten voor CHERIE.

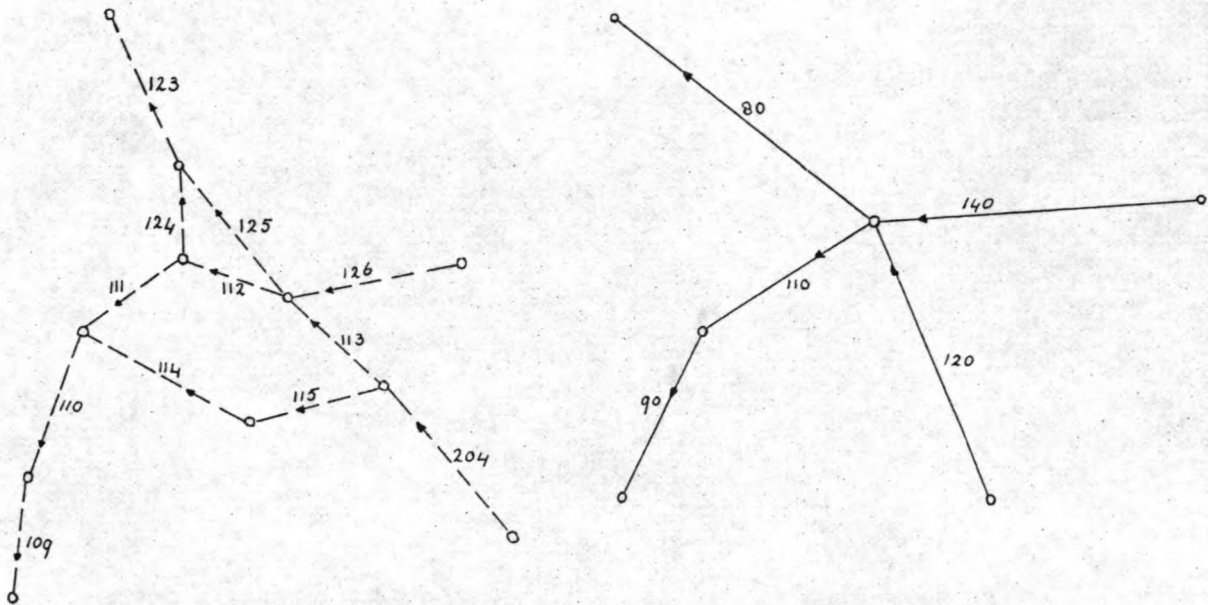
Deze minimum taklengten, te samen met de eis dat de variatie van de opeenvolgende taklengten niet meer dan 30% mag bedragen, zijn bepalend voor de samenstelling van het netwerk voor CHERIE.

Bovenstaand is reeds opgemerkt dat de schematisatie voor het programma IMPLIC niet zondermeer bruikbaar is voor CHERIE, zodat aanpassingen noodzakelijk zijn.

Voor al in het gebied buiten de kering levert dit moeilijkheden op als de tijdstap niet kleiner dan 300 sec. wordt genomen.

Een voorbeeld van een dergelijke aanpassing is gegeven in figuur III - 5.

De driehoek gevormd door de drie takken 124, 125 en 112 wordt in wezen teruggebracht tot slechts een punt.



figuur III - 5.

De takken 123 en 125 worden samengevoegd tot tak 80; de takken 113 en 204 tot tak 120; de takken 110 en 109 tot tak 90; de takken 111 en 112 tot tak 110; de takken 114, 115 en 124 zijn bij een tijdstap van 300 sec. niet in te passen, maar worden wel in rekening gebracht bij de bepaling van het bergendoppervlak. (in de knooppunten).

De schematisatie voor het gebied buiten de kering is weergegeven op bijlage III - 2 (IMPLIC); bijlage III - 3 (CHERIE, $\Delta t = 300$ sec.); bijlage III - 4 (CHERIE, $\Delta t = 150$ sec.); bijlage III - 5 (CHERIE $\Delta t = 100$ sec.).

Uit deze bijlagen is af te leiden dat, naarmate de toe te passen tijdstap kleiner wordt, de aansluiting bij IMPLIC beter mogelijk is. Hierbij dient echter wel rekening te worden gehouden met het feit dat het aantal takken veel groter is dan bij IMPLIC, omdat bij CHERIE tevens voldaan moet worden aan de eis dat de opeenvolgende takken niet meer dan $\pm 30\%$ mogen verschillen.

Het debiet in tak 204 splits in het IMPLIC-netwerk in twee takken Q_{115} en Q_{113} , terwijl in het CHERIE-netwerk deze splitsing niet optreedt, zodat het debiet in het deel van tak 120 dat overeenkomt met tak 113 (IMP) te groot is.

Een te groot debiet betekend dat de weerstand in dat deel van tak 120 in werkelijkheid te groot is.

Om de invloed hiervan zo gering mogelijk te houden, zal getracht moeten worden om de hoofdgeulen zo goed mogelijk weer te geven.

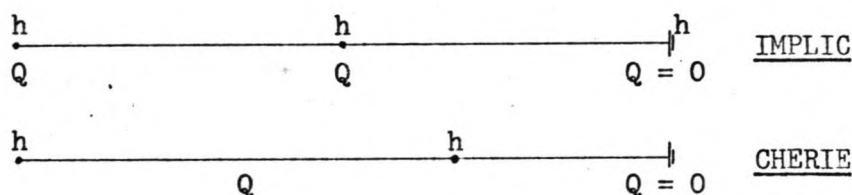
De secundaire geulen zullen dan aan het dichtsbijgelegen knooppunt worden aangesloten.

Er bestaat eveneens verschil in de manier waarop doodlopende takken (takken met $Q = 0$) worden weergegeven.

In het IMPLIC-netwerk valt het einde van de doodlopende tak samen met een knooppunt.

Dit is bij het programma CHERIE niet mogelijk, daar het debiet hier in het takmidden wordt berekend, zodat hier het eind van de doodlopende tak samen dient te vallen met een takmidden.

Beide zijn weergegeven in figuur III - 6.



figuur III - 6

Al de bekken-gegevens zijn gebaseerd op dieptekaarten voor het betreffende gebied.

Iedere tak wordt gekarakteriseerd door: het stroomvoerend dwarsprofiel A, de hydraulische straal a_r en het bergend oppervlak B. De waarden hiervan worden opgegeven voor de niveau's tussen N.A.P. - 3.00 m. en N.A.P. + 6.00 m., met een hoogteverschil tussen twee opeenvolgende niveau's van 0.50 m..

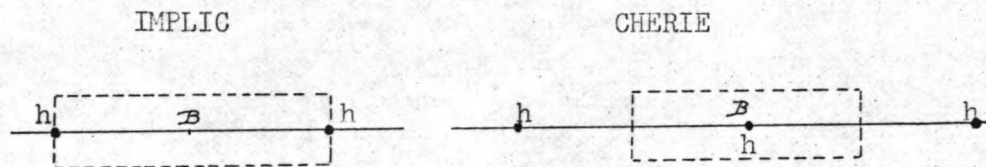
Met behulp van deze waarden zijn de waarden voor het CHERIE-model bepaald.

De waarden voor het CHERIE-model zijn weergegeven op bijlage III - 7,1 t/m 25.

Bij het programma IMPLIC wordt het bergend-oppervlak bepaald in het midden van de tak, terwijl bij het programma **CHERIE** het bergend-oppervlak wordt bepaald in de knooppunten.

Bij **CHERIE** wordt het bergendoppervlak per knooppunt bepaald als de som van de bergende oppervlakken van de helft van de aanliggende takken.

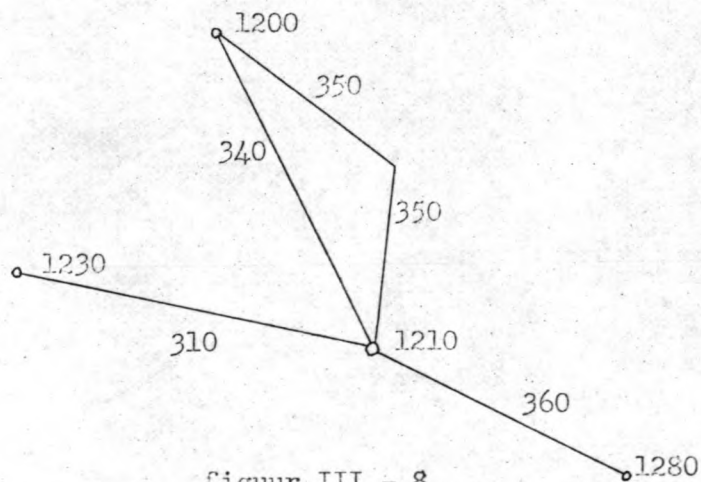
Dit is weergegeven in figuur III - 7.



figuur III - 7

Bij de bepaling van de waarden voor A en \underline{a}_r voor het programma **CHERIE** wordt een evenredige toedeling toegepast.

Een voorbeeld van deze omrekeningen is het volgende:



figuur III - 8

Voor knooppunt 1210 geldt de volgende omrekeningsfactor:

$$B_{1210} = 2882 \times '35' + 1925 \times '33' + 2475 \times '23' + 2135 \times '24'$$

Voor tak 360 geldt de volgende omrekeningsfactor voor A en a_r :

$$A_{360}, a_{r\ 360} = \frac{2320}{4270} \approx '24' + \frac{900}{4270} \approx '49' + \frac{1250}{4270} \approx '50'.$$

De omrekeningsfactoren voor de overige takken en knooppunten zijn bijeen gebracht in bijlage III - 8,1 t/m 8. (voor $\Delta t = 300$ sec.)

Invoer van de doorstroomopeningen.

Uitgaande van het dwarsprofiel van de geulen ter plaatse van de stormvloedkering is een gereduceerd dwarsprofiel bepaald, zodanig dat de verdeling van het debiet over de doorsnede in de nieuwe situatie de verdeling in de oorspronkelijke situatie zo goed mogelijk benadert.

Daar de ondiepere delen aan de rand van de geul slechts een geringe bijdrage leveren aan het totaal debiet door de geul, is de doorlaatconstructie niet over de volledige breedte van de geul geprojecteerd.

Dit zou een, naar verhouding, dure oplossing zijn, daar deze openingen ook van afsluitmiddelen moeten worden voorzien en de bijdrage aan het totaal debiet door de kering slechts gering is.

Voor de plaats van de doorlaatconstructie in het dwarsprofiel wordt de oplossing aangehouden, die ook door Rijkswaterstaat wordt aangehouden.

De ligging van de dorpelbalken bij een doorstroomopening met $\mu A_g = 20.000 \text{ m}^2$ is berekend in het 'Deelonderzoek scheepvaart-opening stormvloedkering Oosterschelde'.

Hierbij is tevens rekening gehouden met het feit dat het verschil in dorpelbalkhoogte (in verband met het stroombeeld), voor naast elkaar gelegen openingen, niet meer dient te bedragen dan 1 m. Dit levert een gereduceerd dwarsprofiel op voor de drie geulen, zoals is weergegeven op de bijlagen III - 9, III - 10, III - 11.

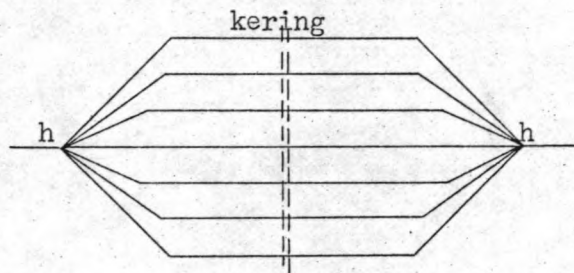
Hoe kan dit gereduceerd dwarsprofiel nu ingevoerd worden in de berekening:

Het is in het programma CHERIE niet mogelijk om in de tak, waarin een kunstwerk geprojecteerd is, een variabel bergendoppervlak in

rekening te brengen.

Dergelijke takken zullen moeten worden geschematiseerd.

Een mogelijke schematisatie is om het dwarsprofiel (doorlaatconstructie) op te delen in een aantal parallelle bakvormige geulen welke per hoofdgeul (b.v. ROOMPOT) alle dezelfde buiten- en binnenwaterstand hebben, zoals weergegeven in figuur III - 9.



figuur III - 9

Debiet voor de totale hoofdgeul is dan te vinden door sommatie van de debieten van de parallelle geulen.

Een andere mogelijkheid is om het gehele gereduceerde dwarsprofiel te vervangen door een bakvormige geul, waarbij de relatie tussen het werkelijke oppervlak van de doorlaatopening A_{do} en het oppervlak van de bakvormige geul A_{bak} kan worden weergegeven door:

$$A_{bak} = \alpha A_{do}.$$

waarbij voor α b.v. 0.9, 1.0 of 1.1 gekozen kan worden.

Als uitgangspunt wordt de tweede mogelijkheid van schematiseren genomen met $A_{bak} = \alpha A_{do}$.

De A_{bak} kan worden ingevoerd als overlaat, uitwateringssluis, duiker of uitwateringsduiker.

III - 4 Randvoorwaarden.

Het uitvoeren van berekeningen is niet mogelijk zonder randvoorwaarden.

Terplaatse van de Philipsdam en de Oesterdam worden de randvoorwaarden gevormd door het gegeven $Q = 0$ voor elk tijdstip. De andere randvoorwaarden worden gevormd door de getijbeweging op de buitenrand (op zee).

Het is van belang voor de berekeningen om met de randvoorwaarden zover naar buiten te gaan, dat de invloed van veranderingen in het tracé van de kering, terplaatse van de opgegeven randvoorwaarden verwaarloosbaar is.

De randvoorwaarden zullen danook worden opgegeven ter hoogte van de kleppenrand van het bij Rijkswaterstaat in gebruik zijnde hydraulische model van het Oosterscheldegebied.

De kleppenrand is de zeewaartse begrenzing van het model M 1000. Een moeilijkheid, die optreedt bij het kiezen van de randvoorwaarde zover naar zee, is, dat terplaatse geen metingen worden verricht.

De waarden voor de getijbeweging op de 'kleppenrand' worden bepaald door het maken van een eerste schatting hiervan en deze waarden als randvoorwaarde invoeren.

Door de uitkomsten in contrôlepunten op het bekken te vergelijken met metingen kan een indruk worden verkregen over de ingevoerde randvoorwaarden.

Op grond van bovenstaande vergelijking worden de randvoorwaarden, indien daar aanleiding toe bestaat, aangepast en het proces wordt herhaald.

Het bepalen van de randvoorwaarden is een tijdrovend proces. daar het geulenstelsel buiten de kering erg vertakt is en de eerste controlepunten tamelijk ver naarbinnen liggen.

Voor de schematisatie t.b.v. CHERIE zijn de recentste gegevens gebruikt. Rijkswaterstaat had voor de schematisatie t.b.v. IMPLIC, gebaseerd op deze recente gegevens, nog geen berekeningen voor de randvoorwaarden op de buitenrand gereed.

In het kader van dit deelonderzoek is afgezien van de mogelijkheid om zelf, m.b.v. de bovengenoemde berekeningsmethode een

randvoorwaarde op de kleppenrand te bepalen, daar dit veel tijd vergt en de schematisatie uitgebreid dient te worden met de Schelde-Rijnverbinding en het Volkerak, omdat er voor het gecompartmenteerde bekken geen natuurmetingen beschikbaar zijn.

Als randvoorwaarde zal nu gekozen worden een normaal springtij, dat door Rijkswaterstaat is gebruikt voor berekeningen m.b.v. IMPLIC. (IMPLIC is voor deze berekeningen nog gebaseerd op oudere gegevens van het Oosterscheldebekken).

De waarden die m.b.v. IMPLIC gevonden zijn in de controlepunten, kunnen gebruikt worden als richtlijn voor de waarden m.b.v. het programma CHERIE.

Het is niet juist om deze waarden als ijkgegevens voor CHERIE te gebruiken, daar ze gebaseerd zijn op verschillende bekkengegevens.

Voor de schematisatie t.b.v. CHERIE is gebruikgemaakt van de meest recente gegevens voor het Oosterscheldebekken, terwijl voor de schematisatie t.b.v. IMPLIC nog gewerkt is met oudere gegevens voor het Oosterscheldebekken.

Buiten de stormvloedkering en op het traject Stavenisse - philipsdam zijn beide op dezelfde bekkengegevens gebaseerd

III - 5 Rekenprogramma.

Nu het netwerk van takken en knooppunten voor het Oosterschelde-bekken is vastgesteld, de takgegevens en de randvoorwaarden bekend zijn, kunnen we overgaan tot de getijberekening zelf.

Door het programma aan te roepen en de benodigde invoergegevens te verstrekken kan de berekening worden gestart.

In de eerste plaats dient de benodigde geheugenruimte aan de computer te worden opgegeven.

Deze komt overeen met het totaal aantal getallen dat wordt ingevoerd, met uitzondering van die getallen, welke middels bijzondere data-eenheden als PV en BV worden ingelezen.

Hierna worden achtereenvolgens ingevoerd het aantal knooppunten en het aantal takken.

In de tweede plaats worden opgegeven:

dt	- de tijdstap
nt prt	- het aantal tijdstappen tussen twee prints
k stop	- het aantal tijdstappen waarna de berekening wordt gestopt.

Reeds in III - 3 is de noodzaak naar voren gebracht bij het vaststellen van de tijdstap rekening te houden met de stabiliteit van het rekenproces. Voor de tijdstap dt is gekozen voor 300 seconden.

Daar het niet noodzakelijk is om iedere 300 seconden een uitkomst te hebben, is gekozen om de printer ieder half uur een uitvoer te laten geven (om de zes tijdstappen).

Hierdoor wordt het resultaat direct ook veel overzichtelijker.

De berekening wordt uitgevoerd voor 596 tijdstappen.

Een gedeelte van deze tijd is nodig om het bekken zich te laten instellen op de aan de rand gegeven getijkrommes.

We gaan ervanuit dat na een volledige getijcyclus van 24 h 50 min. het bekken zich heeft ingesteld.

De uitkomsten die gevonden worden bij het opnieuw doorlopen van deze getijcyclus, worden gebruikt voor de ijking.

Het programma kent vaak zogenaamde default-waarden toe aan variabelen die door de gebruiker niet expliciet van een waarde worden voorzien. Zijn deze default-waarden voor het beschouwde probleem niet geschikt, dan kunnen deze naar behoeven door de gebruiker worden gewijzigd. Voor de tijdstap is de default-waarde bijvoorbeeld 100 seconden. Willen we een tijdstap van 300 seconden toepassen, dan zal dit door ons moeten worden ingevoerd.

In de derde plaats worden achtereenvolgens de takken en knooppunten ingevoerd.

Takken:

BRVM+ m, side-1, side-2, dx, n, y₁, A₁, a_{r1}, y₂, A₂, a_{r2},
, y_n, A_n, a_{rn}, fr+, fr-, W, wf,

waarin: BRV = tak met variabel stroomvoerend profiel

BRVM = waarbij bovendien de weerstand wordt bepaald met de formule van Manning.

BRVM+ fr+, fr-,
 = waarbij bovendien de weerstand afhankelijk is van de stroomrichting.

m = nummer van de tak

side-1 = nr. knooppunt aan de ene zijde van de tak

side-2 = nr. knooppunt aan de andere zijde van de tak
 N.B. de stroomsnelheden en het debiet worden positief gerekend, indien gericht van side-1 naar side-2.

dx = de lengte van de tak

n = het aantal peilen (waterhoogten) waarbij men A en a_r opgeeft.

y₁, ..., y_n = de peilen waarbij A en a_r worden opgegeven

A₁, ..., A_n = stroomvoerende profielen behorende bij y₁, ..., y_n

a_{r1}, ..., a_{rn} = hydraulische stralen behorende bij y₁, ..., y_n

fr = weerstandscoefficiënt (g/k²)

wf = windkracht per eenheid van lengte langs de tak, gedeeld door de dichtheid van het water.

$$C \approx 38 \sqrt[6]{\frac{R}{k}}$$

$$C^2 = (38)^2 R^{1/3}$$

$$\left(\frac{1}{(38)^2 R^{1/3}} \right) \textcircled{4}$$

$$g/c^2$$

$$C^2 = k \sqrt[6]{a r}$$

$$C^2 = k^2 R^{1/3}$$

$$f = g/c^2$$

$$f r = g/k^2 R^{1/3}$$

$$T = f r / R^{4/3}$$

$$\bar{T} = g/k^2 R^{4/3}$$

De waterstand in het takmidden wordt als volgt berekend:

$$\underline{hh} = 1/2 (\underline{h}_{\text{side-1}} + \underline{h}_{\text{side-2}})$$

De waarden voor het stroomvoerend oppervlak \underline{A} en voor de hydraulische straal $\underline{a_r}$ worden bepaald door lineaire interpolatie.

Is de waterstand \underline{hh} boven de 4.00 m $^+$ N.A.P. dan gelden de waarden welke zijn opgegeven bij 4.00 m $^+$ N.A.P., beneden de 3.00 m $^-$ N.A.P. de waarden die voor 3.00 m $^-$ N.A.P. zijn opgegeven.

De weerstandscoefficiënt $f = \underline{f_r}^+$ als het debiet positief gerekend wordt en $f = \underline{f_r}^-$ als het debiet negatief gerekend wordt.

De voor f ingevoerde waarde wordt omgewerkt tot F , waarbij geldt:

$$F = f \times R^{-4/3} \quad (\text{hierin is } R = \underline{a_r})$$

Voor de berekening van het debiet geldt de volgende betrekking:

$$\frac{Q(t + dt) - Q(t)}{dt} + F \times \frac{Q(t)/Q(t + dt)}{\underline{A}} = g \times \underline{A} \times \frac{h(\text{side-1}) - h(\text{side-2})}{\underline{dx}} + \underline{wf}$$

Uit het debiet volgt de snelheid v volgens:

$$v(t + dt) = \frac{Q(t + dt)}{\underline{A}}$$

In het netwerk dienen verder nog de drie doorstroomopeningen in de stormvloedkering te worden opgenomen.

Deze bevinden zich in de takken 131 (Roompot), 191 (Schaar van Roggenplaat) en 180 (Hammen).

Het is in dergelijke gevallen niet mogelijk voor de tak een variërend bergend oppervlak op te geven.

De tak moet worden geschematiseerd tot een bakprofiel.

Het opgeven van de invoergegevens geschiedt op de volgende wijze:

Uitwateringssluis: (laat alleen door van side-1 naar side-2)

BW+ \underline{m} , $\underline{\text{side-1}}$, $\underline{\text{side-2}}$, \underline{dx} , $\underline{as0}$, \underline{bs} , \underline{fr} , \underline{br} , \underline{dr} ,

Duiker : (steeds gevuld met water)

BWC \underline{m} , $\underline{\text{side-1}}$, $\underline{\text{side-2}}$, \underline{dx} , $\underline{as0}$, \underline{bs} , \underline{fr} , \underline{a} ,

Uitwateringsduiker: (laat alleen door van side-1 naar side-2)

BWC+ m, side-1, side-2, dx, as0, bs, fr, a,

Voor de doorstroomopeningen in de stormvloedkering hebben we nodig de BWC of anders in het geval van een overlaat BW.

Het geval van de overlaat gaan we nu verder uitwerken en de variabelen van de andere typen worden in de beschouwing meegenomen.

BW	<u>m</u> , <u>side-1</u> , <u>side-2</u> , <u>dx</u> , <u>as0</u> , <u>bs</u> , <u>fr</u> , <u>br</u> , <u>dr</u> ,
<u>m</u>	= nummer van de tak waarin zich de overlaat bevindt
<u>side-1</u>	= nr. knooppunt aan de ene zijde van de tak
<u>side-2</u>	= nr. knooppunt aan de andere zijde van de tak
	<u>afmetingen van de tak waarin zich de overlaat o.i.d. bevindt</u>
<u>dx</u>	= de lengte van de tak
<u>as0</u>	= oppervlakte dwarsprofiel onder referentievlak
<u>bs</u>	= stroomvoerende breedte
<u>fr</u>	= weerstandscoefficiënt
	<u>detailering van het kunstwerk o.i.d.</u>
<u>br</u>	= breedte overlaat of vernauwing
<u>dr</u>	= peil van de drempel t.o.v. referentie vlak
<u>a</u>	= oppervlakte van de dwarsdoorsnede van de duiker

De weerstandscoefficiënt kan niet volgens Manning bepaald worden, maar wordt als een constante waarde ingevoerd: $fr = g \times C^{-2}$, met als verantwoorde benadering $C = 60 \text{ m}^{\frac{1}{2}}/\text{sec}$.

De formule die gebruikt wordt voor de overlaat en uitwateringssluis is:

$$Q = \underline{br} \times (h_2 - \underline{dr}) \times \sqrt{2 \times g \times (h_1 - h_2)} \quad \text{als } 1.5 \times h_2 > h_1 > h_2$$

$$= \underline{br} \times .544331 \times g^{\frac{1}{2}} \times (h_1 - \underline{dr})^{3/2} \quad \text{als } 1.5 \times h_2 < h_1$$

Voor de duiker is de formule als volgt:

$$Q = \underline{a} \times \text{sign}(h_1 - h_2) \times \sqrt{2 \times g \times |h_1 - h_2|}$$

Knooppunten:

PB $\underline{k}, \underline{nb}, \underline{y}_1, \underline{B}_1, \underline{y}_2, \underline{B}_2, \dots, \underline{y}_{nb}, \underline{B}_{nb},$

PB = knooppunt met variabel bergend oppervlak

\underline{k} = nummer van het knooppunt

\underline{nb} = aantal peilen (waterstanden) waarbij bergende oppervlakken worden opgegeven, in dit geval 15 (van 3.00 m ⁻ N.A.P. t/m 4.00 m ⁺ N.A.P.)

$\underline{y}_1, \dots, \underline{y}_{nb}$ = de peilen waarbij de bergende oppervlakken worden opgegeven

$\underline{B}_1, \dots, \underline{B}_{nb}$ = bergende oppervlakken behorende bij de peilen $\underline{y}_1, \dots, \underline{y}_{nb},$

De tussenwaarden \underline{B}_k worden berekend door lineaire interpolatie.

Boven het peil \underline{y}_{nb} wordt de waarde van \underline{B}_{nb} (voor \underline{y}_{nb}) aangehouden en komt de waterstand beneden \underline{y}_1 dan wordt het bergende oppervlak gelijk gesteld aan \underline{B}_1 .

De waterstand in het punt \underline{k} wordt als volgt berekend:

$$h_k(t) = h_k(t-dt) + \frac{dt}{B_k} \sum Q_k(t - \frac{dt}{2})$$

Hierin is $\sum Q_k$ de som van de debieten die naar het knooppunt \underline{k} toestromen uit de aangrenzende takken.

De peilen $\underline{y}_1, \underline{y}_2, \dots, \underline{y}_{nb}$ dienen in oplopende volgorde te worden opgegeven.

Tenslotte worden de randvoorwaarden ingevoerd.

Daar de default-waarde voor Q nul is, behoeven de doodlopende takken niet speciaal te worden ingevoerd.

Het vertikaal getij is op vier plaatsen gegeven en wordt ingevoerd via een getallenlijst, die onder een speciaal data-setnummer is opgenomen.

PV $\underline{k}, \underline{ds}, \underline{nread},$

PV = punt met een veranderend peil

\underline{k} = nr. van het knooppunt

\underline{ds} = nr. van de dataset, waarin h wordt ingelezen

\underline{nread} = aantal tijdstappen tussen tweemaal lezen

III - 6 Vergelijking uitkomsten IMPLIC - CHERIE.

Nu alle gegevens voor de berekeningen bekend zijn, kan het programma aan de computer worden aangeboden.

De resultaten van de berekening m.b.v. CHERIE worden vergeleken met de resultaten gevonden m.b.v. IMPLIC.

In hoofdstuk III - 4 is reeds naar voren gebracht dat het niet juist is om de resultaten van IMPLIC te gebruiken als ijkgegevens voor CHERIE, maar de uitkomsten kunnen wel dienst doen als vergelijkingsmateriaal.

In de controlepunten in het bekken zijn de afwijkingen tussen CHERIE en IMPLIC voor hoogwater en laagwater als volgt, (uitgedrukt in cm. HW: + = CH. > IM; LW: - = CH < IM).

		HW	LW	HW	LW
Roompot	buiten	+3	-5	+4	-5
	binnen	+5	-6	+5	-6
Schaar v. Roggenpl.	buiten	+5	-5	+3	-4
	binnen	+3	-4	+5	-5
Hammen	buiten	+2	-4	+2	-3
	binnen	+3	-6	+2	-7
Colijnsplaat		+4	-5	+3	-5
Zierikzee		+3	-6	+5	-8
Gorishoek		+4	-10	+5	-9
Razernijpolder		+1	-9	+1	-8
Stavenisse		+8	-10	+7	-9
Krammer		+9	-14	+8	-15

Uit een vergelijking van de resultaten valt het volgende op:

- a Steeds is voor elk controlepunt het getijverschil bij CHERIE iets groter dan bij IMPLIC.
- b Bij opkomend getij vallen de beide krommen beter samen dan bij zakkend water.
- c Behoudens op het traject Stavenisse - Philipsdam nemen de verschillen naar binnen toe niet noemenswaardig toe.

De debieten komen in het algemeen goed overeen.

In de doorstroomopeningen is het maximum vloeddebiet voor de Roompot en Hammen iets te laag, en het maximum ebdebiet iets te groot.

Voor het Schaar van Roggeplaat is alleen het ebdebiet iets groter.

De vorm van de krommes is nagenoeg identiek, ook de onregelmatigheid in de stijging tijdens vloed (als gevolg van het onderlopen van de platen) komt bij beide goed naar voren.

Alleen het moment van de ebkentering valt ongeveer 20 à 25 minuten te vroeg bij berekening volgens CHÉRIE.

Verder het bekken in doet zich hetzelfde beeld voor, terwijl de afwijkingen binnen redelijke grenzen blijven.

Er dient nogmaals op gewezen te worden dat niet meer dan een vergelijking kan worden gemaakt tussen beide.

Zou het een ijking betreffen, dan zou verbetering gezocht kunnen worden in een aanpassing van de k-waarde (C-waarden) of in een verandering in de schematisatie.

Vooraf in het buitengebied is door de tamelijk grote stapgrootte een sterke vereenvoudiging van het geulstelsel nodig gebleken.

Reductie van de tijdstap van 300 sec. naar 100 sec. zou een veel betere weergave van de schematisatie volgens IMPLIC. mogelijk maken.

Het aantal takken wordt dan echter aanzienlijk groter en daarmee de rekentijd.

Daarom is hiermee geen berekening uitgevoerd.

Het hoofdmotief om slechts van één vergelijking en niet van ijking gebruik te maken ligt echter in het verschil in gebruikte dieptemetingen voor de te vergelijken schematisatie.

III-7. Berekeningen m.b.v. CHERIE.

Nadat een vergelijking is gemaakt van de uitkomsten van CHERIE met de uitkomsten van IMPLIC, zullen een tweetal berekeningen worden uitgevoerd.

Voor deze berekeningen zal het invoeren van de doorstroomopeningen worden gewijzigd.

Bij de berekeningen ten behoeve van de vergelijking tussen CHERIE en IMPLIC zijn de doorstroomopeningen ingevoerd als een drietal duikers met $\mu = 1$.

In de nu volgende berekeningen zullen de doorstroomopeningen worden ingevoerd als overlaat.

Het verschil tussen beide is dat het doorstroomoppervlak in het geval van een duiker constant is gedurende de gehele getijcyclus terwijl bij een overlaat de diepte boven de drempel varieert gedurende het getij.

Voor de berekeningen wordt het bruto-doorstroomprofiel, bepaald in hoofdstuk III van het hoofdontwerp en weergegeven op de bijlagen III-9, III-10, en III-11, gebruikt.

In hetzelfde hoofdstuk is eveneens een schatting gemaakt van de afvoercoëfficiënt.

Deze blijkt te liggen tussen de 0.8 en de 0.9.

Zowel voor een afvoercoëfficiënt van 0.8 als van 0.9 zijn de berekeningen uitgevoerd.

Met behulp van de afvoercoëfficiënt wordt het bruto-doorstroomoppervlak omgerekend in een netto-doorstroomoppervlak.

Dit netto-doorstroomoppervlak wordt ingevoerd als een bakvormig profiel.

Voor elk van de drie geulen volgt dan een breedte en een drempeldiepte t.o.v. N.A.P.

Dit resulteert in de volgende waarden:

Voor $\mu = 0.9$:	Roompot:	B = 1300 m.;	D = - 10.35 m.
	Hammen :	B = 600 m.;	D = - 8.55 m.
	Schaar :	B = 600 m.;	D = - 7.20 m.

Voor $\mu = 0.8$: Roompot: B = 1300 m.; D = - 9.20 m.
Hammen : B = 600 m.; D = - 7.60 m.
Schaar : B = 600 m.; D = - 6.40 m.

Hierin is B de breedte van de bakvormige openingen en D de drempeldiepte t.o.v. N.A.P.

Het verloop van de waterstanden in de debieten in de controlepunten zijn weergegeven op de bijlagen III-12 en III-13.

De snelheden in de geul Roompot zijn weergegeven op de bijlagen III-12.2 voor $\mu = 0.9$ en III-13.2 voor $\mu = 0.8$.

Voor het hoofdontwerp zijn juist deze laatste bijlagen van belang, daar hieruit een schatting gemaakt kan worden van het voor passeren door de scheepvaart beschikbare tijdsinterval.

In hoofdstuk III-8 zal ingegaan worden op de invloed van μ op de stroomsnelheden in de geul Roompot, waarin de scheepvaartopeningen zullen worden gesitueerd.

III-8. Invloed van de μ op de stroomsnelheden in de geul Roompot.

De invloed van de μ op de stroomsnelheden in de geul Roompot, waarin de scheepvaartopeningen zullen worden gesitueerd, kan worden afgeleid uit de bijlagen III-12.2 en III-13.2.

Niet zozeer de maxiamle stroomsnelheden zijn van belang, maar de tijd dat de stroomsnelheden liggen in het voor passeren van de kering door de scheepvaart geschikte gebied. ($-2 < \bar{v} < 1.5$ of $-1.5 < \bar{v} < 2$)

De resultaten zijn als volgt:

$$\underline{\mu = 0.9}$$

$-1.5 < \bar{v} < 2$; beschikbare tijd rond hw-kentering ± 105 min.
	beschikbare tijd rond lw-kentering ± 150 min.
	<hr/>
totaal per 12 uur	± 255 min. (4.25 uur)

$-2 < \bar{v} < 1.5$; beschikbare tijd rond hw-kentering ± 90 min.
	beschikbare tijd rond lw-kentering ± 120 min.
	<hr/>
totaal per 12 uur	± 210 min. (3.5 uur)

$$\underline{\mu = 0.8}$$

$-1.5 < \bar{v} < 2$; beschikbare tijd rond hw-kentering ± 90 min.
	beschikbare tijd rond lw-kentering ± 120 min.
	<hr/>
totaal per 12 uur	± 210 min. (3.5 uur)

$-2 < \bar{v} < 1.5$; beschikbare tijd rond hw-kentering ± 80 min.
	beschikbare tijd rond lw-kentering ± 110 min.
	<hr/>
totaal per 12 uur	± 190 min. (3 uur 10)

Voor de scheepvaart, die tijdens de hw-kentering, van buiten de kering komend, de kering wil passeren, is het tijdsinterval $-2 < \bar{v} < 1.5$ van belang.

Voor de scheepvaart, die in de periode rond de lw-kentering, van buiten de kering komend, de kering wil passeren, is het tijdsinterval $-1.5 < \bar{v} < 2$ van belang.

Uit het bovenstaande blijkt, dat een verhoging van de afvoercoëfficiënt gunstig is voor het voor passeren beschikbare tijdsinterval.

IV. KOMBERGINGSBEREKENING.

IV-1 Inleiding.

De kombergingsberekening mag toegepast worden bij relatief korte bekkens.

Het woord relatief duidt er al op dat de lengte L van het bekken kort moet zijn ten opzichte van "iets".

Met dit "iets" wordt hier bedoeld de lengte λ van de getijgolf.

Als de waarde van $L/\lambda \approx 1/50$ is geeft de kombergingsbeschouwing een zeer goede benadering van de werkelijkheid.

Naarmate de waarde van L/λ toeneemt zal de oplossing meer afwijken van de werkelijkheid.

Voor de voortplanting van een lange golf in het bekken kunnen de vgl n (II-1) en (II-2) worden gebruikt.

Deze kunnen voor een relatief kort bekken sterk worden vereenvoudigd.

Als het bekken kort is zal de waterstand op elk moment over de lengte van het bekken nagenoeg horizontaal zijn.

De stroomsnelheden in het bekken zullen gering zijn en ook het debiet.

Hierdoor is de in de bewegingsvergelijking voorkomende weerstandsterm $\frac{Q/Q}{C^2 A^2 a_r}$ bij benadering nul te stellen (en de Bernoulli term $\frac{2b}{gA^2} Q \frac{\partial h}{\partial t}$ eveneens). X

Daar het getij een langzame beweging is in de tijd, zal het debiet in de tijd eveneens langzaam variëren, zodat de afgeleide van de Q naar de tijd t ($\frac{\partial Q}{\partial t}$) bij benadering nul mag worden genomen, waardoor ook de traagheidsterm $\frac{1}{gA} \frac{\partial Q}{\partial t}$ verwaarloosd mag worden.

Wordt als laatste de invloed van het windveld nog verwaarloosd, dan resulteren de volgende sterk vereenvoudigde vergelijkingen:

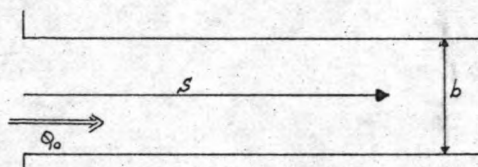
$$\frac{\partial Q}{\partial s} = -b \frac{\partial h}{\partial t} \quad (\text{IV} - 1)$$

$$\frac{\partial h}{\partial s} = 0 \quad (\text{IV} - 2)$$

De waterstand in het bekken is dan slechts een functie van de tijd t . Daar h onafhankelijk is van de coördinaat in de lengterichting van het bekken (s), kan de continuïteits vgl (IV - 1) over de lengte worden geïntegreerd:

$$\int_{s_0}^{s_1} \frac{\partial Q}{\partial s} ds = - \int_{s_0}^{s_1} b \frac{\partial h}{\partial t} ds. \text{ of } Q_1 - Q_0 = - \frac{\partial h}{\partial t} \int_{s_0}^{s_1} b ds.$$

waarbij Q_0 het debiet in de monding en Q_1 het debiet in het uiteinde van het bekken voorstelt (zie fig. IV - 1).



figuur IV - 1

Als verder nog de (b constant) is over de bekkenlengte, wordt de uitdrukking:

$$Q_1 - Q_0 = - b \frac{\partial h}{\partial t} (s_1 - s_0) \quad (IV - 3)$$

$$\int b dx = F$$

Is het verloop in het bekken bekend, dan kan het horizontale getij Q_0 bepaald worden uit het verloop van de waterstand in de tijd. Q_1 is de instromende hoeveelheid water aan het eind van het bekken. Als er geen instroming plaatsvindt is de $Q_1 = 0$.

In het bovenstaande is het verloop van de waterstand in het bekken nodig, om het debiet (stroomsnelheden) in de monding te kunnen bepalen. Meestal is een getijkromme juist vóór de monding bekend en niet ~~op in~~ het bekken zelf.

Als er in de monding geen kunstmatige weerstand is aangebracht geldt deze kromme in het geval van een bekkenberekening ook op het bekken. De randvoorwaarde is dan bekend en de Q is op te lossen.

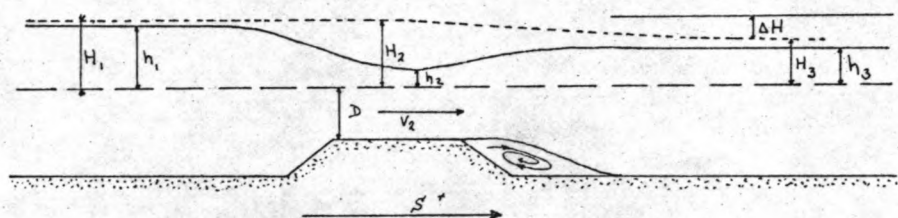
Is er wel een kunstmatige weerstand in de monding aangebracht (b.v. sluitgatberekening of stormvloedkering) dan is het waterstandsverloop in de monding niet gelijk aan dat op het bekken.

Het verband tussen beide kan men beschrijven door middel van een afvoerrelatie.

Er zijn dan twee mogelijkheden:

- a. de overlaat is een onvolkomen overlaat.
- b. de overlaat is een volkomen overlaat.

a. Onvolkomen overlaat:



De toestand onvolkomen overlaat treedt op als:

$$(D + h_2) \times 1,5 < (D + h_1)$$

In het versnellingsgebied geldt Bernoulli:

$$H_1 = h_2 + \frac{v_2^2}{2g} \quad \text{of} \quad v_2 = \sqrt{2g(H_1 - h_2)}$$

Door nu de waterstand boven de drempel h_2 te vervangen door de binnenwaterstand h_3 wordt een fout toegelaten, die door toevoeging van een correctie factor wordt gecompenseerd.

$$v_2 = \mu \sqrt{2g(H_1 - h_3)}$$

Deze μ , zal groter dan 1 moeten zijn, want $h_3 > h_2$ dan ook $(H_1 - h_2) > (H_1 - h_3)$.

Na het passeren van de drempel verwijdt het doorstroomprofiel zich. Dit gaat gepaard met vertragsingsverliezen, waardoor de energiehogte daalt met ΔH .

Meestal gaat niet alle kinetische energie verloren.

Deze wordt dan weer gedeeltelijk omgezet in potentiële energie, wat tot uiting komt in een waterspiegelrijzing ($h_3 > h_2$).

De volgende benadering die wordt gemaakt is H_1 , vervangen door h_1 .

Ook hier wordt weer gecompenseerd door een coëfficiënt μ_2 in te voeren.

H_1 is in het algemeen groter dan h_1 , omdat het water in de buurt van de overlaat reeds enige snelheid heeft.

$$V_2 = \mu_1 \mu_2 \sqrt{2g (h_1 - h_3)}$$

Deze zal ook groter dan 1 moeten zijn, want $H_1 > h_1$.

Naast deze correctiecoëfficiënten die groter dan 1 zijn, moet ook nog de invloed van de wrijving en de contractie in rekening worden gebracht, d.m.v. μ_{wr} en μ_c .

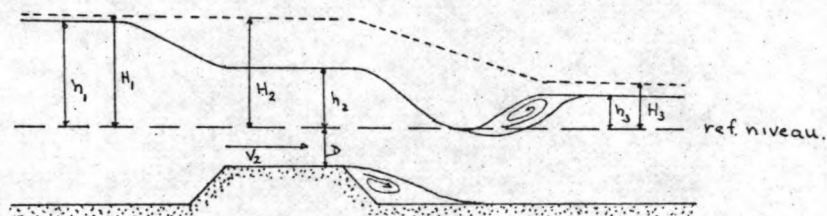
De afvoerformule wordt dan:

$$Q = \mu b_s (h_3 + D) \sqrt{2g (h_1 - h_3)} \quad (\text{IV} - 4)$$

met $\mu = \mu_1 * \mu_2 * \mu_{wr} * \mu_c$ (μ is de afvoercoëfficiënt).

Voor eenvoudige berekeningen kan vaak volstaan worden met $\mu = 1$.

b. Volkomen overlaat:



Deze situatie treedt op als: $(h_3 + D) < \frac{2}{3} (H_1 + D)$.

De waterstand boven de kruin daalt niet verder dan $\frac{2}{3} (H_1 + D)$,

zodat:

$$V_2 = \sqrt{2g \frac{1}{3} (H_1 + D)}$$

Ook nu wordt H_1 vervangen door h_1 met een toevoeging van een correctiefactor.

De resulterende afvoerformule wordt voor het geval van een vol-

komen overlaat: $Q = \mu b_s (h_1 + D) \sqrt{\frac{2}{3} g (h_1 + D)} \quad (\text{IV} - 5)$

Ook hier zal in veel gevallen $\mu = 1$ voldoende nauwkeurig zijn.

Voor de berekeningen met het computerprogramma wordt de afvoercoëfficiënt gesplitst in twee gedeelten, n.l.:

μ_v voor het berekenen van de snelheid;

μ_q waarin alle overige onvolkomenheden zijn verwerkt.

Beide μ 's dienen afzonderlijk te worden geschat.

Het is mogelijk om uitgaande van bekende binnen- en buitenwaterstanden met behulp van de vergelijking van Bernoulli en de gangvergelijking de waterstand boven de dam en de werkelijke gemiddelde snelheid te berekenen.

De vraag blijft of deze ingewikkeldere berekening nu werkelijk veel betere resultaten zal afwerpen.

IV - 2 Berekeningsmethode.

In IV - 1 is uit de continuïteitsvergelijking de bekkenvergelijking afgeleid.

Deze ziet er als volgt uit: $Q(t) = B(h) \frac{dh}{dt}$

Waarin $Q(t)$ = hoeveelheid water die aan het bekken wordt toegevoegd.

$B(h)$ = bergend oppervlak van het bekken bij een bepaalde waterstand .

De invloed van de kering kan worden weergegeven door (IV-4) of (IV-5)

$$\text{b.v. } Q = \mu b_s (h_3 + D) \sqrt{2g (h_1 - h_3)} \quad (\text{IV-4}).$$

In het algemeen zal er geen analytische oplossing bestaan voor de differentiaal-vergelijking, die ontstaat door beide bovenstaande vergelijkingen te combineren; daarnaast zijn beginvoorwaarden nodig.

De oplossing dient dan ook gezocht te worden in een numerieke benadering van het probleem.

De differentiaalvergelijking gaat daarbij over in een differentievergelijking.

Er bestaan verschillende differentie methoden voor het oplossen van dit probleem.

Voor een overzicht hiervan wordt verwezen naar Bijlage IV - 1.

Door P.J. van den Raadt en J. Dirksen is een onderzoek verricht naar de stabiliteit, de procesfout en de benodigde rekentijd voor een toepassing van de "achterwaartse" differentie-methode, de "achterwaartse" differentiemethode met 2^e orde benadering, de centrale differentie-methode, de centrale differentie-methode met één iteratie en twee andere iteratie-methoden (zie literatuur 1).

De vergelijking is verricht aan de hand van een toetsprobleem.

Als toetsprobleem is een bekken gekozen met constant bergend oppervlak B van $15 \times 10^6 \text{ m}^2$, een sluitgat met een breedte b van 500 m en een drempeldiepte van 4 m. beneden het referentieniveau.

Als buitengetij werd een sinusvormige getijkromme gekozen:

$$h_1 = \hat{h}_1 \sin. \omega t$$

$$\text{met } \hat{h}_1 = 1,50 \text{ m; } \omega = \frac{2\pi}{T} \quad \text{met } T = 44.700 \text{ sec.}$$

$$h_1 = 1,5 \sin. (1,41 \times 10^{-4} \pi t).$$

De tijdstappen zijn voor elk der methodes resp. 375; 750; 1500 per periode.

De resultaten zijn samengevat in bijlage IV - 2.

Op grond hiervan is door de samenstellers van het programma gekozen voor een toepassing van de "achterwaartse" differentiemethode.

Deze is in de literatuur (zie ook Bijlage IV - 1) aangegeven als voorwaartse differentie-methode.

De differentiaal-vergelijking voor het bekken moet omgevormd worden tot een differentie-vergelijking.

$$Q(t) = B(h) \frac{dh}{dt} \quad \text{de differentiaal vgl.}$$

$$h(t+\Delta t) = h(t) + \frac{Q(t)}{B(h)} \Delta t \quad \text{de differentie vgl.}$$

Om de waterstand en daarmee de afvoer op tijdstip $t + \Delta t$ te bepalen wordt gebruik gemaakt van de bekende waarden voor h , Q op tijdstip t en van de B behorend bij de waterstand op tijdstip t .

De aard van de voor een opening geldende afvoerrelatie komt tot uitdrukking in de $Q(t)$.

Voor een onvolkomen overlaat met instroming in het bekken ziet de differentiaal vgl. er als volgt uit:

$$\frac{dh_2}{dt} = \frac{b(h) (d + h_2(t)) \sqrt{2g(h_1(t) - h_2(t))}}{B(h)}$$

waarin: h_2 = binnen waterstand
 h_1 = buiten waterstand
 b = breedte overlaat
 d = diepte overlaat

Voor een volkomen overlaat is een soortgelijke betrekking op te stellen.

De differentie vgl. gaat bij oplossing uit van een bekende waarde voor de binnenwaterstand op tijdstip t om de binnenwaterstand op tijdstip $t + \Delta t$ te berekenen.

Om de oplossing van een probleem te kunnen starten is dan ook een beginvoorwaarde voor de binnenwaterstand nodig.

De invloed van de beginvoorwaarde zal na het doorrekenen van een (of enkele) perioden zijn verdwenen als het een periodiek verschijnsel betreft of na enige tijd zijn uitgedempt.

Dan zijn de binnenwaterstanden ingespeeld.

De tijd die nodig is om ingespeeld te raken hangt af van de grootte van de beginfout, het stroomvoerend profiel van de openingen en van de amplitude van het getij.

In het programma wordt de binnenwaterstand als ingespeeld beschouwd, indien de binnenwaterstanden aan het begin en aan het eind van een periode minder dan 1 cm. verschillen.

Dit criterium kan naar behoefte worden gewijzigd.

IV - 3 Bewerking van de invoergegevens.

Bij de bewerking van de gegevens voor de invoer letten we achtereenvolgens op:

- a De buitenwaterstanden,
- b Eventuele rivierafvoeren,
- c Het kombergingsoppervlak,
- d Het stroomvoerend profiel van de doorstroomopeningen,
- e Het referentievlak,
- f De snelheids- en afvoercoëfficiënten,

a De buitenwaterstanden.

De buitenwaterstanden worden algemeen aangeduid door HBU(/T/). Voor de afzonderlijke doorstroomopeningen (in het programma als horizontaal gesloten, vertikaal gesloten gat en sluis aangeduid) zijn deze: vertikaal gesloten gat :HBUVE(/T/), HBUV
horizontaal gesloten gat :HBUHO(/T/), HBUH
sluis :HBUSL(/T/), HBUS

De arrays bevatten alle buitenwaterstanden van 0 tot en met N. De buitenwaterstanden op een bepaald tijdstip T worden weergegeven door HBUV, HBUH, HBUS.

Het programma biedt twee mogelijkheden voor het berekenen van de buitenwaterstanden op elk tijdstip T.

- 1) Berekening met behulp van Fouriercomponenten.
- 2) Berekening met behulp van een getallenlijst, die de opgegeven punten van de buitengetijkromme bevat.

1) Fouriercomponenten

Wil men gebruik maken van deze mogelijkheid, dan moet de getijkromme te voren in een Fourierreeks worden ontwikkeld.

Het programma is geschikt voor het meenemen van zes componenten.

In de meeste gevallen kan men wel volstaan met zes componenten of met minder.

Heeft de getijkromme echter een erg grillig verloop, dan zijn meer

fouriertermen om de gewenste nauwkeurigheid te verkrijgen dan bij een vrij regelmatige kromme.

De eerste term van de Fourierreeks (een constante) is nul, als de gemiddelde zeestand als referentievlak wordt gekozen.

Voor de zes componenten van de Fourierreeks kan men van de zes getijcomponenten (b.v. M_1, M_2, M_4, M_6, M_8 , en M_{10}) de amplituden en de fasehoeken opgeven.

Dan kan de buitenwaterstand ten opzichte van het referentievlak op elk tijdstip als volgt worden weergegeven:

$$\begin{aligned} \text{HBU}(/T/) &= \text{HG} + \text{AMPL}(/1/) * \cos(\text{OMEGA} * T - \text{FI}(/1/)) + \text{AMPL}(/2/) \\ &* \cos(2 * \text{OMEGA} * T - \text{FI}(/2/)) + \dots + \dots \\ &+ \text{AMPL}(/6/) * \cos(6 * \text{OMEGA} * T - \text{FI}(/6/)) ; \end{aligned}$$

Om een berekening mogelijk te doen zijn moeten $\text{AMPL}(/1:6/)$ en $\text{FI}(/1:6/)$ worden opgegeven.

De periode waar mee gerekend wordt is 44700 sec. wat overeenkomt met 12 uur en 25 minuten.

In het programma wordt OMEGA berekend uit de periode.

2) Getallenlijst

Bij nauwkeurige beschouwing van de getijkromme kan het voorkomen dat meer dan zes componenten nodig zijn om het karakter ervan goed tot zijn recht te laten komen.

In dat geval is het opgeven van een getallenlijst een goede oplossing.

Op de getijkromme kiest men een aantal punten, zodanig dat bij rechtlijnige interpolatie tussen twee opvolgende punten de kromme zo goed mogelijk wordt benaderd.

De punten (waterhoogten) worden tezamen met hun bijbehorende tijdstippen opgegeven.

De getallen worden opgeslagen in arrays: $\text{HBUI}(/A/)$ en $\text{TE}(/A/)$.

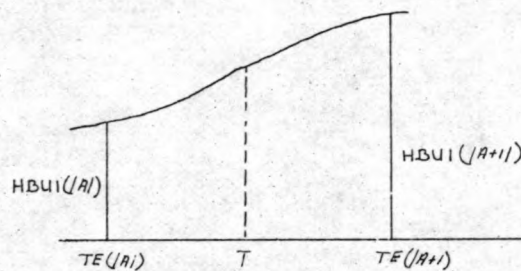
Voor elk tijdstip T wordt de waterstand berekend doormiddel van rechtlijnige interpolatie tussen de opgegeven punten.

Als $\text{TE}(/A/) < T < \text{TE}(/A+1/)$ wordt HBU op tijdstip T als volgt berekend:

$$\text{HBU}(/T/) := (\text{HBUI}(/A+1/) - \text{HBUI}(/A/)) \cdot (T - \text{TE}(/A/) / (\text{TE}(/A+1/) - \text{TE}(/A/)) + \text{HBUI}(/A/);$$

Als nu T niet in bovenstaand interval ligt, wordt de A vervangen door $A + 1$ ($A := A + 1$).

Een voorbeeld van bovenstaande bewerking is gegeven in de onderstaande figuur IV - 3.



figuur IV - 3.

Het programma biedt de mogelijkheid voor elk der drie afzonderlijke doorstroomopeningen een verschillende getijkromme in te voeren.

Een beperking is echter dat de verschillende getijkrommen alle op dezelfde wijze moeten worden ingevoerd.

Kiezen we voor berekening met behulp van Fouriercomponenten, dan dienen alle getijkrommen in deze vorm te worden aangeboden.

Bij drie verschillende typen sluitgaten (drie doorstroomopeningen) zijn er vijf mogelijkheden:

- 1 Drie gelijke getijkrommen; aangeduid als $\text{HBU}(/T/)$.
- 2 Vertikaal en horizontaal gesloten gat (opening I en opening II) gelijke getijkrommen en opening III een afwijkende getijkromme.
- 3 Sluis en vertikaal gesloten gat (opening I en opening III) gelijke getijkrommen en opening II een afwijkende getijkromme.
- 4 Sluis en horizontaal gesloten gat (opening III en opening II) gelijke getijkrommen en opening I een afwijkende getijkromme.
- 5 Elk der gaten een afzonderlijke getijkromme.

De keuze van de berekeningsmethode van de buitenwaterstanden komt tot stand door voor E de waarde 0 of 1 in te voeren.

Kiezen we $E = 0$, dan wordt de berekening uitgevoerd met behulp van de getallenlijst en in het andere geval door toepassing van Fouriercomponenten.

Ook voor het kiezen van wijze waarop de verschillende getijkrommen worden ingevoerd is een dergelijke methode toegepast.

Het keuze getal F kan nu de waarde 1, 2, 3, 4, 5, aannemen.

F = 1 In te voeren: HBU(/T/)

F = 2 ,, ,, HBUV := HBUH := HBU(/T/);
HBUS := HBUSL(/T/).

F = 3 ,, ,, HBUS := HBUV := HBU(/T/);
HBUH := HBUHO(/T/).

F = 4 ,, ,, HBUS := HBUH := HBU(/T/);
HBUV := HBUVE(/T/).

F = 5 ,, ,, HBUS := HBU(/T/);
HBUH := HBUHO(/T/);
HBUV := HBUVE(/T/).

b Eventuele rivierafvoeren.

Hieronder kunnen worden ingevoerd alle op het bekken voorkomende lozingen en afvoeren.

De in te voeren gegevens kunnen op drie manieren worden aangeboden:

1. Over de gehele berekeningsperiode als constante.
2. Bij elke sluitingsstap veranderen en tijdens de sluitingsstap als constante.
3. In de vorm van een overlaat met een constante waterstand bovenstrooms van de overlaat.

De keuze uit de bovenste twee mogelijkheden wordt gemaakt door het keuzegetal QQ de waarde 0 of 1 te geven.

Voor $QQ = 1$: Over de gehele berekeningsperiode de constante rivierafvoer QR.

Voor $QQ = 0$: Bij elke sluitingsstap verandert de rivierafvoer.

Het aantal op te geven waarden hiervoor dient overeen te komen met het aantal sluitingsstadia.

De waarden worden opgeslagen in een array: $QRI(/0:SQ/)$.

c Het kombergingsoppervlak.

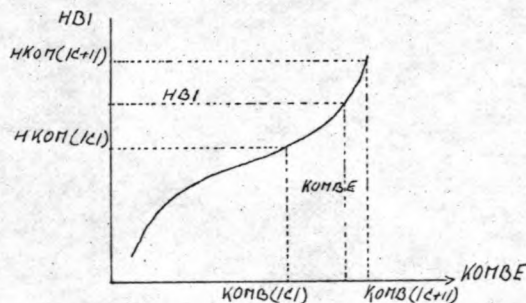
Het verband tussen de waterstand en de kombergingsoppervlakte van het te beschouwen gebied, kan worden gevonden uit het planimetrieren van de hoogtekaart van het bekken.

Van deze kromme worden de belangrijke punten in de vorm van een array opgegeven met de bijbehorende waterstanden:

$KOMB(/0:C/)$, $HKOM(/0:C/)$.

Door rechtlijnige interpolatie wordt dan, door de computer, de kombergingsoppervlakte bij de binnenwaterstand berekend.

Daar waar de kromming van de kromme vrij aanzienlijk is, zullen de op te geven punten minder ver van elkaar gekozen kunnen worden daar anders de door interpolatie verkregen waarden te ver afwijken. De interpolatie wordt in onderstaande figuur toegelicht.



figuur IV - 4

Als nu de binnenwaterstand voldoet aan de volgende voorwaarde:

$HKOM(/C/) < HBI < HKOM(/C+1/)$, dan wordt de kombergingsoppervlakte:

$$KOMBE := (KOMB(/C+1/) - KOMB(/C/)) * (HBI - HKOM(/C/)) / (HKOM(/C+1/) - HKOM(/C/)) + KOMB(/C/).$$

Is de binnenwaterstand hoger dan in bovenstaand interval, dan wordt het geheel overgerekend met een $C := C+1$.

Indien het verloop van de kombergingsoppervlakte met de waterstand klein is, kan in veel gevallen worden gerekend met een constante waarde voor de kombergingsoppervlakte.

d Het stroomvoerend profiel van de sluitgaten (doorstroomopeningen).

Het stroomvoerend profiel van alle sluitgaten (doorstroomopeningen) wordt op dezelfde wijze berekend.

Hierbij kan van twee schematisatiemogelijkheden gebruik worden gemaakt, namelijk de profielschematisatie of de bakschematisatie.

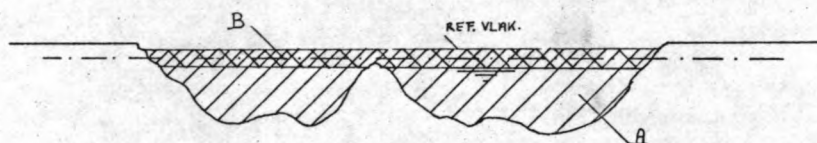
1) Profielschematisatie.

Het principe ervan is: $F := A+B$. (zie figuur)

Hierin is A: het oppervlak van de geul onder het referentievlak,

B: het oppervlak tussen het referentievlak en de waterstand in het sluitgat (doorstroomopening).

N.B. Bij waterstanden aan de binnenzijde die beneden het referentievlak liggen is de waarde voor B negatief.



figuur IV - 5.

Bij een sluitgatberekening is de vorm van de geul meestal vrij grillig, de A-waarde zal niet volgens een of andere eenvoudige functie afhangen van de diepte.

Voor elke sluitingsstap wordt de A-waarde daarom opgegeven in een array: resp. PROFV(/O:S/) en PROFH(/O:SS/).

Evenals bij de B zal ook deze waarde negatief zijn als we boven het referentievlak komen te werken.

Wat het oppervlak B betreft, dit kan uitgerekend worden met de waterstand HBI die met teken in de berekening wordt ingevoerd.

Om deze berekening te kunnen uitvoeren moet per oever met één waarde voor de helling kunnen worden volstaan.

De gehele berekening kan samengevat worden in een procedure:

voor het vertikaal gesloten gat wordt dit: FVP;

voor het horizontaal gesloten gat: FHP.

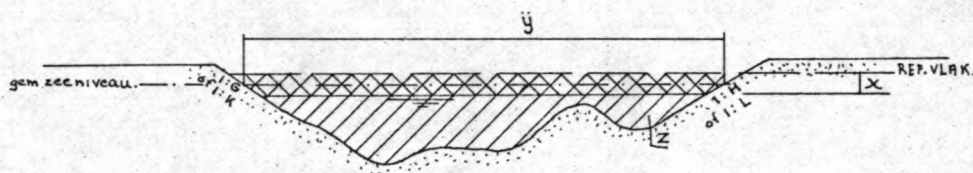
Waarin F voor oppervlak, V voor vertikaal, H voor horizontaal, en P voor profiel.

Dit leidt tot de volgende procedures:

$$FVP := 0.5 * x * (2 * y + ABS(x) * (G + H)) + z ;$$

$$FHP := 0.5 * x * (2 * y + ABS(x) * (K + L)) + z ;$$

Hierin zijn G , H , K , L , de hellingen van de oevers voor resp. het vertikaal te sluiten gat en het horizontaal te sluiten gat.



figuur IV - 6.

Hierin moet worden ingevuld voor:

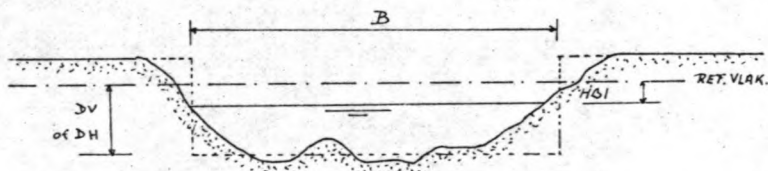
x: de waterstand in het sluitgat t.o.v. het referentievlak, (positief naar boven).

y: de breedte van het sluitgat op gem. zeeniveau.

z: PROFV(/S/) of PROFH(/SS/) behorende bij de diepte resp. breedte van het vertikale en horizontale sluitgat in de betreffende fase van sluiting.

2) Bakschematisatie.

In bepaalde gevallen leent de af te sluiten geul zich voor een verdergaande schematisatie tot een bakprofiel. (zie figuur)



figuur IV - 7.

De berekening van het doorstroomprofiel gebeurt volgens dezelfde methode als boven.

Dit resulteert in de volgende procedures:

$$FVB := y * (z + x);$$

$$FHB := y * (z + x);$$

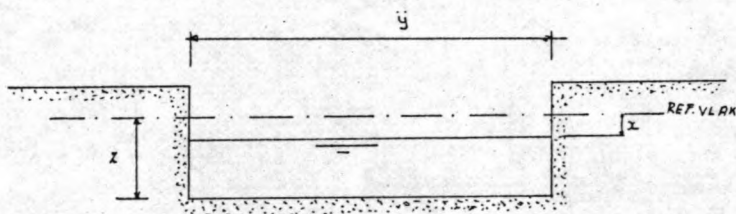
$$FSL := y * (z + x).$$

Met:

x: waterstand in het sluitgat t.o.v. het referentievlak (positief naar boven gerekend).

y: breedte van het sluitgat of sluis op gem. zeeniveau.

z: diepte van het sluitgat of sluis t.o.v. het referentievlak (positief naar beneden gerekend).



figuur IV - 8.

Door voor de keuzegetallen UV en UH voor resp. het vertikaal en horizontaal gesloten gat de waarde 0 in te voeren wordt gerekend met de niet geschematiseerde geul.

Invoeren van de waarde 1 geeft een berekening met behulp van het tot bakprofiel geschematiseerde dwarsprofiel.

Voor de sluis wordt altijd gerekend met een bakprofiel.

Komt bij een sluitgat berekening de drempel hoger dan zowel de binnen als de buitenwaterstand, dan kan FVB of FVP negatief worden.

In die gevallen moet het debiet QV1 en de snelheid VV nul gesteld worden.

e Het referentievlak.

In Nederland wordt voor het referentievlak N.A.P. genomen

Ten opzichte van dit vlak worden alle diepte maten genomen. Elk willekeurig vlak kan als referentievlak worden gekozen, als alle maten maar ten opzichte van het zelfde vlak worden opgegeven.

Het gemiddeld zeeniveau wordt aangegeven met HG en de waarde van HG is boven het referentievlak positief.

f De snelheids- en afvoercoëfficiënten.

Het programma voorziet erin dat drie verschillende coëfficiënten kunnen worden ingevoerd.

- 1) MUVV:
MUVH: coëfficiënten die gebruikt worden bij
MUVS: de overlaatformule voor de berekening van v.
- 2) MUQV:
MUQH: afvoercoëfficiënten voor de berekening van
MUQS: het debiet over de overlaat.
- 3) MU : afvoercoëfficiënt voor de stroming door de afsluitdam.

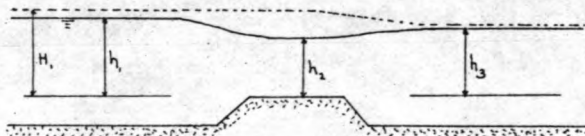
1) De snelheidscoëfficiënten.

In deze coëfficiënten zijn de volgende correcties ondergebracht:

- a. H wordt vervangen door h_1 .
- b. h_2 wordt vervangen door h_3 . (zie figuur)

Dit resulteert in de volgende formule voor de snelheid: $v = \sqrt{2g(h_1 - h_3)}$.

figuur IV - 9.



De snelheidscoëfficiënt is niet constant, maar is afhankelijk van de wrijving en van het verval over de overlaat.

Het verband tussen de snelheidscoëfficiënt en het verval blijkt bij een onvolkomen overlaat goed door een rechte lijn te kunnen worden benaderd.

Bij een volkomen overlaat is de snelheidscoëfficiënt nagenoeg als constant te beschouwen.

Om ook deze invloed in de berekening mee te kunnen nemen zijn de snelheidscoëfficiënten voor de drie sluitgaten (doorlaatopeningen) variabel met het verval in te voeren.

Hiertoe is de volgende procedure in het programma opgenomen:

$$MUV := MMV(Z - Z_{\text{volk.}}) + MV. (\text{voor } Z > Z_{\text{volk.}})$$

waarin:

MUV = snelheidscoëfficiënt.

MMV = richtingscoëfficiënt van de rechte voor $Z > Z_{\text{volk.}}$

Z = verval over de overlaat.

$Z_{\text{volk.}}$ = verval bij volkomen overlaat bij de optredende waterstanden.

MV = constante snelheidscoëfficiënt bij een volkomen overlaat.

Het probleem ligt in de bepaling van de richtingscoëfficiënt MMV en de constante MV.

De variatie in MV is volgens de literatuur gering en wel: van 0.9 tot 1. De waarden van de snelheidscoëfficiënt liggen volgens de literatuur tussen 0.8 en 1.45, afhankelijk van de wrijving en de vorm van de overlaat.

Met deze gegevens moet dan de richtingscoëfficiënt geschat worden, eventueel door gebruik te maken van bekende gevallen uit de literatuur.

2) De afvoercoëfficiënten.

Evenals voor de snelheidscoëfficiënten is ook voor de afvoercoëfficiënten een geknikte lijn gekozen.

Voor een onvolkomen overlaat zijn de waarden nu kleiner dan 1.

De grenzen waarbinnen deze coëfficiënt komt te liggen wordt afgeleid uit de waarden voor de snelheidscoëfficiënt en de waarden voor de coëfficiënt .

Deze laatste is het resultaat van de samenvoeging van μ_v en μ_Q .

Voor de begrenzing van de afvoercoëfficiënt vinden we dan 0.75 en 1.

En de vergelijking van de rechte : $MUQ := MQ(Z - Z_{\text{volk.}}) + MQ$.

De waarde voor de volkomen overlaat kan goed benaderd worden met 1.

3) De coëfficiënt voor stroming door de dam.

Deze is alleen van belang bij een afsluitdam bestaande uit grove stortsteen en hierop wordt niet verder ingegaan.

IV.4. Berekening.

Van het programma was geen pakket ponskaarten meer beschikbaar.

Aan de hand van een uitvoer, bijgevoegd aan het rapport van van de Raadt en Dirksen, is het programma opnieuw geponst.

Daarna is het in augustus 1979 aan de computer aangeboden met de invoergegevens uit het bovenstaande rapport.

De uitkomsten waren identiek aan die, welke door van de Raadt en Dirksen zijn gevonden.

Toen is aangenomen dat het programma beschikbaar was voor het uitvoeren van berekeningen.

Omdat de lengte van het bekken vrij groot was ten opzichte van de golflengte is overwogen of een kombergingsbeschouwing wel voldoende nauwkeurig zou zijn.

Daar het programma CHERIE eveneens beschikbaar was voor het uitvoeren van deze berekeningen is besloten om dit programma te gebruiken en tevens een geval te bekijken met de kombergingsberekening.

Eerst is de berekening gemaakt met het programma CHERIE (om de uitkomsten van de getijbeweging buiten de kering voor beide gelijk te kunnen houden).

Maart 1980 is het kombergingsprogramma met de invoergegevens voor het probleem van de Oosterschelde aan de computer aangeboden.

Het programma bleek echter plotseling niet meer te werken.

Opnieuw is toen het programma aan de computer aangeboden met de invoergegevens van van de Raadt en Dirksen, maar ook dit had geen resultaat.

De uitkomsten waren nogal vreemd.

Een voorbeeld van dergelijke vreemde resultaten is het volgende: Begonnen wordt met het opgeven van een startwaarde voor de binnenwaterstand.

Deze waarde is ongelijk aan de buitenwaterstand.

Over de kering staat een verval, zodat de berekende snelheid niet nul kan zijn.

Steeds wordt echter een berekende waarde voor de snelheid opgegeven gelijk aan nul.

Nog merkwaardiger is, dat, hoewel de berekende snelheid steeds

nul is, er aan het eind wel een waarde voor het vloeddebiet wordt gevonden ongelijk aan nul.

Een enkele keer werd een foutmelding gegeven dat de grens van een array werd overschreden, maar vaak niet, hoewel er niets was gewijzigd.

Waarschijnlijk zit in de programmaopbouw iets dat niet geheel juist is, maar voorheen werd getolereerd en nu, door een verandering in de compiler, niet meer.

Het gevolg van een en ander was dat het programma voor dit ontwerp dus niet meer gebruikt kon worden.

V. RESULTATEN EN CONCLUSIES.

Het doel van het uitvoeren van deze getijberekeningen is geweest het bepalen van de stroomsnelheden in de doorstroomopeningen van de stormvloedkering in de Oosterschelde ten behoeve van de scheepvaart.

In het hoofdontwerp zal met behulp van de resultaten van deze berekeningen worden onderzocht of het mogelijk is om enkele van de doorstroomopeningen te gebruiken als scheepvaartopeningen.

Deze openingen blijven hun functie als doorstroomopening vervullen, maar tevens zal gedurende een gedeelte van de getijcyclus, afhankelijk van de stroomsnelheden, de scheepvaart door deze openingen de kering passeren.

Uitgaande van normale weersomstandigheden zijn de stroomsnelheden het grootst tijdens springtij.

Daarom zijn de berekeningen uitgevoerd voor een normaal springtij.

Voor de berekening staan verschillende methoden te beschikking.

Overwogen is om gebruik te maken van een kombergingsberekening.

Daar het Oosterschelde-bekken niet geheel voldoet aan de eis dat het relatief kort is ten opzichte van de lengte van de getijgolf, zullen de uitkomsten waarschijnlijk minder nauwkeurig zijn.

Een ander programma dat ter beschikking stond en uitermate geschikt is voor het uitvoeren van deze berekeningen is het programma CHERIE.

Besloten is om gebruik te maken van het programma CHERIE en voor één geval tevens, ter vergelijking, een kombergingsberekening uit te voeren.

Voor de kombergingsberekening zou gebruikgemaakt zijn van het bestaande computerprogramma van van de Raadt en Dirksen.

Dit bleek echter op het laatste moment niet meer te werken, zodat hiervan helaas moest worden afgezien (zie par. IV.4.).

Om toch een vergelijking te kunnen maken zou de toevlucht tot een handberekening genomen kunnen worden.

Het bekken wordt geschematiseerd tot één geul en één profielvernaauwing.

De lengte van het bekken volgt uit de sommatie van de taklengte van de takken van CHERIE, die de hoofdgeul vormen.

Hiervoor nemen we de goul Roompot, doorgaande tot aan de Oesterdam (Razernijpolder).

De lengte van het bekken wordt dan: $L = 42220$ m.

Het verloop van de kombergingsoppervlakte van het bekken met de waterstand is weergegeven op bijlage IV-3.

In het eindpunt geldt $Q = 0$, het debiet in de monding dient te worden bepaald.

Er zijn meerdere mogelijkheden overwogen:

a Uitgaande van het verloop van de buitenwaterstanden h_{bu} en het bekend zijn van de doorstroomoppervlakte en het verloop van de kombergingsoppervlakte met de waterstand, is de waterstand op het bekken en het debiet in de monding te berekenen.

b Uitgaande van de bekende waterstanden in het bekken kan, met behulp van de over het gehele bekken geïntegreerde continuïteitsvergelijking, een benadering van het debiet in de monding worden gegeven.

Voor een vergelijking van beide methoden is methode a nodig, daar dan dezelfde randvoorwaarde buiten de kering kan worden opgelegd.

Daar deze methode nog al wat tijd vraagt en slechts op het laatste bleek dat het computerprogramma niet meer werkte, is deze methode niet gebruikt.

In plaats daarvan is een tweetal berekeningen gemaakt met methode b n.l. I. waarbij de h en dh/dt zijn ontleend aan de uitkomsten van het programma CHERIE voor de waterstand juist binnen de kering, resp. II. waarbij de h en dh/dt het gemiddelde is van de kromme juist achter de kering en die aan het eind van het bekken (zie blz. 56).

Met het programma CHERIE zijn een drietal berekeningen uitgevoerd. Een berekening waarbij de doorstroomopeningen zijn ingevoerd als duikers (constant doorstroomoppervlak).

Deze berekening is gebruikt voor een vergelijking met de uitkomsten van het programma IMPLIC.

Een ijking van de schematisatie van CHERIE met deze uitkomsten is niet op zijn plaats daar voor CHERIE schematisatie de recentste meetgegevens zijn gebruikt.

Bij vergelijking van de uitkomsten bleken deze toch vrij redelijk overeen te komen. (zie par. III-6).

Daarna zijn met de schematisatie t.b.v. CHERIE twee gevallen bekeken, waarbij de duikers zijn vervangen door overlaten.

In het ene geval was de afvoercoëfficiënt $\mu = 0.9$ en in het andere geval $\mu = 0.8$.

Het doorstroomoppervlak beneden N.A.P. is bepaald in hoofdstuk III van het hoofdontwerp.

De ingevoerde waarde is $\mu A_s = 20000 \text{ m}^2$ voor $\mu = 0.86$, (voor $\mu = 0.9$ is μA_s dus iets groter en voor $\mu = 0.8$ iets kleiner).

De resulterende stroomsnelheden in de openingen zijn weergegeven op de bijlagen III-12.2. en III-13.2..

Voor het geval met de duiker als schematisatie voor de doorstroomopeningen, zijn tevens berekeningen uitgevoerd met de geïntegreerde continuïteitsvergelijking. (methode b blz. 55).

De resultaten hiervan zijn weergegeven op bijlage V-1 en V-2.

Bij een vergelijking van de resultaten van de berekening met het programma CHERIE met de resultaten verkregen door integratie van de continuïteitsvergelijking, is het volgende op te merken:

- a. De maximale stroomsnelheden (zowel eb- als vloodsnelheid), zijn bij de CHERIE-berekening ca. 5% kleiner dan bij de berekening met de geïntegreerde continuïteitsvergelijking gebaseerd op $h_{\text{gem.}}$ en $(dh/dt)_{\text{gem.}}$ (Berekening II) en ca 25 % kleiner bij de berekening gebaseerd op h_{bin} en dh_{bin}/dt (berekening II).
Hierin is h_{bin} de waterstand juist binnen de kering en $h_{\text{gem.}}$ het gemiddelde van de waterstanden juist binnen de kering en die aan het eind van het bekken.

- b. Wat de vorm van de kromme betreft is de overeenkomst van de berekening met h_{gem} en $(dh/dt)_{\text{gem}}$ en de uitkomst van de CHERIE-berekening ook beter dan bij de berekening met h_{bin} en dh_{bin}/dt .

Voor het in het begin van dit hoofdstuk omschreven doel zijn de maximale snelheden niet zo zeer van belang, maar de tijdsduur dat de snelheid in nader te omschrijven interval ligt.

In het hoofdontwerp is onderzoek verricht naar de richtwaarden voor de toelaatbare stroomsnelheden in de scheepvaartopeningen, waarbij passeren van de kering door de schepen nog mogelijk is.

Bij varen met de stroom mee wordt aangehouden 1.5 m/sec. en bij varen tegen de stroom in 2 m/sec..

Passeren is dus mogelijk als de snelheid ligt in het interval $-1.5 < \bar{v} < 2$ of $-2 < \bar{v} < 1.5$ afhankelijk van de stroomrichting en de vaarrichting.

Met bovengenoemde richtwaarden voor de toelaatbare snelheid is het beschikbare tijdsinterval voor passeren als volgt:

Berekening I. $-1.5 < \bar{v} < 2$; ± 5.75 uur per 12 uur.
 $-2 < \bar{v} < 1.5$; ± 5.25 uur per 12 uur.

Berekening II $-1.5 < \bar{v} < 2$; ± 4 uur per 12 uur.
 $-2 < \bar{v} < 1.5$; ± 3.75 uur per 12 uur.

CHERIE. $-1.5 < \bar{v} < 2$; ± 3.25 uur per 12 uur.
 $-2 < \bar{v} < 1.5$; ± 2.75 uur per 12 uur.

De resultaten van berekening I geven een sterke overschatting van het tijdsinterval, waarin passeren door de scheepvaart mogelijk is. Ook de resultaten van berekening II geven nog een te hoge waarde voor het voor passeren beschikbare tijdsinterval.

De afwijking (0.75 uur op 3.25 uur) is toch altijd nog $\pm 25\%$.

Voor een zeer globale schatting van het beschikbare tijdsinterval is de methode van berekening II toch al veel beter bruikbaar dan de methode van berekening I.

In het hoofdontwerp zal echter van de resultaten uit de CHERIE-berekening gebruik gemaakt worden.

De voor het hoofdontwerp belangrijke resultaten zullen nu worden gememoreerd.

Daar de scheepvaartopeningen in werkelijkheid een stroomvoerend dwarsprofiel hebben, waarvan het oppervlak varieert met de waterstand, zal gebruikgemaakt worden van de resultaten van de berekeningen met een overlaat voor $\mu = 0.9$ resp. $\mu = 0.8$.

De resultaten zijn als volgt:

$$\mu = 0.9$$

-1.5 < \bar{v} < 2	; beschikbare tijd rond hw-kentering	± 105 min.	
	beschikbare tijd rond lw-kentering	± 150 min.	
	totaal per 12 uur	± 255 min.	(4.25 uur)
-2 < \bar{v} < 1.5	; beschikbare tijd rond hw-kentering	± 90 min.	
	beschikbare tijd rond lw-kentering	± 120 min.	
	totaal per 12 uur	± 210 min.	(3.5 uur)

$$\mu = 0.8$$

-1.5 < \bar{v} < 2	; beschikbare tijd rond hw-kentering	± 90 min.	
	beschikbare tijd rond lw-kentering	± 120 min.	
	totaal per 12 uur	± 210 min.	(3.5 uur)
-2 < \bar{v} < 1.5	; beschikbare tijd rond hw-kentering	± 80 min.	
	beschikbare tijd rond lw-kentering	± 110 min.	
	totaal per 12 uur	± 190 min.	(3 uur 10)

Voor de scheepvaart, die tijdens de periode rond de hw-kentering van buiten de kering komend de kering wil passeren, is het tijdsinterval $-2 < \bar{v} < 1.5$ van belang.

Voor de scheepvaart, die tijdens de periode rond de lw-kentering van buiten de kering komend de kering wil passeren, is het tijdsinterval $-1.5 < \bar{v} < 2$ van belang.

Uit het bovenstaande kan worden geconcludeerd, dat een verhoging van de afvoercoëfficiënt gunstig is voor het beschikbare tijdsinterval voor passeren door de scheepvaart.

Steeds is de beschikbare tijd voor het passeren rond de hw-kentering kleiner dan rond de lw-kentering.

Verder dient opgemerkt te worden dat de bovengenoemde richtwaarden voor de toelaatbare stroomsnelheden in de scheepvaartopeningen, waarbij passeren toegestaan is, in de praktijk nog kunnen worden aangepast.

Een kleine verhoging van deze richtwaarden kan het beschikbare tijdsinterval aanmerkelijk vergroten (zie bijlagen III-12.2 en III-13.2).

Hoewel de gebruikte schematisatie niet is geijkt aan metingen of uitkomsten van andere berekeningen, zijn de gevonden waarden toch goed bruikbaar als schattingen voor het voor passeren beschikbare tijdsinterval.

Dat de berekeningen slechts zijn uitgevoerd voor een normaal springtij, is niet bezwaarlijk.

Afhankelijk van de weersomstandigheden kunnen de uitkomsten voor een springtij ook variëren, zodat ook de berekende waarden voor een normaal springtij niet meer dan schattingen zijn.

Zouden eveneens berekeningen zijn uitgevoerd met een doodtij, dan zou hieruit volgen dat het voor passeren beschikbare tijdsinterval groter is, dus gunstiger.

Is men geïnteresseerd in de grootte van het tijdsinterval bij doodtij, dan is het uitvoeren van berekeningen noodzakelijk.

Via een nieuwe berekening kan voor elk gewenst verband tussen de waterstand en de tijd de grootte van het voor passeren beschikbare tijdsinterval worden bepaald.

Bepaling minimale taklengten buiten de kering.

nummer tak	taklengte	a_r op N.A.P.	$\Delta x_{\min.}$	$\Delta x_{\min.}$	$x_{\min.}$
129 b	1450 m.	7.44 m.	1281 m.	854 m.	2562 m.
107 b	1590 m.	11.38 m.	1585 m.	1057 m.	3171 m.
117	2200 m.	10.93 m.	1553 m.	1034 m.	3102 m.
108	2760 m.	10.11 m.	1494 m.	996 m.	2988 m.
104	3080 m.	13.27 m.	1711 m.	1141 m.	3423 m.
102	4440 m.	5.11 m.	1062 m.	708 m.	2124 m.
105	1730 m.	16.85 m.	1928 m.	1285 m.	3855 m.
109	1850 m.	7.66 m.	1300 m.	867 m.	2601 m.
110	2670 m.	7.09 m.	1251 m.	834 m.	2502 m.
116	2460 m.	5.11 m.	1062 m.	708 m.	2124 m.
118	3320 m.	10.71 m.	1538 m.	1025 m.	3075 m.
131	2060 m.	5.33 m.	1085 m.	723 m.	2169 m.
130 b	3160 m.	6.67 m.	1213 m.	809 m.	2421 m.
133 b	2850 m.	7.17 m.	1258 m.	839 m.	2517 m.
135 b	2690 m.	5.69 m.	1121 m.	747 m.	2241 m.
134	2490 m.	9.28 m.	1431 m.	954 m.	2862 m.
119	2680 m.	11.73 m.	1609 m.	1073 m.	3219 m.
123	1180 m.	8.99 m.	1409 m.	939 m.	2817 m.
124	900 m.	5.75 m.	1126 m.	751 m.	2253 m.
125	2170 m.	7.35 m.	1274 m.	849 m.	2547 m.
111	1910 m.	8.28 m.	1352 m.	901 m.	2703 m.
112	1490 m.	11.14 m.	1568 m.	1045 m.	3135 m.
113	1710 m.	11.81 m.	1615 m.	1076 m.	3228 m.
114	1410 m.	6.10 m.	1160 m.	774 m.	2322 m.
115	1300 m.	3.61 m.	893 m.	595 m.	1785 m.
106	4140 m.	15.07 m.	1824 m.	1216 m.	3648 m.
126	1760 m.	5.81 m.	1132 m.	755 m.	2265 m.
122	3680 m.	5.31 m.	1083 m.	722 m.	2166 m.
120	1930 m.	13.54 m.	1729 m.	1153 m.	3459 m.
136 b	4500 m.	4.64 m.	1012 m.	675 m.	2025 m.
138 b	1760 m.	4.23 m.	966 m.	644 m.	1932 m.
140 b	1660 m.	3.61 m.	893 m.	595 m.	1785 m.
139	1300 m.	3.53 m.	883 m.	588 m.	1764 m.

vervolg bepaling minimale taklengten buiten de kering

nummer tak	taklengte	a_r op N.A.P.	$\Delta x_{\min.}$	$\Delta x_{\min.}$	$x_{\min.}$
137	1910 m.	4.02 m.	942 m.	628 m.	1884 m.
121	1850 m.	13.29 m.	1713 m.	1142 m.	3426 m.
141 b	3630 m.	4.35 m.	980 m.	653 m.	1959 m.
201 a	2860 m.	12.17 m.	1639 m.	1093 m.	3279 m.
202	2200 m.	7.88 m.	1319 m.	879 m.	2637 m.
203	2250 m.	4.50 m.	997 m.	664 m.	1992 m.
204	2600 m.	12.16 m.	1638 m.	1092 m.	3276 m.
205	2620 m.	8.41 m.	1362 m.	908 m.	2724 m.
206	1890 m.	15.07 m.	1824 m.	1216 m.	3648 m.
209	2170 m.	5.74 m.	1126 m.	750 m.	2250 m.
201 b	1560 m.	15.63 m.	1857 m.	1238 m.	3714 m.
201 c	1880 m.	10.55 m.	1526 m.	1017 m.	3051 m.

N.B. De eerste waarde voor $\Delta x_{\min.}$ is gebaseerd op een Δt van 150 seconden en de tweede waarde voor $\Delta x_{\min.}$ op een Δt van 100 seconden, de laatste waarde voor $x_{\min.}$ op een t van 300 seconden.

Bepaling minimale taklengten Oosterschelde.

nummer tak	taklengte	a_r op N.A.P.	$\Delta x_{\min.}$	$\Delta x_{\min.}$	x_{\min}
10	3080 m.	20.67 m.	2136 m.	1424 m.	4272 m.
10 a	1540 m.	21.73 m.	2190 m.	1460 m.	4380 m.
10 b	1540 m.	19.72 m.	2086 m.	1391 m.	4173 m.
11	1890 m.	17.08 m.	1942 m.	1294 m.	3882 m.
12	1900 m.	18.35 m.	2013 m.	1342 m.	4026 m.
13	2500 m.	23.29 m.	2267 m.	1512 m.	4536 m.
14	3110 m.	14.84 m.	1810 m.	1207 m.	3621 m.
15	860 m.	10.56 m.	1527 m.	1018 m.	3054 m.
16	1620 m.	8.00 m.	1329 m.	886 m.	2658 m.
17	2370 m.	8.97 m.	1407 m.	938 m.	2814 m.
17 G	1560 m.	9.29 m.	1432 m.	955 m.	2865 m.
18	1460 m.	10.18 m.	1500 m.	1000 m.	3000 m.
18 G	2270 m.	10.00 m.	1486 m.	990 m.	2970 m.
19	2330 m.	5.64 m.	1116 m.	744 m.	2232 m.
20	3100 m.	1.72 m.	616 m.	410 m.	1230 m.
21 aG	2860 m.	11.88 m.	1619 m.	1080 m.	3240 m.
21 bG	2050 m.	13.27 m.	1711 m.	1141 m.	3423 m.
22 G	2030 m.	15.93 m.	1875 m.	1250 m.	3750 m.
23	3370 m.	13.73 m.	1741 m.	1161 m.	3483 m.
24	2320 m.	17.49 m.	1965 m.	1310 m.	3930 m.
25	2640 m.	0.73 m.	401 m.	268 m.	804 m.
26	2690 m.	1.07 m.	486 m.	324 m.	972 m.
27	3260 m.	12.96 m.	1691 m.	1128 m.	3384 m.
27 a2	1780 m.	13.91 m.	1752 m.	1168 m.	3504 m.
27 AB1	1480 m.	12.84 m.	1683 m.	1122 m.	3366 m.
28	1370 m.	13.10 m.	1700 m.	1134 m.	3402 m.
29	870 m.	4.78 m.	1027 m.	685 m.	2055 m.
30	2740 m.	14.46 m.	1787 m.	1191 m.	3573 m.
31	2470 m.	20.91 m.	2148 m.	1432 m.	4296 m.
32	1680 m.	13.81 m.	1746 m.	1164 m.	3492 m.
33	2170 m.	10.58 m.	1528 m.	1019 m.	3057 m.
34	1865 m.	5.59 m.	1111 m.	740 m.	2220 m.
35	3900 m.	6.83 m.	1228 m.	819 m.	2457 m.
36	1555 m.	9.82 m.	1472 m.	981 m.	2943 m.

vervolg bepaling minimale taklengten Oosterschelde.

nummer tak	taklengte	a_r op N.A.P.	$\Delta x_{\min.}$	$\Delta x_{\min.}$	x_{\min}
37	1970 m.	11.34 m.	1582 m.	1055 m.	3165 m.
38	1590 m.	7.42 m.	1280 m.	853 m.	2559 m.
39	2390 m.	14.62 m.	1796 m.	1198 m.	3594 m.
40	3520 m.	17.39 m.	1959 m.	1306 m.	3918 m.
41	4600 m.	19.12 m.	2054 m.	1370 m.	4110 m.
41 a	1730 m.	22.10 m.	2209 m.	1472 m.	4416 m.
41 b	2870 m.	17.84 m.	1984 m.	1323 m.	3969 m.
42	2470 m.	14.65 m.	1798 m.	1199 m.	3597 m.
43	2000 m.	16.27 m.	1895 m.	1263 m.	3789 m.
44	2480 m.	14.51 m.	1790 m.	1193 m.	3579 m.
45	3340 m.	4.47 m.	993 m.	662 m.	1986 m.
46	3310 m.	8.34 m.	1358 m.	905 m.	2715 m.
47	2770 m.	6.03 m.	1154 m.	769 m.	2307 m.
48	1220 m.	1.10 m.	493 m.	328 m.	984 m.
49	700 m.	27.20 m.	2450 m.	1633 m.	4899 m.
50	1250 m.	20.73 m.	2139 m.	1426 m.	4278 m.
51	2030 m.	14.66 m.	1799 m.	1199 m.	3597 m.
52	2050 m.	16.00 m.	1879 m.	1253 m.	3759 m.
53	2870 m.	9.05 m.	1413 m.	942 m.	2826 m.
54	1590 m.	7.16 m.	1257 m.	838 m.	2514 m.
55	4100 m.	9.61 m.	1456 m.	971 m.	2913 m.
56	1540 m.	6.87 m.	1231 m.	821 m.	2463 m.
57	810 m.	5.27 m.	1079 m.	719 m.	2157 m.
58	1400 m.	4.10 m.	951 m.	634 m.	1902 m.
59	4000 m.	4.14 m.	956 m.	637 m.	1911 m.
60	3610 m.	14.88 m.	1812 m.	1208 m.	3624 m.
61	1360 m.	10.28 m.	1506 m.	1004 m.	3012 m.
62	3980 m.	7.73 m.	1306 m.	871 m.	2613 m.
62 SW	2640 m.	6.90 m.	1234 m.	823 m.	2469 m.
62 SWO	1340 m.	10.57 m.	1527 m.	1018 m.	3054 m.
63	1100 m.	8.55 m.	1374 m.	916 m.	2748 m.
64	2430 m.	1.82 m.	634 m.	423 m.	1269 m.
64 TE	2430 m.	2.19 m.	695 m.	464 m.	1392 m.
65	2350 m.	4.30 m.	974 m.	649 m.	1947 m.

vervolg bepaling minimale taklengten Oosterschelde.

nummer tak	taklengte	a_r op N.A.P.	$\Delta x_{\min.}$	$\Delta x_{\min.}$	$x_{\min.}$
66	2960 m.	2.04 m.	671 m.	447 m.	1341 m.
67	3270 m.	1.42 m.	560 m.	373 m.	1119 m.
68	3670 m.	0.73 m.	401 m.	268 m.	804 m.
69	2840 m.	7.79 m.	1311 m.	874 m.	2622 m.
70	1340 m.	4.50 m.	997 m.	664 m.	1992 m.
71	1940 m.	4.96 m.	1046 m.	698 m.	2094 m.
72	2140 m.	1.54 m.	583 m.	389 m.	1167 m.
73	2390 m.	6.53 m.	1201 m.	800 m.	2400 m.
74	4990 m.	1.48 m.	572 m.	381 m.	1143 m.
74 A	2280 m.	1.72 m.	616 m.	411 m.	1233 m.
74 B	2630 m.	1.53 m.	581 m.	387 m.	1161 m.
74 C	2710 m.	0.87 m.	438 m.	292 m.	876 m.
74 AB	2280 m.	1.71 m.	614 m.	410 m.	1230 m.
74 T	4990 m.	1.56 m.	587 m.	391 m.	1173 m.
74 CT	2710 m.	0.97 m.	463 m.	308 m.	924 m.
75	3950 m.	6.41 m.	1189 m.	793 m.	2379 m.
75 TE	3950 m.	6.38 m.	1187 m.	791 m.	2373 m.
76	2740 m.	2.91 m.	801 m.	534 m.	1602 m.
76 A	1500 m.	6.02 m.	1153 m.	768 m.	2304 m.
76 B	1650 m.	1.41 m.	558 m.	372 m.	1116 m.
76 B1	1580 m.	1.56 m.	587 m.	391 m.	1173 m.
76 B2	1020 m.	0.91 m.	448 m.	299 m.	897 m.
76 B3	1650 m.	1.62 m.	598 m.	399 m.	1197 m.
76 C	2740 m.	3.29 m.	852 m.	568 m.	1704 m.
76 AB	3150 m.	2.47 m.	738 m.	492 m.	1476 m.
76 TE	2390 m.	2.92 m.	801 m.	534 m.	1602 m.
76 BTE	1650 m.	1.44 m.	564 m.	376 m.	1128 m.
76 CTE	2390 m.	3.16 m.	835 m.	557 m.	1671 m.
77	815 m.	7.49 m.	1286 m.	857 m.	2571 m.
78	2835 m.	2.41 m.	729 m.	486 m.	1458 m.
78 A	1340 m.	4.43 m.	989 m.	659 m.	1977 m.
78 B	1495 m.	1.59 m.	593 m.	395 m.	1185 m.
78 C	975 m.	3.27 m.	850 m.	566 m.	1698 m.
79	1665 m.	0.63 m.	373 m.	249 m.	747 m.

vervolg bepaling minimale taklengten Oosterschelde.

nummer tak	taklengte	a_r op N.A.P.	$\Delta x_{\min.}$	$\Delta x_{\min.}$	$x_{\min.}$
80	1330 m.	2.10 m.	681 m.	454 m.	1362 m.
80 A	1330 m.	2.19 m.	695 m.	464 m.	1392 m.
80 B	640 m.	1.82 m.	634 m.	423 m.	1269 m.
81	4460 m.	1.06 m.	484 m.	322 m.	966 m.
81 A	1875 m.	1.32 m.	540 m.	360 m.	1080 m.
81 B	2585 m.	0.53 m.	342 m.	228 m.	684 m.
82	3340 m.	1.24 m.	523 m.	349 m.	1047 m.
82 A	800 m.	1.12 m.	497 m.	331 m.	993 m.
82 B	2540 m.	1.40 m.	556 m.	371 m.	1113 m.
81 + 82	4460 m.	1.15 m.	504 m.	336 m.	1008 m.

N.B. De eerste waarde voor $\Delta x_{\min.}$ is gebaseerd op een Δt van 150 seconden en de tweede waarde voor $\Delta x_{\min.}$ op een Δt van 100 seconden, de laatste waarde voor $\Delta x_{\min.}$ op een Δt van 300 seconden.

21	5360 m.	13.53 m.	1728 m.	1152 m.	3456 m.
22	1580 m.	15.89 m.	1873 m.	1249 m.	3747 m.

Bepaling minimale taklengten Keeten-Mastgat-Zijpe-Krabbenkreek

Krammer en Volkerak

nummer	tak	taklengte	a_r op N.A.P.	$\Delta x_{\min.}$	$\Delta x_{\min.}$	$x_{\min.}$
Ke	1	2900 m.	13.27 m.	1711 m.	1141 m.	3423 m.
	2	2950 m.	19.06 m.	2051 m.	1367 m.	4101 m.
	3	2550 m.	13.11 m.	1701 m.	1134 m.	3402 m.
	4	2250 m.	12.98 m.	1693 m.	1128 m.	3384 m.
	5	1850 m.	18.46 m.	2019 m.	1346 m.	4038 m.
Kk	1	2400 m.	5.67 m.	1119 m.	746 m.	2238 m.
	2	2100 m.	5.10 m.	1061 m.	707 m.	2121 m.
	3	1800 m.	5.27 m.	1079 m.	719 m.	2157 m.
	4	1620 m.	3.84 m.	921 m.	614 m.	1842 m.
KV	1	1700 m.	11.07 m.	1563 m.	1042 m.	3126 m.
	2	1900 m.	9.34 m.	1436 m.	957 m.	2871 m.
	3	2100 m.	9.16 m.	1422 m.	948 m.	2844 m.
	4	2300 m.	8.53 m.	1372 m.	915 m.	2745 m.
	5 a	1900 m.	5.37 m.	1089 m.	726 m.	2178 m.
	5 b	2020 m.	5.13 m.	1064 m.	709 m.	2127 m.
	6	1870 m.	3.51 m.	880 m.	587 m.	1761 m.
	7 a	1900 m.	4.18 m.	961 m.	640 m.	1920 m.
	7 b	1030 m.	2.76 m.	781 m.	520 m.	1560 m.
	8 a	2100 m.	8.51 m.	1371 m.	914 m.	2742 m.
	8 b	2380 m.	9.54 m.	1451 m.	967 m.	2901 m.
	9 a	2100 m.	5.53 m.	1105 m.	737 m.	2211 m.
	9 b	1410 m.	3.59 m.	890 m.	593 m.	1779 m.
	10 a	2130 m.	8.37 m.	1359 m.	906 m.	2718 m.
	10 b	2000 m.	8.04 m.	1332 m.	888 m.	2664 m.
	11 a	2100 m.	7.84 m.	1315 m.	877 m.	2631 m.
	11 b	2200 m.	6.45 m.	1193 m.	795 m.	2385 m.
	12 a	2300 m.	6.37 m.	1186 m.	791 m.	2373 m.
	12 b	2050 m.	7.13 m.	1254 m.	836 m.	2508 m.

N.B. Ke = nummer van een tak in Keeten-Mastgat-Zijpe,

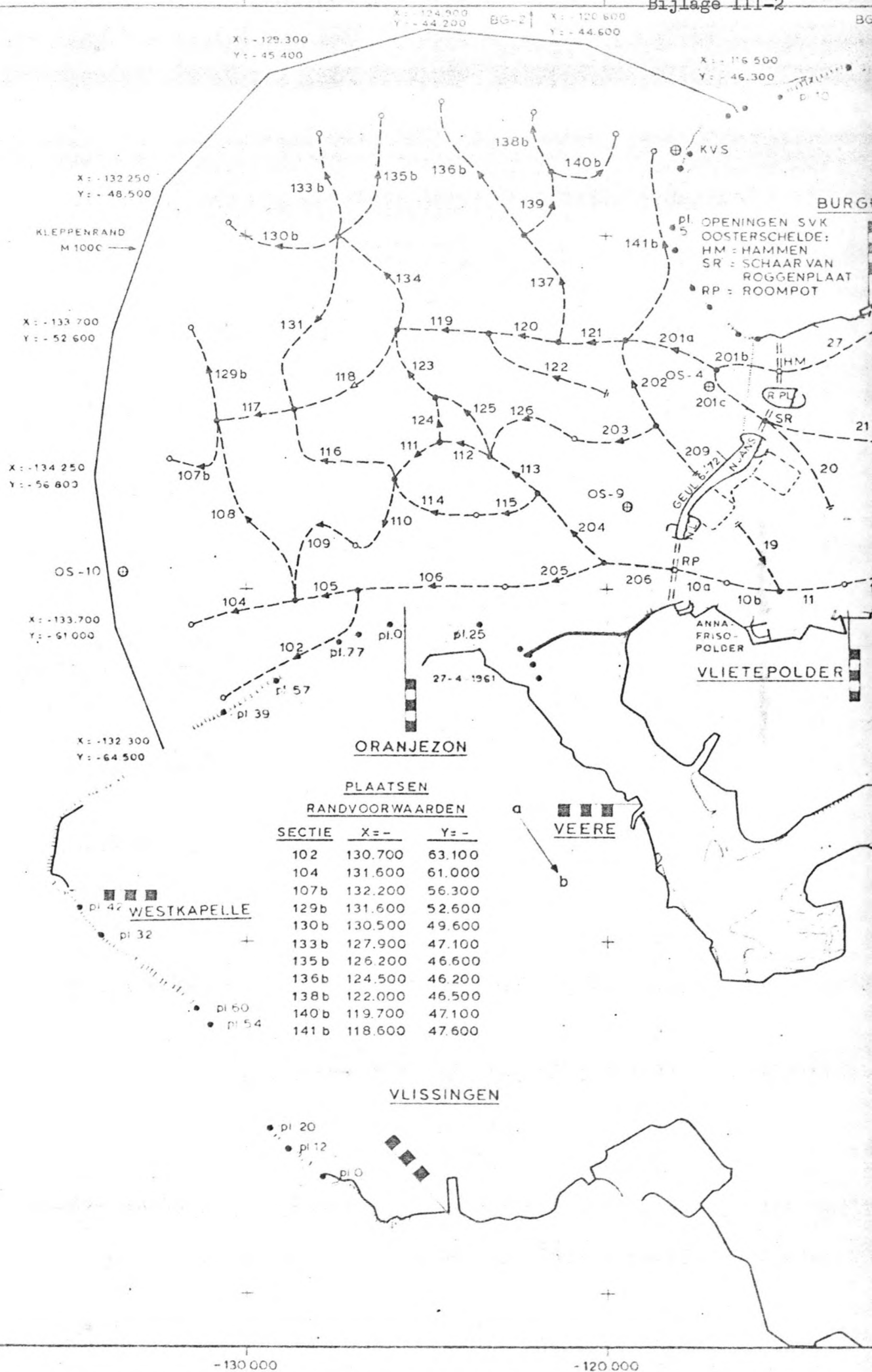
Kk = nummer van een tak in de Krabbenkreek,

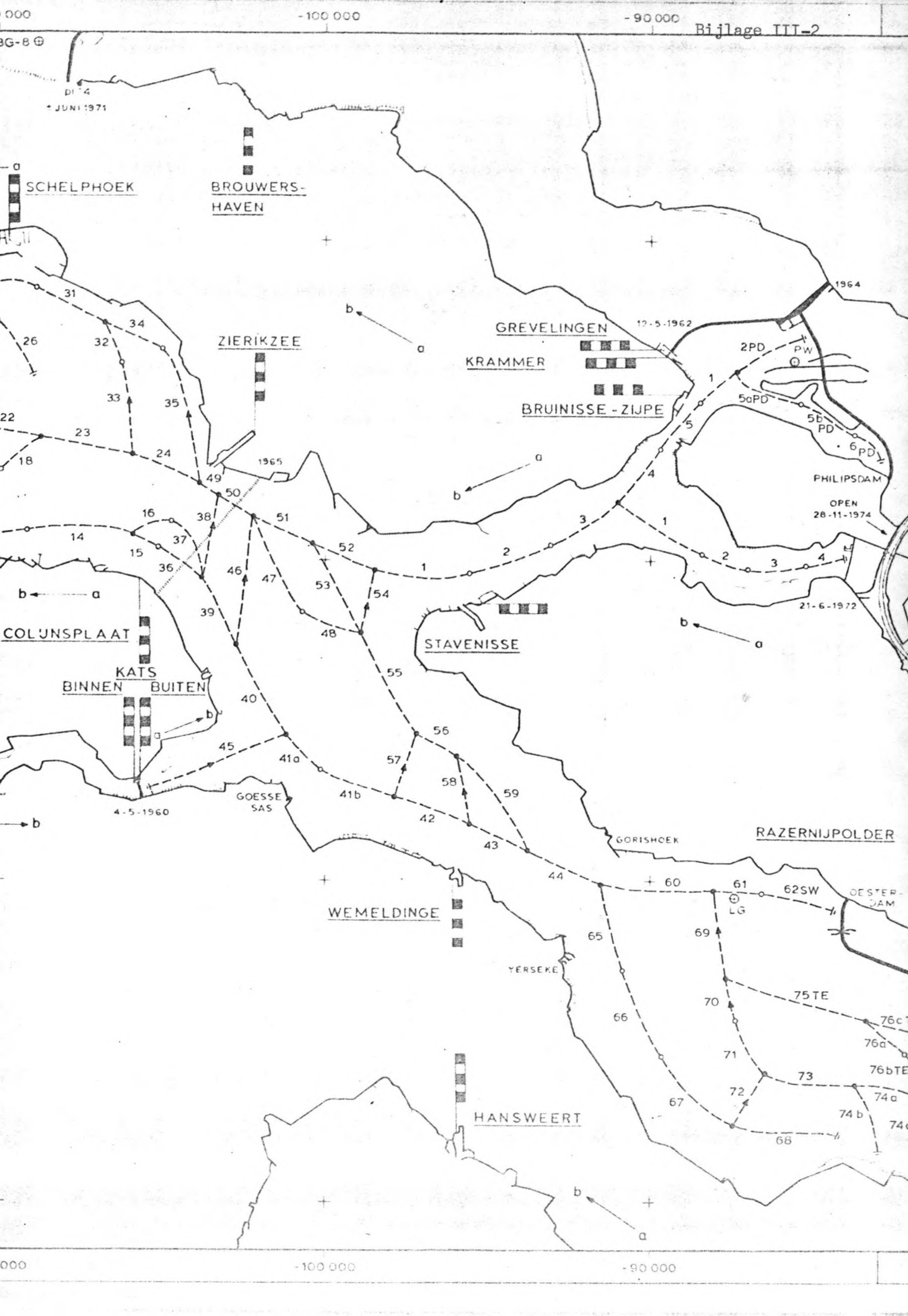
KV = nummer van een tak in Krammer-Volkerak;

Bepaling minimale taklengten in de Schelde-Rijnverbinding

nummer	tak	taklengte	a_r op N.A.P.	$\Delta x_{\min.}$	$\Delta x_{\min.}$	$x_{\min.}$
SR	1 a	1890 m.	5.88 m.	1139 m.	759 m.	2277 m.
	1 b	1185 m.	5.65 m.	1117 m.	744 m.	2232 m.
	2	2230 m.	5.48 m.	1100 m.	733 m.	2199 m.
	3	475 m.	6.56 m.	1203 m.	802 m.	2406 m.
	4	1565 m.	6.01 m.	1152 m.	768 m.	2304 m.
	5	1335 m.	2.80 m.	786 m.	524 m.	1572 m.
	6	746 m.	4.81 m.	1030 m.	687 m.	2061 m.
	7	1816 m.	4.07 m.	948 m.	632 m.	1896 m.
	8	1928 m.	5.48 m.	1100 m.	733 m.	2199 m.
	9	2694 m.	4.00 m.	940 m.	626 m.	1878 m.
	10	2760 m.	4.38 m.	983 m.	655 m.	1965 m.
	11	3110 m.	4.69 m.	1017 m.	678 m.	2034 m.
	12	960 m.	5.10 m.	1061 m.	707 m.	2121 m.
	13	2180 m.	5.17 m.	1068 m.	712 m.	2136 m.
	14	2180 m.	5.28 m.	1080 m.	720 m.	2160 m.

N.B. SR = nummer tak in de Schelde-Rijnverbinding;



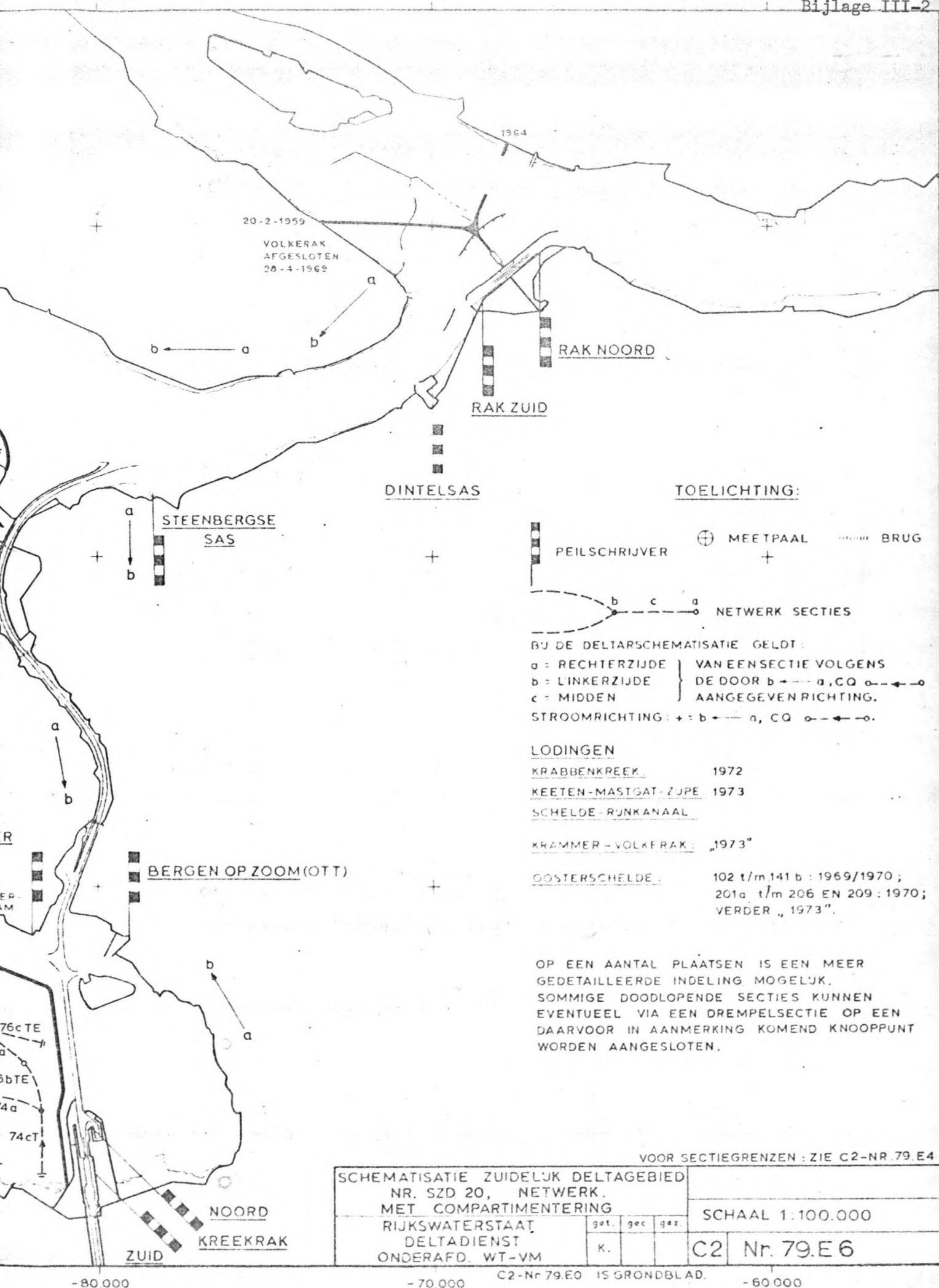


-80.000

-70.000

-60.000

Bijlage III-2

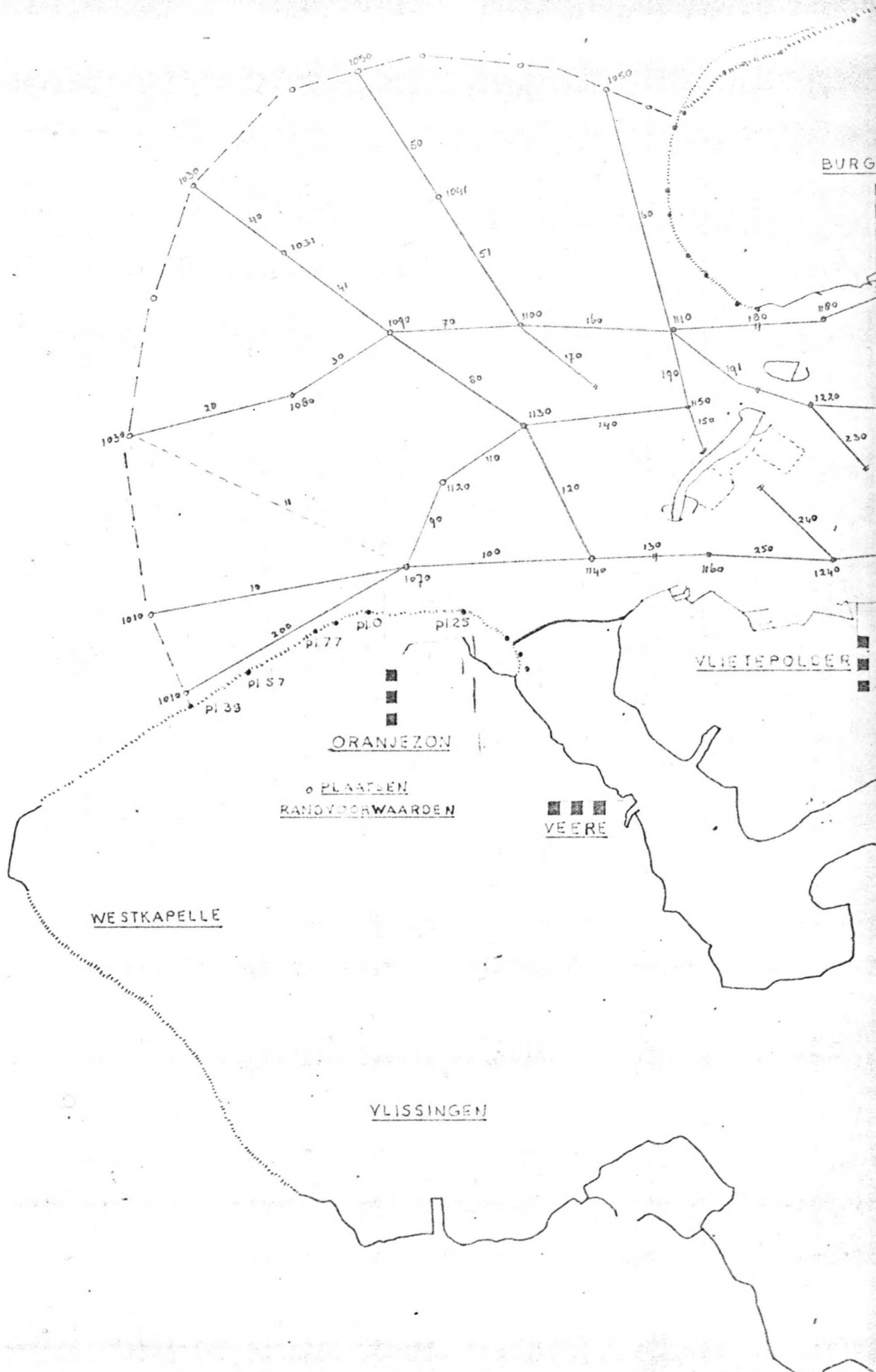


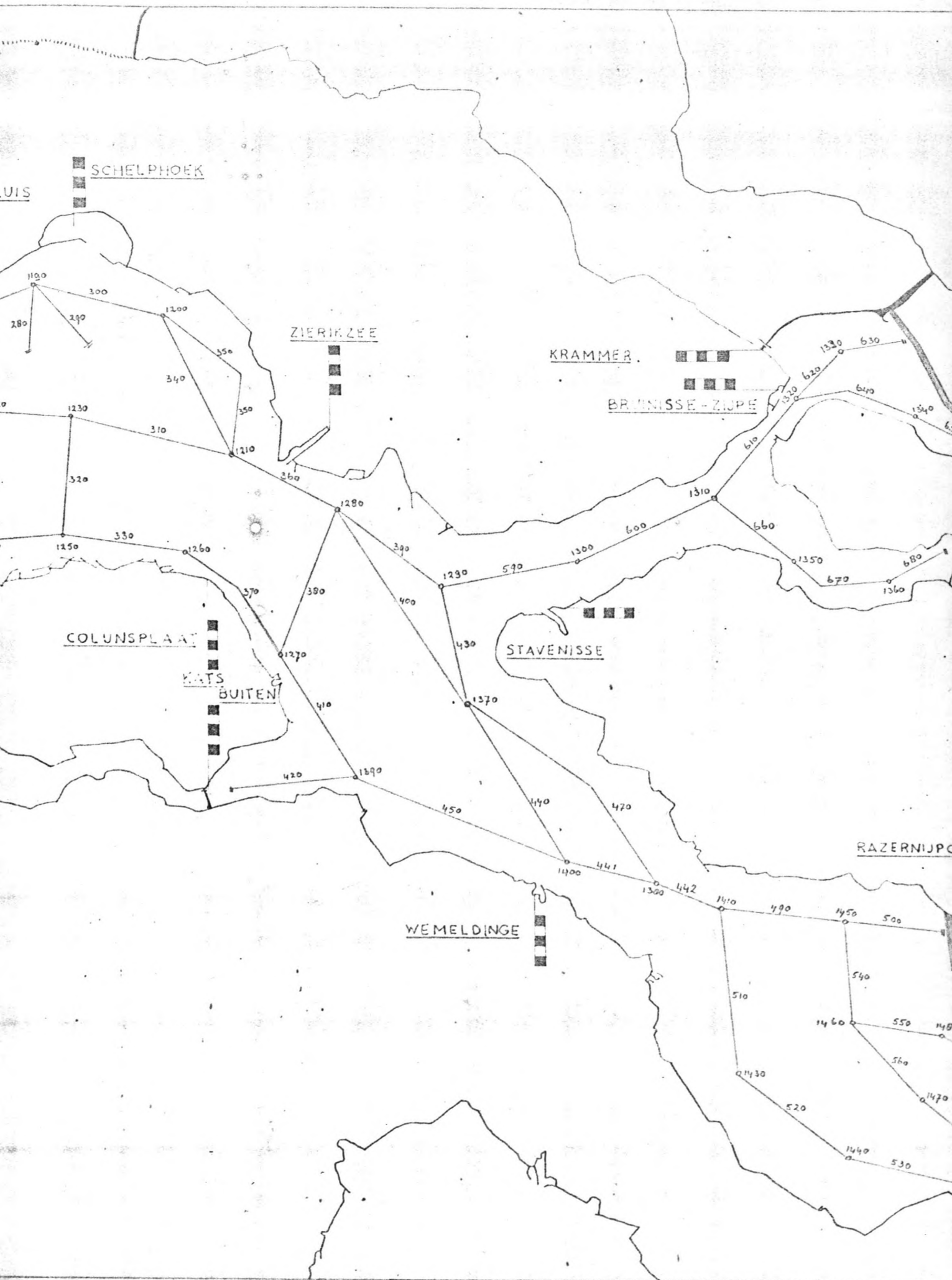
-80.000

-70.000

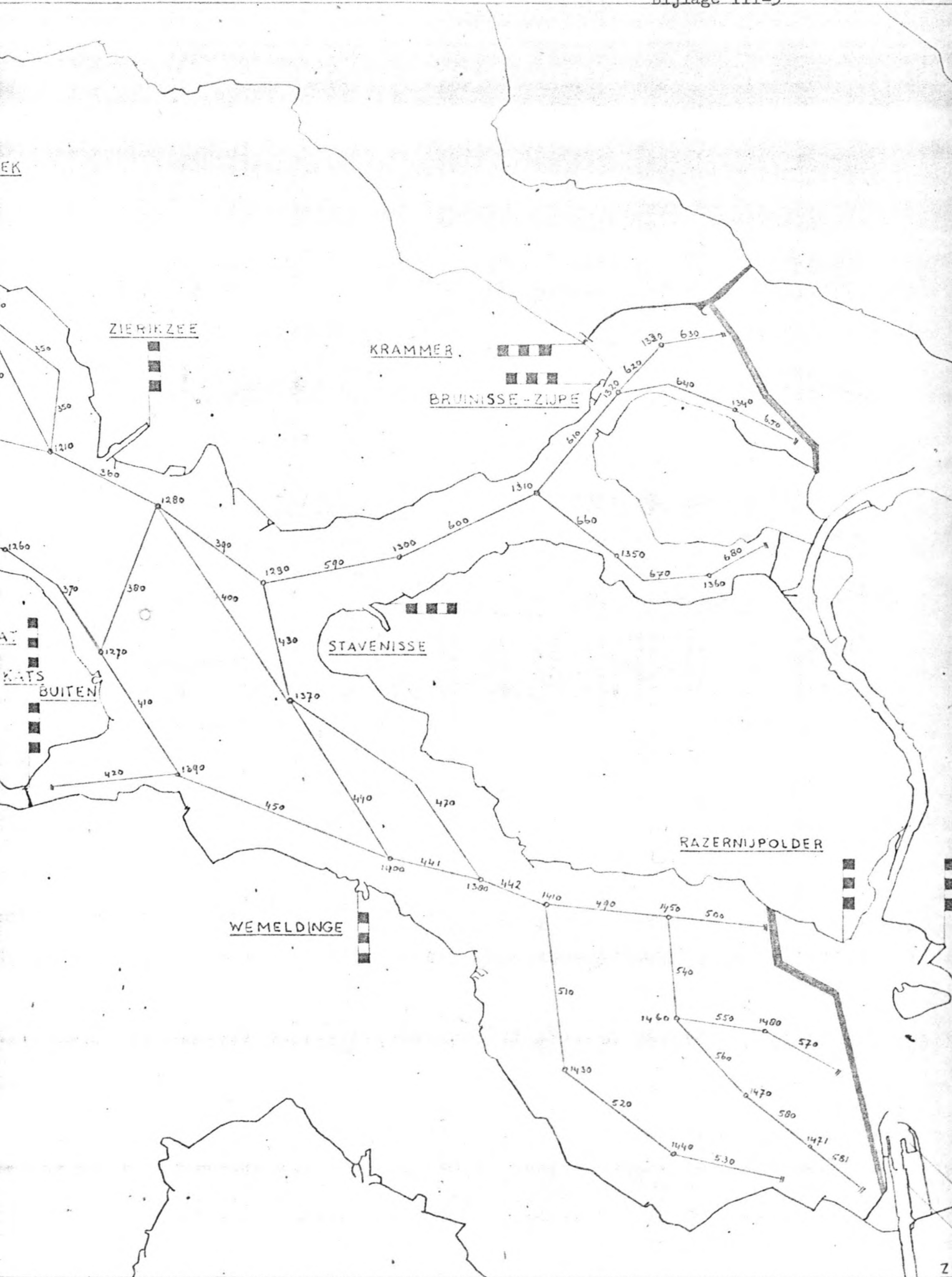
C2-Nr. 79.E0 IS GRONDBLAD.

-60.000





EK

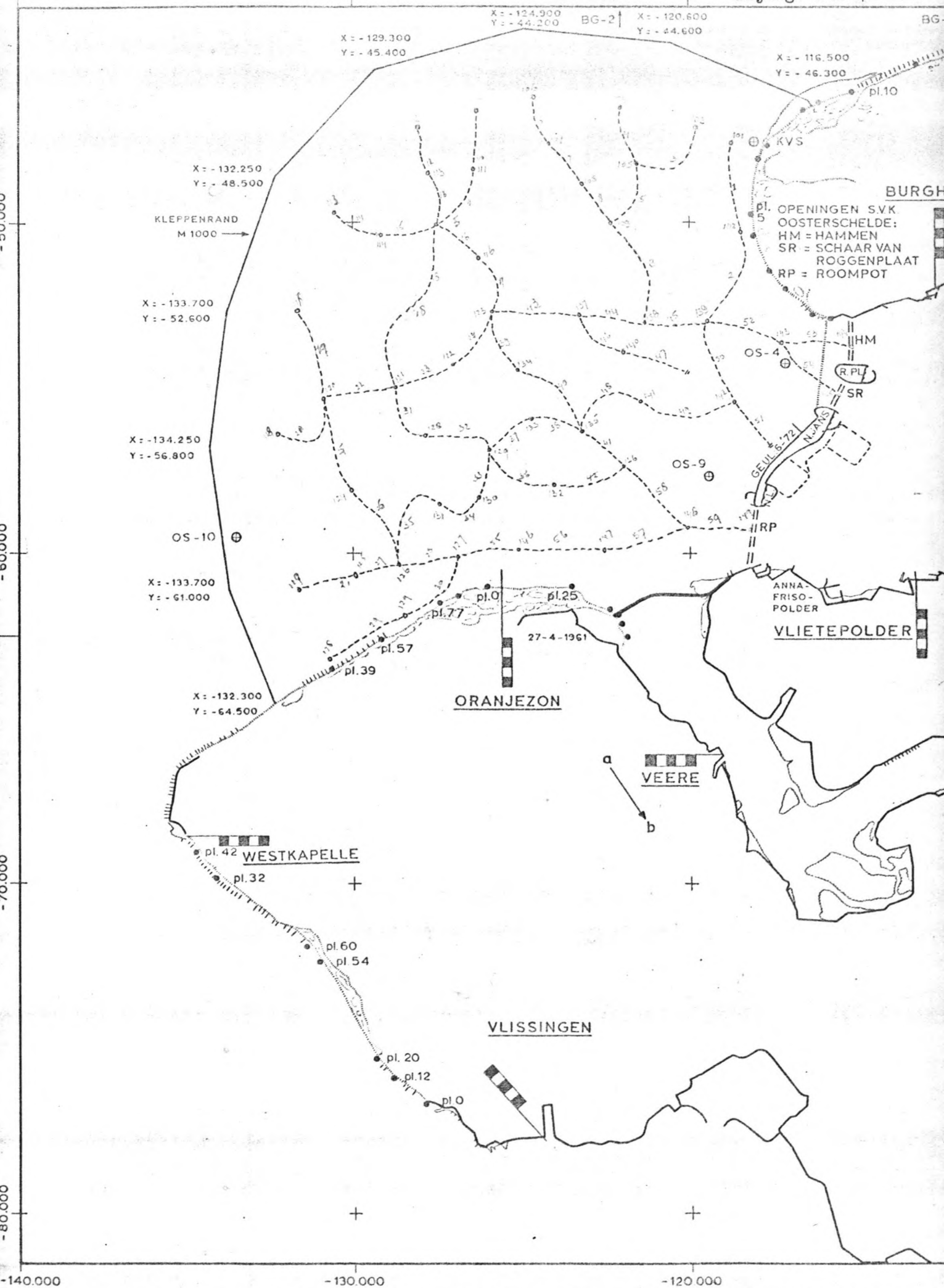


-140.000

-130.000

-120.000

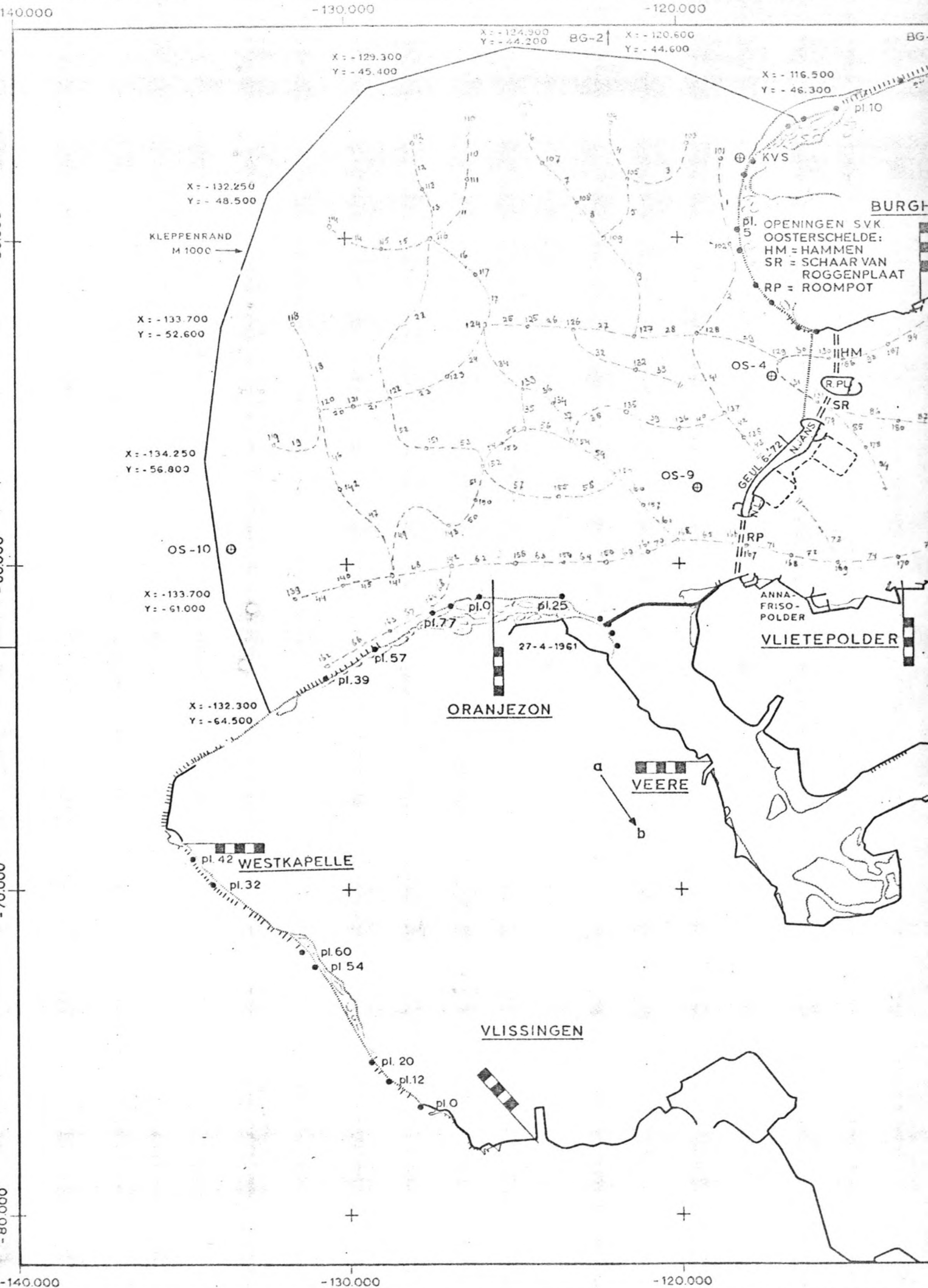
Bijlage III-4



-140.000

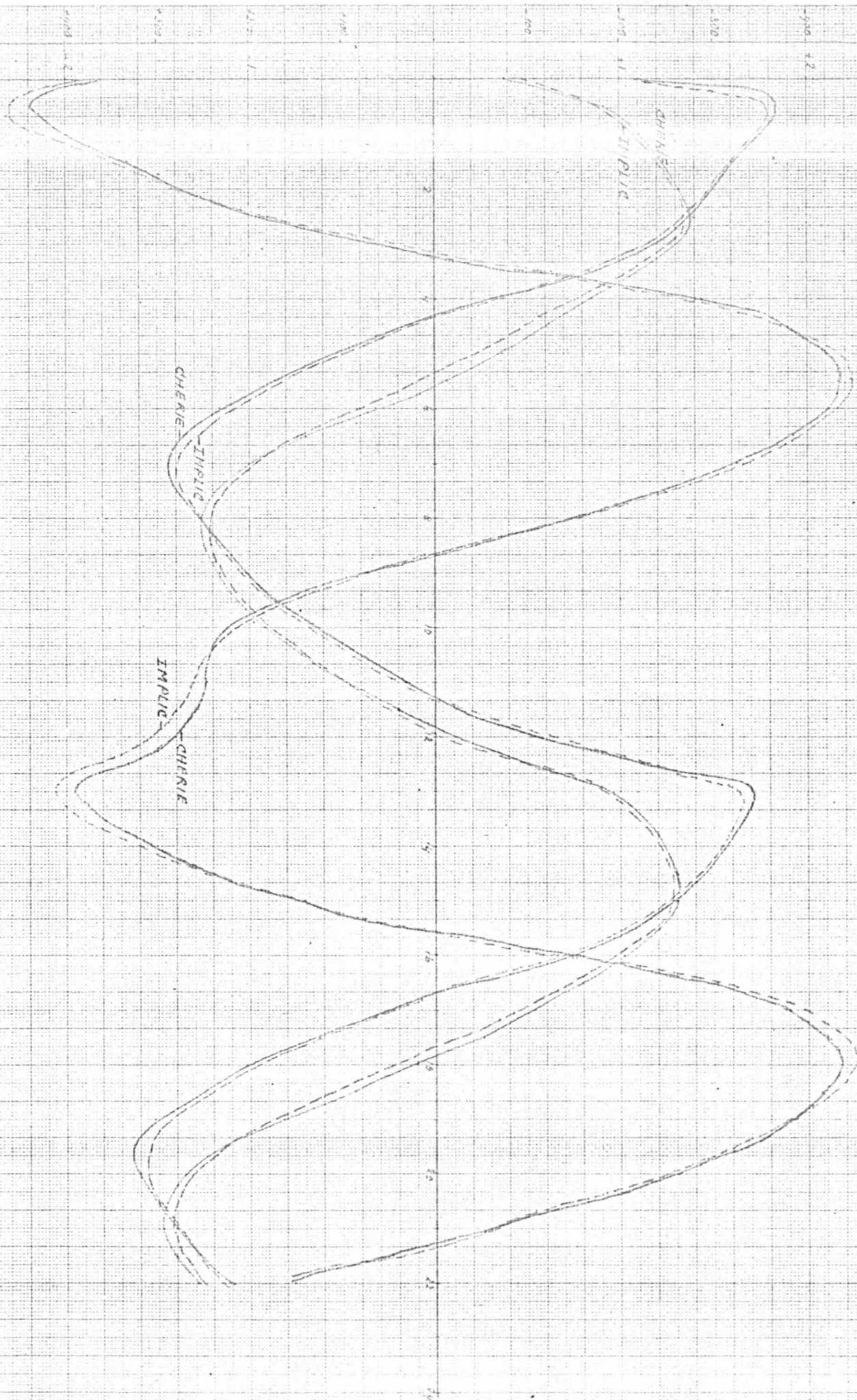
-130.000

-120.000



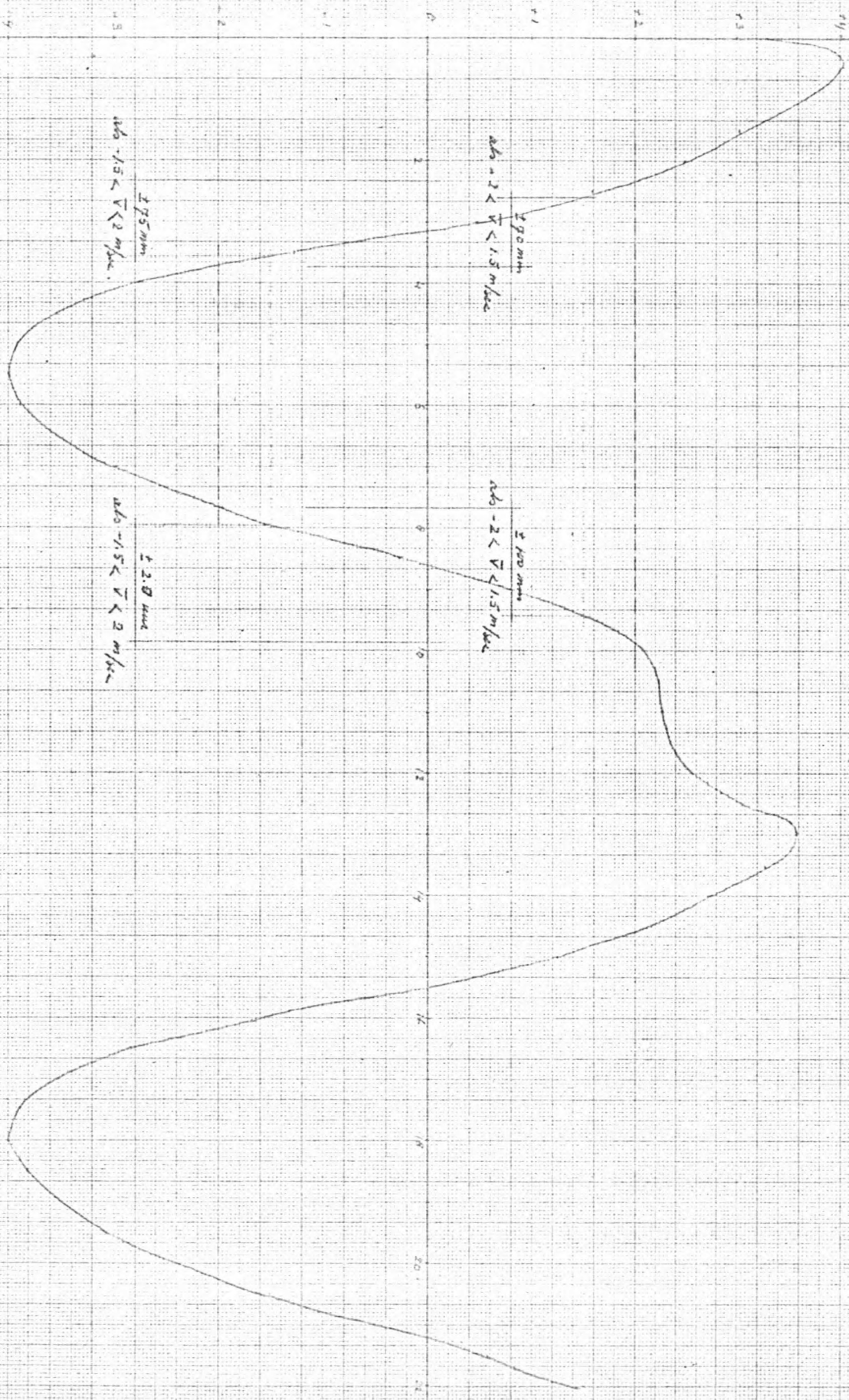
Gefyllomes (binnen en buiten) Raampot (duiken)
Oebietkromme

Gefyllo III - 6.1



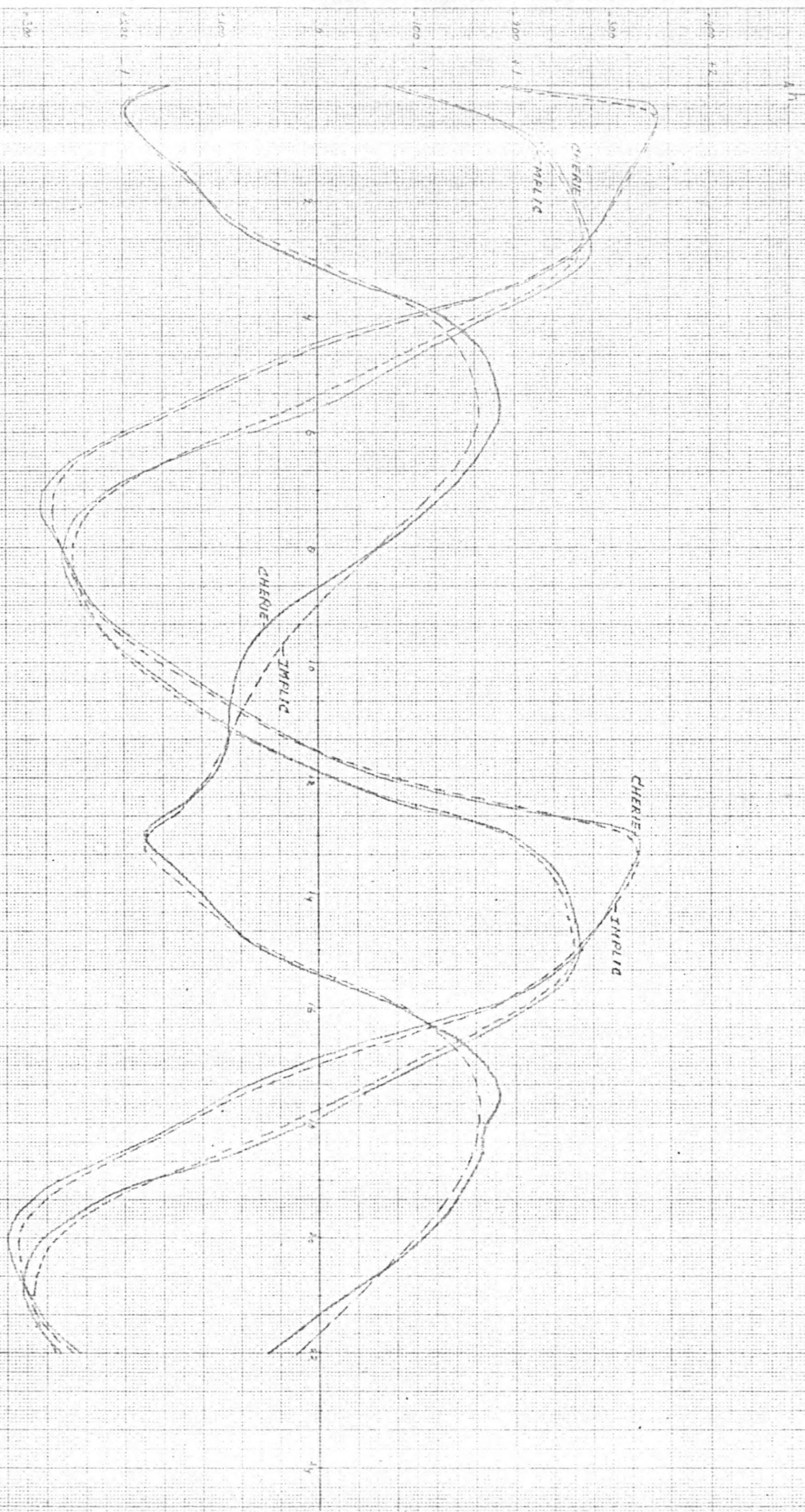
Svømmeheden i de selvsynede søer i de gode Østport.
 Separat med skulptur som det programmet CHIEF.
 (Svømmeheden i søer og skulptur)

Bilag 111-6.2.

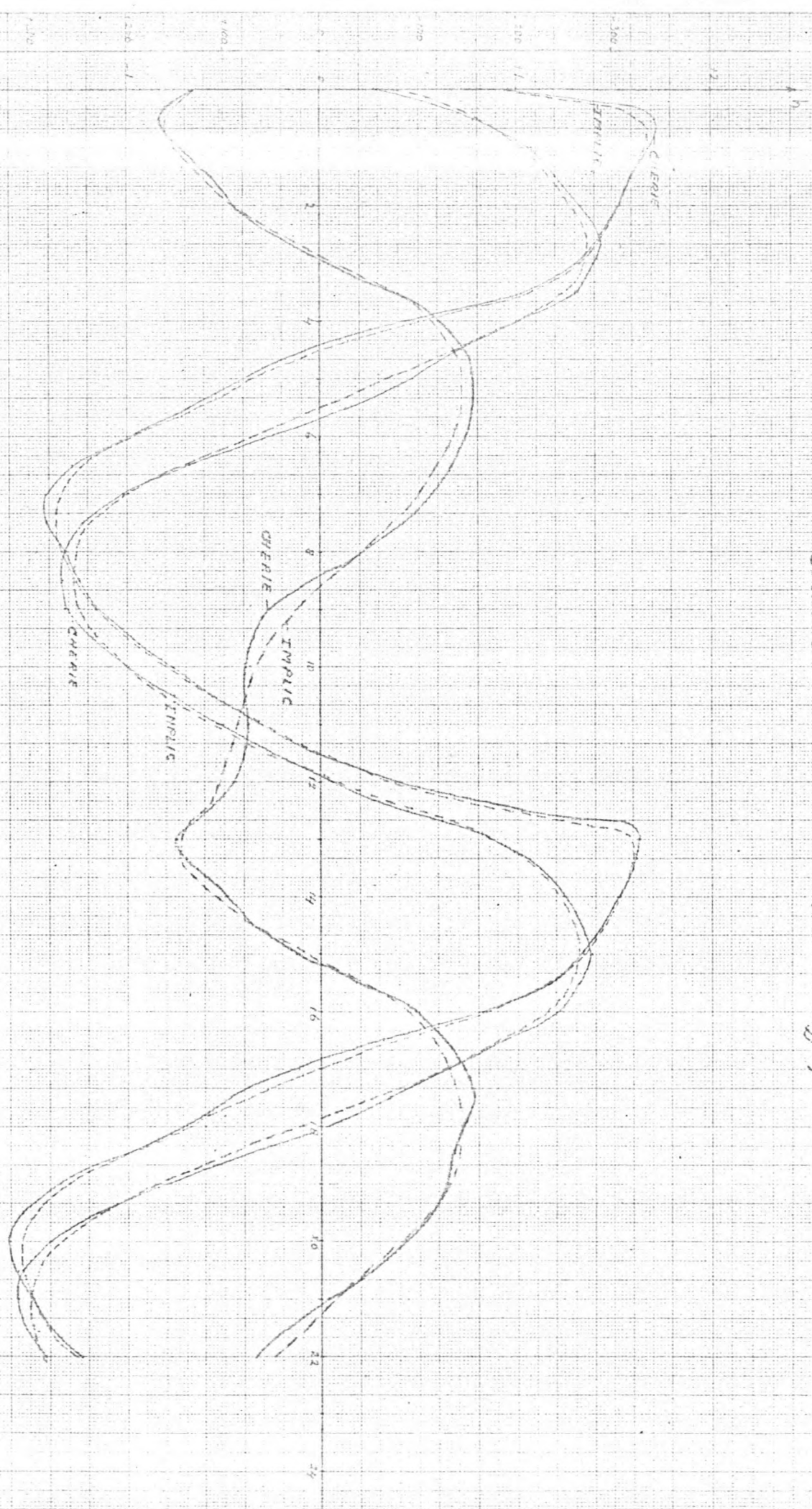


Getykrome (binnen en buiten) Hammen (duiker)
 Dèktykrome

Afslags III - 6.3.



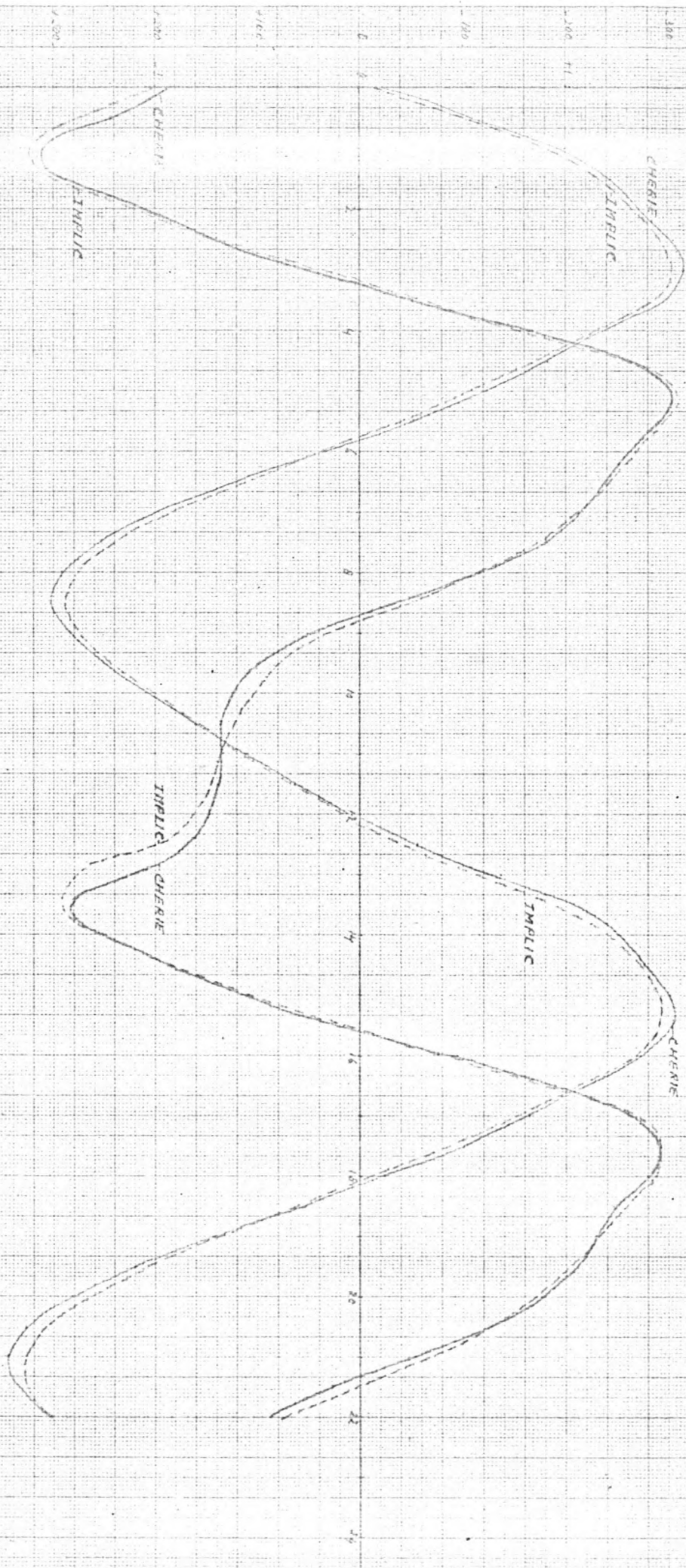
aethycreme (binnen en buiten) Schaer van Roggenplaat (oluker)
 Debrithcreme Schaer van Roggenplaat



Aflege III-6.4.

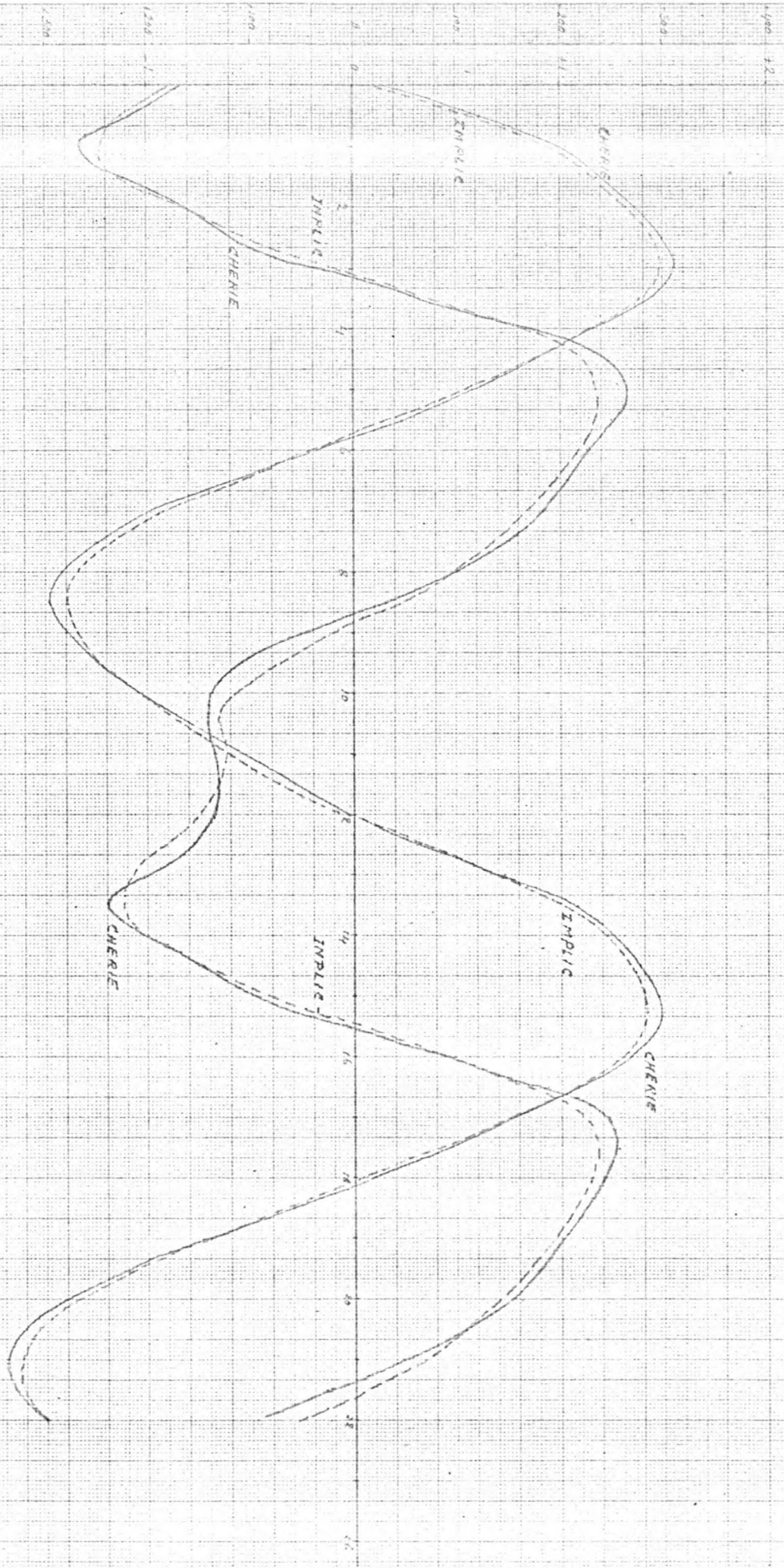
acetylkromme
 debietkromme
 zienkromme (darker)

Aflogte III-6.5.



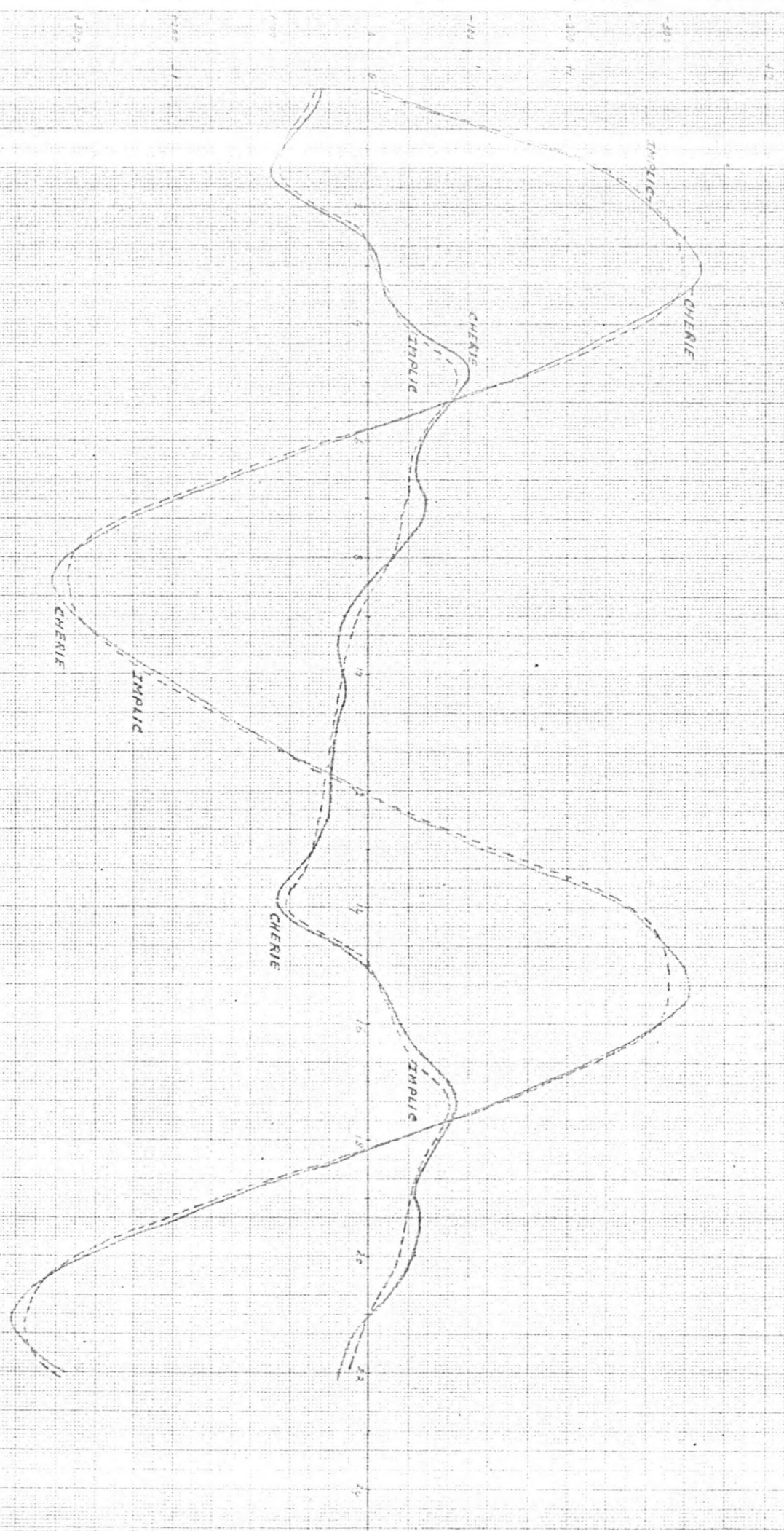
debytrone doynsplat (Duker)
 debytrone doynsplat

Bylage III - 6.6.



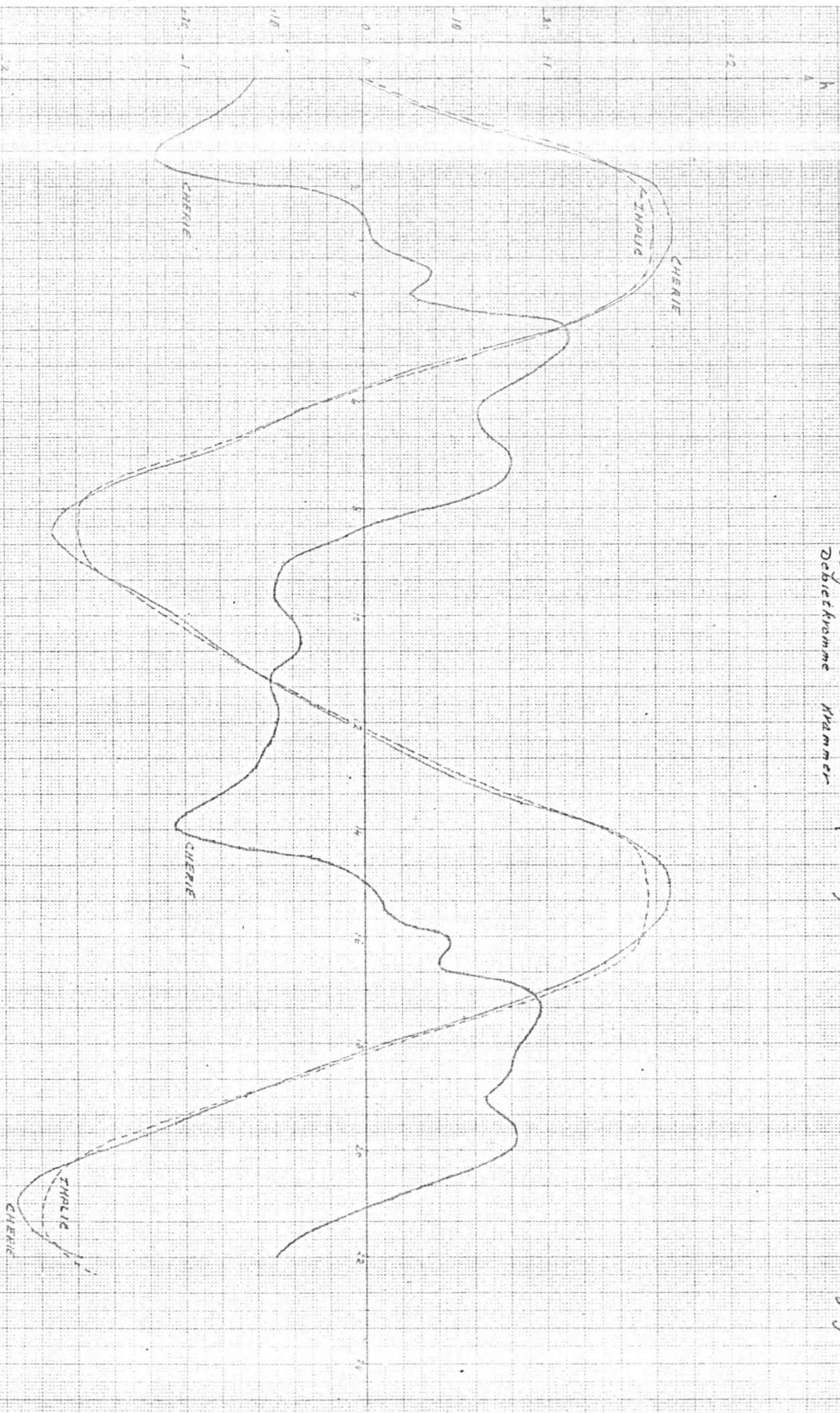
actykrone stavenisse (duken)
 do b i e k r o n e stavenisse

bylige III-6.7



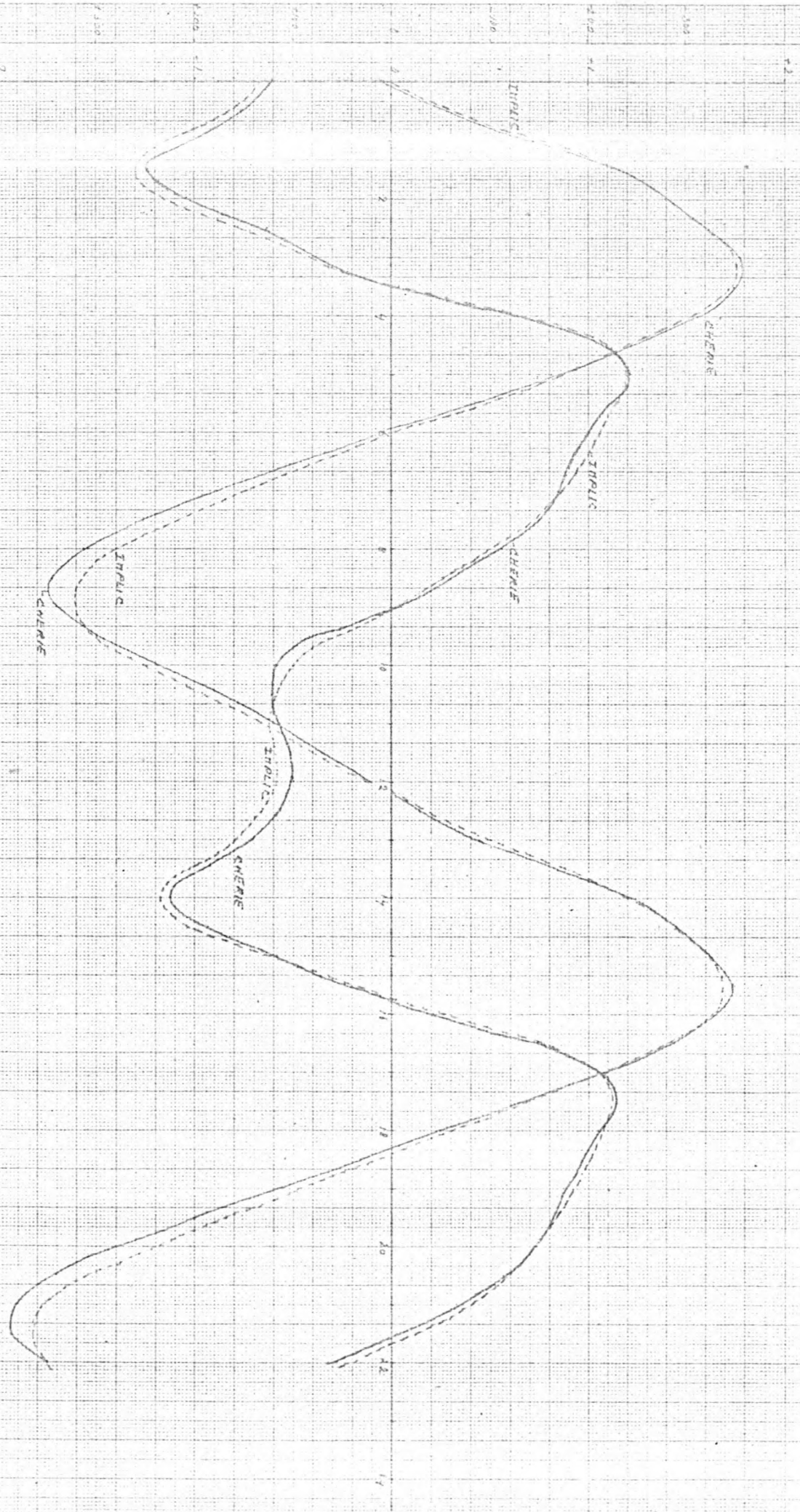
debykromme
Debykromme
Hammer
Hammer
(darker)

Bylage III - 6.8.



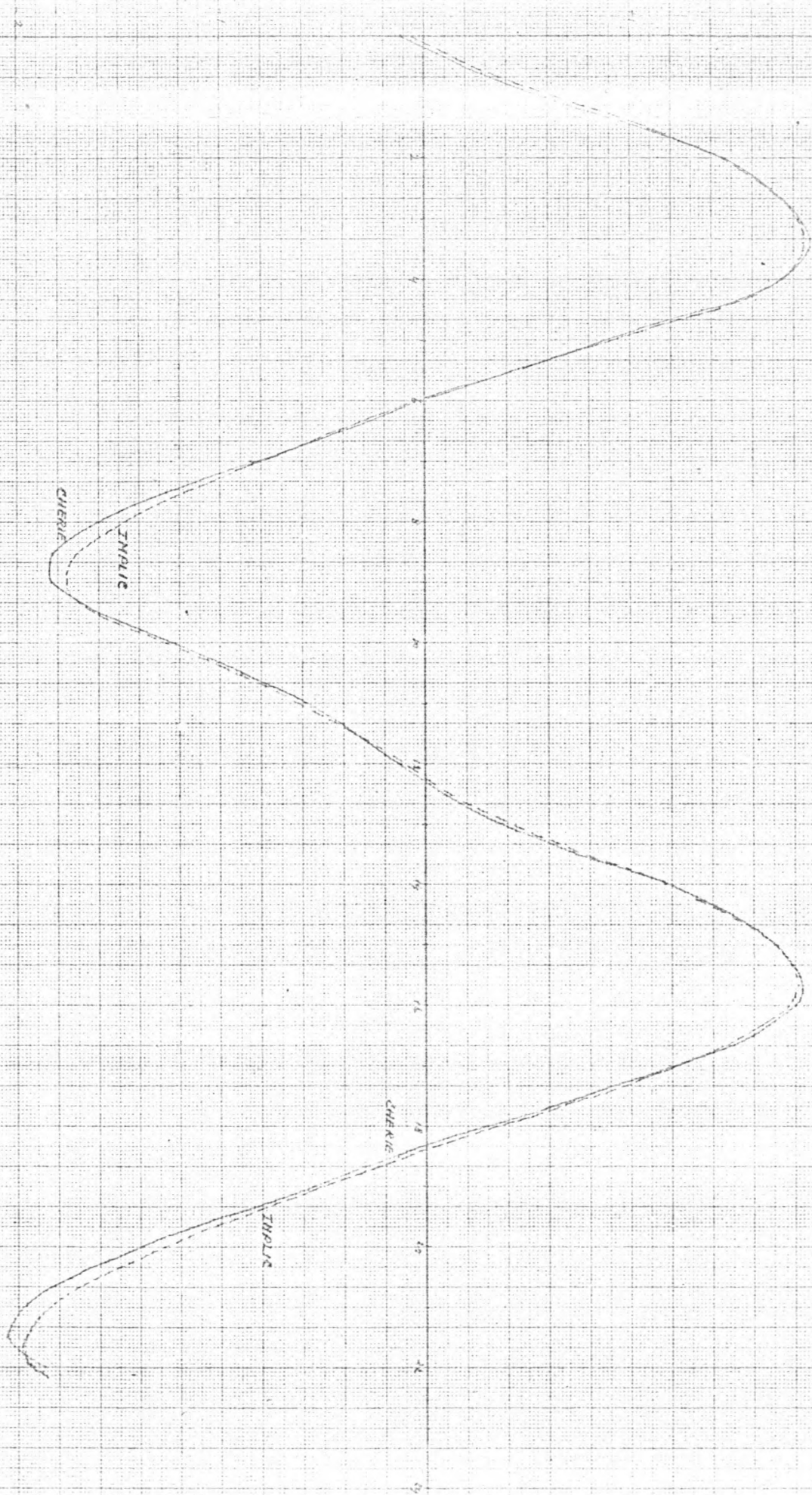
cely kromne gorishock (duker)
 debet kromne gorishock

Bylage II-619



acetylene racing pointer (darker)

July 1933-6/10



Schematisatiegegevens voor A en a_r voor EXPLIC I

tak no	10			20		30		40	
H	A	a _r	A	a _r	A	a _r	A	a _r	
-300	311.8	11.58	272.5	8.14	236.0	8.32	83.0	3.69	
250	325.5	12.08	289.1	8.64	250.2	8.79	94.2	4.19	
200	339.2	12.58	305.8	9.14	264.4	9.22	105.5	4.69	
150	352.9	13.07	322.4	9.63	278.8	9.45	116.7	5.19	
100	366.5	13.57	339.1	10.12	293.7	9.77	128.0	5.68	
050	380.2	14.06	355.7	10.62	308.8	10.22	139.2	6.18	
000	393.9	14.56	372.4	11.12	323.9	10.71	150.4	6.67	
+050	407.6	15.05	389.0	11.61	339.1	11.26	161.7	7.18	
100	421.3	15.54	405.7	12.10	354.2	11.70	172.9	7.66	
150	435.0	16.03	422.3	12.60	369.3	12.19	184.2	8.16	
200	448.7	16.52	439.0	13.09	384.5	12.70	195.4	8.65	
250	462.4	17.02	455.6	13.58	399.6	13.18	206.6	9.15	
300	476.1	17.51	472.3	14.08	414.7	13.68	217.9	9.64	
350	489.8	18.00	488.9	14.57	429.9	14.17	229.1	10.13	
400	503.5	18.49	505.6	15.06	445.0	14.67	240.4	10.63	
450	517.2	18.98	522.2	15.55	460.1	15.16	251.6	11.12	
500	530.9	19.47	538.9	16.04	475.2	15.65	262.8	11.61	
550	544.6	19.96	555.5	16.54	490.4	16.15	274.1	12.10	
600	558.3	20.45	572.2	17.03	505.5	16.64	285.3	12.59	
650	572.0	20.94	588.8	17.52	520.6	17.13	296.6	13.08	

H = waterhoogte in centimeters t.o.v. N.A.P.

A = oppervlakte van het stroomvoerend dwarsprofiel in 10^2 m^2

a_r = hydraulische straal in meters.

Schematisatiegegevens voor A en a_r voor EXPLIC I

tak no	41			50		51		60	
H	A	a _r	A	a _r	A	a _r	A	a _r	
-300	177.6	6.05	35.5	1.86	25.7	1.43	25.5	2.69	
250	192.1	6.46	45.4	2.24	34.7	1.85	31.0	2.57	
200	206.7	6.87	55.7	2.66	44.2	2.28	37.5	2.69	
150	221.7	7.36	66.2	3.15	53.8	2.78	44.7	3.03	
100	236.6	7.85	76.7	3.64	63.4	3.28	52.2	3.43	
050	251.4	8.34	87.2	4.14	73.0	3.77	59.9	3.88	
000	266.3	8.84	97.8	4.64	82.6	4.27	67.7	4.35	
+050	281.2	9.34	108.3	5.13	92.2	4.77	75.5	4.81	
100	296.1	10.20	118.8	5.63	101.8	5.26	83.4	5.29	
150	310.9	10.33	129.4	6.13	111.4	5.76	91.2	5.77	
200	325.8	10.82	139.9	6.62	121.0	6.25	99.2	6.24	
250	340.7	11.32	150.4	7.12	130.6	6.75	107.1	6.73	
300	355.5	11.81	161.0	7.61	140.2	7.24	115.1	7.22	
350	370.4	12.30	171.5	8.11	149.8	7.73	123.1	7.71	
400	385.3	12.80	182.4	8.60	159.5	8.23	131.1	8.21	
450	400.2	13.29	192.6	9.09	169.0	8.72	139.0	8.71	
500	415.0	13.78	203.1	9.59	178.6	9.21	147.0	9.20	
550	429.9	14.28	213.7	10.08	188.2	9.70	155.0	9.69	
600	444.8	14.77	224.2	10.57	197.8	10.19	163.0	10.19	
650	459.6	15.26	234.7	11.06	207.4	10.68	170.9	10.69	

H = waterhoogte in centimeters t.o.v N.A.P.

A = oppervlakte van het stroomvoerend dwarsprofiel in 10^2 m^2 .

a_r = hydraulische straal in meters.

Schematisatiegegevens voor A en a_r voor EXPLIC I

tak no	70			80		90		100	
H	A	a _r	A	a _r	A	a _r	A	a _r	
-300	254.9	9.40	66.4	4.97	76.6	4.32	234.7	13.54	
250	294.8	9.75	74.0	5.46	85.4	4.85	243.4	13.93	
200	310.1	10.19	81.0	5.95	94.3	5.34	252.2	14.25	
150	325.5	10.70	88.1	6.45	103.1	5.84	261.1	14.50	
100	340.9	11.18	95.1	6.94	111.9	6.33	270.2	14.49	
050	356.3	11.68	102.1	7.44	120.8	6.83	279.6	14.72	
000	371.7	12.17	109.1	7.93	129.6	7.32	289.1	15.07	
+050	387.1	12.67	116.1	8.41	138.4	7.82	298.7	15.42	
100	402.4	13.17	123.2	8.91	147.3	8.31	308.5	15.79	
150	417.8	13.66	130.2	9.40	156.1	8.80	318.3	16.11	
200	433.2	14.16	137.2	9.88	164.9	9.30	328.2	16.45	
250	448.6	14.65	144.2	10.37	173.7	9.79	338.2	16.83	
300	464.0	15.15	151.2	10.86	182.6	10.28	348.3	17.21	
350	479.4	15.64	158.3	11.35	191.4	10.77	358.4	17.60	
400	494.7	16.13	165.3	11.83	200.2	11.26	368.6	18.01	
450	510.2	16.62	172.3	12.32	209.1	11.75	378.9	18.42	
500	525.5	17.11	179.3	12.80	217.9	12.24	389.2	18.83	
550	540.9	17.60	186.3	13.28	226.7	12.73	399.5	19.24	
600	556.3	18.10	193.3	13.77	235.6	13.22	409.9	19.68	
650	571.7	18.60	200.4	14.25	244.4	13.71	420.3	20.12	

H = waterhoogten in centimeters t.o.v. N.A.P.

A = oppervlakte stroomvoerend dwarsprofiel in 10^2 m^2 .

a_r = hydraulische straal in meters.

Schematisatiegegevens voor A en a_r voor EXPLIC I

tak no	110		120		130		140	
H	A	a_r	A	a_r	A	a_r	A	a_r
-300	73.6	7.26	220.0	9.44	234.0	9.75	21.6	2.51
250	78.4	7.66	232.0	9.68	245.8	9.78	26.2	2.83
200	83.5	8.07	244.1	10.07	258.6	9.69	31.2	3.21
150	88.8	8.33	256.2	10.54	271.9	10.00	36.4	3.68
100	94.1	8.69	268.3	11.03	285.3	10.37	41.6	4.17
050	99.6	9.10	280.5	11.53	298.9	10.80	46.8	4.66
000	105.1	9.53	292.6	12.02	312.7	11.20	52.1	5.16
+050	110.6	10.02	304.8	12.51	326.5	11.59	57.3	5.65
100	116.1	10.51	316.9	13.01	340.5	12.01	62.5	6.14
150	121.6	11.00	329.0	13.50	354.6	12.41	67.7	6.63
200	127.1	11.48	341.2	13.99	368.8	12.82	73.0	7.12
250	132.6	11.97	353.3	14.49	383.1	13.23	78.2	7.60
300	138.1	12.46	365.5	14.98	397.5	13.63	83.4	8.09
350	143.7	12.94	377.6	15.47	411.9	14.04	88.6	8.58
400	149.2	13.43	389.7	15.97	426.5	14.41	93.8	9.06
450	154.7	13.91	401.9	16.46	441.2	14.90	99.1	9.54
500	160.2	14.39	414.0	16.94	455.8	15.38	104.3	10.03
550	165.7	14.87	426.2	17.24	470.5	15.87	109.5	10.51
600	171.2	15.35	438.3	17.92	485.1	16.37	114.7	10.99
650	176.7	15.83	450.4	18.41	499.8	16.86	120.0	11.47

H= waterhoogten in centimeters t.o.v. N.A.P.

A= oppervlakte stroomvoerend dwarsprofiel in 10^2 m^2 .

a_r = hydraulische straal in meters.

Schematisatiegegevens voor A en a_r voor EXPLIC I

tak no 150			160		170		180	
H	A	a _r	A	a _r	A	a _r	A	a _r
-300	34.4	3.55	250.3	10.37	23.5	2.35	185.2	11.41
250	39.4	4.02	262.4	10.77	28.5	2.84	193.7	11.75
200	44.9	4.44	274.7	11.17	33.6	3.33	202.3	12.07
150	51.0	4.79	287.0	11.65	38.8	3.82	211.0	12.45
100	57.7	5.10	299.3	12.11	43.6	4.32	219.8	12.83
050	64.9	5.41	311.7	12.58	48.5	4.81	228.7	13.22
000	72.7	5.74	324.0	13.05	53.7	5.31	237.7	13.64
+050	80.8	6.09	336.4	13.52	58.8	5.80	246.7	14.09
100	88.8	6.46	348.9	14.00	63.8	6.29	255.7	14.54
150	96.9	6.86	361.3	14.49	68.8	6.78	264.8	15.00
200	104.9	7.28	373.8	14.97	73.9	7.27	273.9	15.46
250	113.0	7.70	386.2	15.45	78.9	7.76	283.1	15.98
300	121.0	8.13	398.7	15.94	84.0	8.25	292.2	16.40
350	129.1	8.52	411.1	16.43	89.0	8.73	301.3	16.88
400	137.2	9.01	423.6	16.93	94.0	9.22	310.5	17.36
450	145.2	9.48	436.0	17.42	99.1	9.70	319.6	17.83
500	153.3	9.91	448.5	17.91	104.1	10.19	328.8	18.31
550	161.3	10.36	461.0	18.40	109.2	10.67	338.0	18.79
600	169.4	10.81	473.4	18.87	114.2	11.15	347.2	19.26
650	177.4	11.26	485.9	19.38	119.2	11.63	356.3	19.74

H = waterhoogten in centimeters t.o.v. N.A.P.

A = oppervlakte stroomvoerend dwarsprofiel in 10^2 m^2 .

a_r = hydraulische straal in meters.

Schematisatiegegevens voor A en a_r voor EXPLIC I

tak no	190			200		210		191	
H	A	a _r	A	a _r	A	a _r	A	a _r	
-300	56.5	5.03	18.8	2.90	139.5	10.98	120.9	9.51	
250	62.2	5.25	22.1	3.35	145.8	11.32	127.4	9.86	
200	68.4	5.48	25.4	3.76	152.3	11.65	133.9	10.23	
150	74.8	5.93	28.8	4.12	159.5	12.01	140.8	10.64	
100	81.5	6.37	32.4	4.45	166.2	12.36	147.8	11.04	
050	88.3	6.81	36.1	4.83	173.0	12.70	154.9	11.49	
000	95.3	7.25	40.0	5.11	179.9	13.00	162.3	11.93	
+050	102.3	7.70	42.9	5.49	187.2	12.94	169.8	12.35	
100	109.3	8.16	47.9	5.90	194.6	13.54	177.5	12.77	
150	116.4	8.62	52.0	6.34	201.9	13.93	185.3	13.18	
200	123.4	9.09	56.2	6.75	209.1	14.42	193.0	13.60	
250	130.5	9.56	60.3	7.23	216.4	14.91	200.9	14.01	
300	137.5	10.03	64.5	7.66	223.6	15.40	208.6	14.45	
350	144.6	10.49	68.7	8.13	230.9	15.88	216.4	14.89	
400	151.6	10.98	73.0	8.60	238.1	16.37	224.1	15.34	
450	158.7	11.46	77.2	9.08	245.3	16.85	231.9	15.78	
500	165.7	11.93	81.5	9.55	252.6	17.34	239.6	16.23	
550	172.8	12.40	85.7	10.02	259.8	17.48	247.3	16.68	
600	179.8	12.88	90.0	10.49	262.0	17.96	255.1	17.13	
650	186.9	13.35	94.3	10.96	267.1	18.30	262.8	17.60	

H = waterhoogten in centimeters t.o.v. N.A.P.

A = oppervlakte stroomvoerend dwarsprofiel in 10^2 m^2 .

a_r = hydraulische straal in meters.

Schematisatiegegevens voor A en a_r voor EXPLIC I

tak no	230		240		250		260	
H	A	a_r	A	a_r	A	a_r	A	a_r
-300	0.2	0.44	27.4	3.78	367.7	17.97	324.5	19.83
250	1.0	0.34	31.0	4.28	378.1	18.23	333.0	20.16
200	3.2	0.58	34.6	4.77	388.6	18.46	341.5	20.40
150	6.4	0.85	39.2	5.14	399.2	18.53	350.4	20.42
100	10.5	1.14	44.3	5.46	410.3	18.60	359.3	20.44
050	15.7	1.43	51.3	5.60	421.5	18.90	368.5	20.75
000	21.6	1.72	60.2	5.64	432.7	19.30	377.7	21.16
+050	28.2	2.08	68.5	5.85	444.1	19.76	386.9	21.57
100	35.0	2.53	76.6	6.14	455.4	20.25	396.1	22.00
150	42.0	2.96	84.2	6.51	466.7	20.74	405.5	22.49
200	49.1	3.44	91.9	6.90	478.0	21.23	414.8	22.97
250	56.3	3.93	99.6	7.30	489.3	21.72	424.0	23.46
300	63.4	4.43	107.3	7.72	500.8	22.21	433.3	23.94
350	70.6	4.93	115.0	8.14	512.0	22.70	442.6	24.42
400	77.6	5.42	122.7	8.57	523.4	23.18	451.9	24.90
450	84.8	5.92	130.4	9.01	534.7	23.67	461.2	25.39
500	92.0	6.41	138.1	9.45	546.0	24.16	470.5	25.87
550	99.1	6.90	145.9	9.89	557.4	24.65	479.8	26.35
600	106.3	7.39	153.6	10.34	568.7	25.13	489.1	26.83
650	113.4	7.88	161.3	10.79	580.0	25.62	498.4	27.31

H = waterhoogten in centimeters t.o.v. N.A.P.

A = oppervlakte stroomvoerend dwarsprofiel in 10^2 m^2 .

a_r = hydraulische straal in meters.

Schematisatiegegevens voor A en a_r voor EXPLIC I

tak no	270			280		290		300	
	H	A	a_r	A	a_r	A	a_r	A	a_r
-300	128.1	10.86		0.2	0.88	5.5	1.94	108.5	15.84
250	133.9	11.35		0.4	0.86	6.6	2.18	112.1	15.89
200	139.8	11.84		0.6	0.83	7.8	2.36	115.7	16.03
150	146.1	12.31		1.1	0.87	9.4	2.43	119.4	16.33
100	152.5	12.75		1.1	0.84	11.1	2.48	123.2	16.70
050	159.2	13.16		4.0	0.51	13.0	2.34	127.1	17.13
000	166.4	13.53		8.4	0.73	15.8	1.98	131.3	17.52
+050	173.9	13.87		15.5	0.93	20.4	1.96	135.8	17.86
100	181.8	14.20		24.6	1.26	27.3	2.11	140.7	18.13
150	189.8	14.53		34.5	1.75	36.1	2.41	146.9	18.17
200	197.9	14.86		44.5	2.25	44.2	2.90	152.9	18.31
250	206.2	15.19		54.4	2.75	52.3	3.40	158.5	15.57
300	214.2	15.57		64.3	3.25	60.4	3.90	163.9	18.86
350	222.2	15.95		74.2	3.74	68.6	4.40	169.5	19.15
400	230.2	16.35		84.1	4.24	76.7	4.89	175.0	19.47
450	238.2	16.74		94.0	4.74	84.8	5.39	180.5	19.79
500	246.2	17.15		103.9	5.23	92.9	5.88	186.1	20.12
550	254.2	17.56		113.8	5.73	101.1	6.37	191.6	20.46
600	262.2	17.97		123.7	6.22	109.2	6.86	197.2	20.81
650	270.2	18.38		133.6	6.72	117.2	7.36	205.1	21.42

H = waterhoogten in centimeters t.o.v. N.A.P.

A = oppervlakte stroomvoerend dwarsprofiel in 10^2 m^2 .

a_r = hydraulische straal in meters.

Schematisatiegegevens voor A en a_r voor EXPLIC I

tak no	310			320		330		340	
H	A	a _r	A	a _r	A	a _r	A	a _r	
-300	149.6	12.97	146.4	6.97	198.9	12.05	82.0	9.77	
250	155.8	13.14	156.9	7.36	207.1	12.38	86.2	10.15	
200	162.0	13.45	167.7	7.74	215.5	12.63	90.4	10.53	
150	168.3	13.93	178.5	8.12	223.9	12.82	95.0	10.90	
100	174.6	14.41	189.5	8.51	232.7	13.02	100.0	11.22	
050	181.5	14.85	200.5	8.97	241.5	13.43	104.9	11.56	
000	189.0	15.20	211.8	9.43	250.3	13.91	109.7	11.99	
+050	196.8	15.54	222.8	9.90	259.2	14.40	114.6	12.42	
100	204.9	15.84	234.2	10.35	268.1	14.89	119.7	12.84	
150	213.7	16.08	245.5	10.66	276.9	15.38	125.9	13.08	
200	222.6	16.34	256.9	11.13	285.8	15.87	133.6	13.22	
250	231.0	16.68	268.5	11.62	294.7	16.35	139.9	13.54	
300	239.4	17.03	280.0	12.11	303.6	16.84	146.2	13.89	
350	247.8	17.39	291.5	12.60	312.5	17.32	152.5	14.25	
400	256.2	17.75	303.0	13.10	321.4	17.81	158.8	14.61	
450	264.6	18.13	314.5	13.59	330.3	18.30	165.2	14.99	
500	273.0	18.51	325.9	14.27	339.1	18.79	171.5	15.37	
550	281.4	18.90	337.4	14.76	348.0	19.27	177.8	15.76	
600	289.8	19.29	348.9	15.25	356.9	19.76	184.1	16.15	
650	298.2	19.69	360.5	15.56	365.8	20.24	190.4	16.55	

H = waterhoogten in centimeters t.o.v. N.A.P.

A = oppervlakte stroomvoerend dwarsprofiel in 10^2 m^2 .

a_r = hydraulische straal in meters.

Schematisatiegegevens voor A en a_r voor EXPLIC I

tak no	350			360		370		380	
H	A	a _r	A	a _r	A	a _r	A	a _r	
-300	25.5	4.49	362.8	19.00	160.0	10.30	53.7	6.52	
250	28.2	4.98	372.9	19.16	167.7	10.71	57.9	6.94	
200	30.9	5.46	383.7	19.30	175.4	11.10	62.1	7.28	
150	34.6	5.50	394.5	19.87	183.2	11.45	66.4	7.50	
100	38.5	5.63	405.2	20.28	191.1	11.93	70.9	7.66	
050	42.1	6.01	415.9	20.79	199.0	12.42	75.5	7.91	
000	45.7	6.55	426.6	21.30	207.2	12.73	80.4	8.34	
+050	49.3	6.87	437.4	21.79	215.7	12.93	85.2	8.83	
100	52.9	7.32	448.1	22.29	224.4	13.11	90.1	9.32	
150	56.4	7.78	458.9	22.79	229.5	13.23	94.9	9.81	
200	60.0	8.22	469.6	23.30	242.7	13.39	99.7	10.30	
250	63.6	8.67	480.3	23.82	251.9	13.74	104.5	10.78	
300	67.2	9.13	491.1	24.32	260.9	14.23	109.3	11.27	
350	70.9	9.57	504.8	24.83	269.9	14.71	114.2	11.75	
400	74.5	10.02	512.6	25.33	279.0	15.20	119.0	12.24	
450	78.1	10.47	523.3	25.85	288.0	15.68	123.8	12.72	
500	81.8	10.93	534.3	26.35	297.0	16.16	128.6	13.20	
550	85.4	11.37	544.8	26.86	306.1	16.64	133.4	13.68	
600	89.1	11.81	555.5	27.36	315.2	17.13	138.3	14.16	
650	92.7	12.27	566.3	27.87	324.3	17.62	143.1	14.64	

H = waterhoogten in centimeters t.o.v. N.A.P.

A = oppervlakte stroomvoerend dwarsprofiel in 10^2 m^2 .

a_r = hydraulische straal in meters.

Schematisatiegegevens voor A en a_r voor EXPLIC I

tak no	390			400		410		420	
	H	A	a_r	A	a_r	A	a_r	A	a_r
-300		224.6	13.27	25.0	3.49	282.5	15.43	5.5	2.82
250		233.1	13.57	28.2	3.79	291.7	15.67	6.4	3.30
200		241.9	13.82	31.4	4.13	301.1	15.89	7.4	3.78
150		250.7	14.15	34.8	4.43	310.5	16.38	8.5	4.13
100		259.7	14.50	38.6	4.47	320.1	16.86	10.2	4.37
050		268.7	14.92	43.2	4.37	330.5	17.32	12.2	4.51
000		277.7	15.33	48.6	4.52	342.2	17.67	15.1	4.47
+050		286.8	15.75	54.4	4.91	356.9	17.84	19.1	4.35
100		295.9	16.18	60.6	5.34	373.3	17.94	23.8	4.29
150		305.1	16.67	66.8	5.84	388.1	18.18	29.0	4.34
200		314.3	17.16	73.5	6.33	402.7	18.44	34.5	4.47
250		323.5	17.65	79.9	6.82	417.1	18.75	39.8	4.75
300		332.6	18.13	86.3	7.31	431.5	19.08	44.7	5.13
350		341.8	18.62	92.7	7.80	445.9	19.41	49.6	5.53
400		350.9	19.11	99.2	8.29	460.3	19.75	54.5	5.94
450		360.1	19.59	105.6	8.78	474.6	20.11	59.6	6.36
500		369.2	20.08	112.0	9.27	489.0	20.47	64.5	6.79
550		378.4	20.56	118.4	9.75	503.4	20.84	69.5	7.22
600		387.5	21.05	124.8	10.23	517.8	21.22	74.4	7.66
650		396.7	21.53	131.3	10.73	532.2	21.60	79.4	8.10

H = waterhoogten in centimeters t.o.v. N.A.P.

A = oppervlakte stroomvoerend dwarsprofiel in 10^2 m^2 .

a_r = hydraulische straal in meters.

Schematisatie gegevens voor A en a_r voor EXPLIC I

tak no	430		440		441		450	
H	A	a_r	A	a_r	A	a_r	A	a_r
-300	47.9	7.03	32.2	4.89	275.5	13.11	274.1	16.28
250	51.2	7.52	34.9	5.31	286.1	13.57	282.7	16.50
200	54.5	8.01	37.7	5.80	296.6	14.02	291.3	16.98
150	58.4	8.39	41.0	6.23	307.5	14.51	299.9	17.47
100	62.8	8.68	44.8	6.54	318.6	14.97	309.2	17.93
050	68.7	8.79	49.8	6.72	330.4	15.26	319.1	18.31
000	75.9	8.71	55.6	6.83	343.0	15.47	329.9	18.60
+050	86.2	8.41	63.7	6.74	355.7	15.79	341.7	18.86
100	98.8	8.11	73.2	6.67	368.7	16.14	354.4	19.08
150	110.9	8.03	82.5	6.77	381.2	16.58	366.2	19.40
200	122.7	8.13	91.9	6.94	393.7	17.01	377.8	19.74
250	134.3	8.31	101.7	7.14	406.1	17.45	389.5	20.10
300	145.7	8.56	111.5	7.41	418.6	17.90	401.1	20.47
350	157.1	8.86	120.8	7.75	431.1	18.35	412.7	20.85
400	168.4	9.20	130.1	8.13	443.6	18.80	424.3	21.22
450	179.8	9.54	139.5	8.50	456.1	19.25	435.9	21.62
500	191.1	9.91	148.8	8.89	468.6	19.71	447.5	22.01
550	202.5	10.29	158.2	9.30	481.0	20.16	459.1	22.40
600	213.8	10.68	167.5	9.71	493.5	20.62	470.7	22.80
650	225.2	11.08	176.8	10.13	506.0	21.08	482.3	23.22

H = waterhoogten in centimeters t.o.v. N.A.P.

A = oppervlakte stroomvoerend dwarsprofiel in 10^2 m^2 .

a_r = hydraulische straal in meters.

Schematisatiegegevens voor A en a_r voor EXPLIC I

tak no	442			470			490			500		
H	A	a_r	A	a_r	A	a_r	A	a_r	A	a_r	A	a_r
-300	233.6	12.52	6.6	2.65	156.6	11.68	46.5	4.79				
250	243.1	12.74	7.8	3.14	163.1	11.69	51.3	5.29				
200	252.7	13.01	9.1	3.62	169.9	11.78	56.1	5.78				
150	262.8	13.45	10.9	3.91	177.1	12.00	62.6	6.11				
100	273.2	13.87	13.2	4.12	184.4	12.28	69.9	6.40				
050	284.1	14.28	15.3	4.20	191.6	12.72	77.8	6.66				
000	295.8	14.64	20.7	4.14	198.9	13.15	86.3	6.90				
+050	308.6	14.97	27.6	3.91	206.2	13.62	95.5	7.12				
100	322.1	15.28	36.0	3.82	213.5	14.10	105.5	7.34				
150	335.5	15.62	45.0	3.88	220.8	14.58	114.4	7.71				
200	348.7	15.99	54.0	4.09	228.1	15.06	123.3	8.09				
250	361.7	16.38	63.1	4.37	235.4	15.54	132.2	8.48				
300	374.7	16.78	72.0	4.72	242.8	16.01	141.2	8.88				
350	387.6	17.19	80.6	5.14	250.1	16.49	150.1	9.30				
400	400.6	17.61	89.2	5.58	257.4	16.98	159.1	9.72				
450	413.6	18.03	97.8	6.02	264.8	17.46	168.1	10.15				
500	426.5	18.46	106.4	6.47	272.1	17.93	177.1	10.58				
550	439.5	18.89	115.0	6.92	279.4	18.41	185.1	11.01				
600	452.5	19.32	123.6	7.38	286.8	18.90	195.1	11.44				
650	465.5	19.75	132.2	7.84	294.2	19.38	204.1	11.89				

H = waterhoogten in centimeters t.o.v. N.A.P.

A = oppervlakte stroomvoerend dwarsprofiel in 10^2 m^2 .

a_r = hydraulische straal in meters.

Schematisatiegegevens voor A en a_r voor EXPLIC I

tak no	510		520		530		540	
H	A	a_r	A	a_r	A	a_r	A	a_r
-300	18.0	1.97	1.3	0.45	0.0	0.60	73.6	4.33
250	22.8	2.29	2.8	0.43	0.0	0.83	82.1	4.82
200	28.7	2.64	6.0	0.56	0.0	1.00	90.7	5.31
150	39.2	2.74	11.6	0.74	0.3	0.27	101.2	5.70
100	53.1	2.81	20.1	0.96	1.1	0.41	112.5	6.04
050	68.5	3.01	30.9	1.26	3.1	0.55	124.4	6.38
000	85.1	3.27	43.7	1.56	6.8	0.73	136.7	6.74
+050	102.2	3.63	57.6	2.00	13.0	0.93	148.5	7.13
100	119.3	4.03	71.7	2.48	20.4	1.15	160.1	7.56
150	136.4	4.45	86.0	2.98	29.5	1.63	171.7	7.99
200	153.3	4.90	100.2	3.47	38.6	2.11	183.2	8.44
250	170.2	5.37	114.5	4.97	47.7	2.59	194.8	8.89
300	187.0	5.83	128.7	4.46	56.9	3.08	206.4	9.34
350	203.9	6.31	143.0	4.96	66.2	3.58	218.3	9.79
400	220.8	6.79	157.3	5.45	75.4	4.07	229.5	10.26
450	237.6	7.26	171.7	5.94	84.6	4.57	241.1	10.72
500	254.5	7.74	186.0	6.44	93.8	5.06	252.6	11.18
550	271.4	8.22	200.3	6.93	103.1	5.56	264.2	11.65
600	288.2	8.71	214.7	7.42	112.3	6.05	275.8	12.12
650	305.1	9.19	229.0	7.92	121.5	6.55	287.3	12.58

H = waterhoogten in centimeters t.o.v. N.A.P.

A = oppervlakte stroomvoerend dwarsprofiel in 10^2 m^2 .

a_r = hydraulische straal in meters.

Schematisatiegegevens voor A en a_r voor EXPLIC I

tak no	550		560		570		580	
H	A	a_r	A	a_r	A	a_r	A	a_r
-300	55.3	4.60	18.5	4.73	19.8	1.79	0.7	1.20
250	61.4	5.09	20.7	5.22	26.0	1.94	1.0	0.95
200	67.4	5.59	23.0	5.69	33.2	2.11	1.8	0.75
150	75.8	5.90	26.8	5.91	41.8	2.23	3.5	0.78
100	85.2	6.16	31.5	5.98	52.0	2.38	6.3	0.96
050	97.2	6.29	37.2	5.94	63.6	2.61	9.9	1.24
000	110.4	6.41	44.1	5.83	76.2	2.91	14.3	1.48
+050	124.5	6.57	51.8	5.63	89.5	3.35	19.9	1.51
100	139.1	6.78	60.4	5.57	102.9	3.84	27.4	1.64
150	152.2	7.13	69.8	5.61	116.3	4.34	36.5	1.91
200	165.3	7.50	78.2	5.90	129.5	4.84	46.3	2.32
250	178.5	7.90	86.4	6.25	143.0	5.33	56.3	2.80
300	191.6	8.31	94.6	6.63	156.4	5.83	66.4	3.29
350	204.6	8.72	102.8	7.03	169.8	6.33	76.5	3.78
400	217.8	9.15	111.0	7.44	183.2	6.82	86.7	4.27
450	230.9	9.59	119.2	7.86	196.6	7.32	96.8	4.76
500	244.1	10.02	127.4	8.29	210.0	7.82	107.0	5.25
550	257.2	10.47	135.6	8.73	223.4	8.31	117.1	5.74
600	270.3	10.92	143.8	9.17	236.8	8.81	127.3	6.23
650	283.4	11.37	151.9	9.61	250.2	9.30	137.6	6.73

H = waterhoogten in centimeters t.o.v. N.A.P.

A = oppervlakte stroomvoerend dwarsprofiel in 10^2 m^2 .

a_r = hydraulische straal in meters.

Schematisatiegegevens voor A en a_r voor EXPLIC I

tak no	581		590		600		610	
H	A	a_r	A	a_r	A	a_r	A	a_r
-300	0.7	1.20	152.6	11.85	133.0	13.08	110.1	14.56
250	1.0	0.95	159.0	12.31	138.3	13.42	114.3	14.57
200	1.8	0.75	165.5	15.03	143.6	13.67	118.6	14.61
150	3.5	0.78	172.4	13.09	148.9	14.15	123.4	14.78
100	6.3	0.96	179.6	13.50	154.3	14.64	128.5	14.95
050	9.9	1.24	187.2	13.88	160.2	15.07	133.6	15.21
000	14.3	1.48	195.4	14.22	166.5	15.45	138.7	15.45
+050	19.9	1.51	204.4	14.50	173.4	15.77	144.0	15.63
100	27.4	1.64	214.5	14.68	181.4	15.98	149.6	15.62
150	36.5	1.91	225.0	14.84	191.6	15.98	155.1	15.67
200	46.3	2.32	235.7	15.00	203.2	15.89	160.7	15.90
250	56.3	2.80	246.0	15.24	214.3	15.94	166.3	16.33
300	66.4	3.29	256.1	15.52	224.9	16.10	171.9	16.76
350	76.5	3.78	266.3	15.82	235.2	16.30	177.5	17.20
400	86.7	4.27	276.4	16.14	245.5	16.54	183.2	17.64
450	96.8	4.76	286.5	16.46	255.9	16.80	188.8	18.07
500	107.0	5.25	296.7	16.80	266.3	17.08	194.4	18.75
550	117.1	5.74	306.8	17.14	276.6	17.38	200.1	18.97
600	127.3	6.23	317.0	17.49	287.0	17.69	205.7	19.41
650	137.6	6.73	327.1	17.84	297.3	18.01	211.4	19.85

H = waterhoogten in centimeters t.o.v. N.A.P.

A = oppervlakte stroomvoerend dwarsprofiel in 10^2 m^2 .

a_r = hydraulische straal in meters.

Schematisatiegegevens voor A en a_r voor EXPLIC I

tak no	620		630		640		650	
H	A	a_r	A	a_r	A	a_r	A	a_r
-300	77.3	7.68	67.2	7.19	9.0	3.25	2.9	1.51
250	82.3	8.17	71.8	7.68	10.4	3.61	3.9	1.75
200	87.4	8.66	76.5	8.17	12.0	3.66	5.1	1.95
150	93.4	9.05	82.4	8.52	13.6	4.15	6.4	2.44
100	99.8	9.41	89.3	8.77	15.3	4.63	7.7	2.93
050	106.1	9.79	96.8	9.00	17.4	4.94	9.6	3.26
000	112.6	10.16	105.2	9.16	19.9	5.25	12.0	3.51
+050	119.7	10.48	114.9	9.26	22.9	5.44	15.3	3.61
100	127.3	10.76	125.6	9.33	26.3	5.60	19.4	3.71
150	135.7	11.00	135.6	9.55	30.0	5.77	24.0	3.87
200	144.7	11.22	145.1	9.86	34.1	5.95	28.1	4.19
250	153.4	11.51	154.6	10.19	38.7	6.07	31.9	4.60
300	161.8	11.86	164.1	10.54	43.8	6.20	35.7	5.02
350	170.1	12.22	173.6	10.90	48.5	6.49	39.5	5.45
400	178.4	12.60	183.1	11.28	53.1	6.85	43.4	5.88
450	186.9	12.99	192.6	11.67	57.6	7.23	47.2	6.32
500	195.3	13.38	202.1	12.07	62.2	7.62	51.0	6.76
550	203.7	13.79	211.6	12.47	66.7	8.02	54.9	7.21
600	212.1	14.20	221.1	12.88	71.3	8.43	58.7	7.65
650	220.5	14.61	230.6	13.29	75.8	8.84	62.5	8.09

H = waterhoogten in centimeters t.o.v. N.A.P.

A = oppervlakte stroomvoerend dwarsprofiel in 10^2 m^2 .

a_r = hydraulische straal in meters.

Schematisatiegegevens voor A en a_r voor EXPLIC I

tak no	660		670		680	
H	A	a_r	A	a_r	A	a_r
-300	10.2	3.44	6.8	3.42	2.9	2.01
250	11.7	3.76	7.8	3.51	3.7	2.22
200	13.3	4.10	8.9	3.99	4.5	2.41
150	14.9	4.59	10.1	4.47	5.5	2.90
100	16.6	5.03	11.6	4.79	6.4	3.38
050	19.0	5.30	13.4	5.03	7.8	3.67
000	21.6	5.53	15.6	5.20	9.7	3.84
+050	24.5	5.78	18.1	5.30	11.8	4.02
100	28.2	5.87	21.5	5.29	14.4	4.15
150	33.8	5.68	26.1	5.14	18.3	4.05
200	40.7	5.51	32.2	4.92	22.9	4.06
250	47.7	5.54	40.2	4.73	27.8	4.17
300	54.2	5.75	49.3	4.67	32.9	4.36
350	60.4	6.08	56.4	4.99	37.4	4.73
400	66.6	6.43	63.6	5.35	41.9	5.13
450	72.7	6.81	70.7	5.73	46.4	5.54
500	78.9	7.20	77.9	6.13	50.9	5.95
550	85.0	7.61	85.1	6.55	55.5	6.38
600	91.2	8.02	92.2	6.97	60.0	6.80
650	97.4	8.44	99.4	7.39	64.6	7.22

H = waterhoogten in centimeters t.o.v. N.A.P.

A = oppervlakte stroomvoerend dwarsprofiel in 10^2 m^2 .

a_r = hydraulische straal in meters.

Schematisatiegegevens voor B voor EXPLIC I

knp no	1010	1020	1030	1031	1040	1041	1050	1060
H	B	B	B	B	B	B	B	B
-300	91.9	118.3	82.2	131.7	57.7	112.2	17.2	14.3
250	91.9	118.3	82.4	132.2	62.4	123.0	21.9	14.5
200	91.9	118.3	82.5	132.6	64.8	128.2	25.3	14.9
150	91.9	118.3	82.5	132.8	65.5	129.1	26.8	15.4
100	91.9	118.3	82.5	132.8	65.8	129.5	27.6	16.0
050	91.9	118.3	82.5	132.8	65.8	129.5	28.0	16.5
000	91.9	118.3	82.5	132.8	65.8	129.5	28.6	17.2
+050	91.9	118.3	82.5	132.8	65.8	129.5	29.0	17.6
100	91.9	118.3	82.5	132.8	65.8	129.5	29.0	17.9
150	91.9	118.3	82.5	132.8	65.8	129.5	29.3	18.1
200	91.9	118.3	82.5	132.8	65.8	129.5	29.5	18.3
250	91.9	118.3	82.5	132.8	65.8	129.5	29.6	18.4
300	91.9	118.3	82.5	132.8	65.8	129.5	29.7	18.5
350	91.9	118.3	82.5	132.8	65.8	129.5	29.7	18.6
400	91.9	118.3	82.5	132.8	65.8	129.5	29.8	18.6
450	91.9	118.3	82.5	132.8	65.8	129.5	29.8	18.7
500	91.9	118.3	82.5	132.8	65.8	129.5	29.8	18.7
550	91.9	118.3	82.5	132.8	65.8	129.5	29.8	18.8
600	91.9	118.3	82.5	132.8	65.8	129.5	29.9	18.8
650	91.9	118.3	82.5	132.8	65.8	129.5	29.9	18.8

B = kombergingsoppervlakte in 10^5 m^2 .

H = waterhoogten in centimeters t.o.v. N.A.P.

Schematisatiegegevens voor B voor EXPLIC I

knp no	1070	1080	1090	1100	1110	1120	1130	1140
H	B	B	B	B	B	B	B	B
-300	158.1	155.0	171.6	160.8	149.2	112.4	118.3	160.0
250	158.6	155.4	173.8	163.3	157.3	112.9	120.7	169.7
200	159.5	155.9	175.3	164.7	164.5	113.4	122.7	177.1
150	160.6	157.5	177.2	164.7	167.7	114.7	123.9	180.6
100	162.5	158.7	178.5	164.7	170.0	115.6	124.6	182.7
050	163.7	159.0	178.8	164.7	170.5	116.0	124.7	183.9
000	164.9	159.1	178.8	164.7	172.5	116.2	124.7	185.3
+050	165.7	159.1	178.8	164.7	172.6	116.2	124.7	186.8
100	166.3	159.1	178.8	164.7	173.3	116.2	124.7	188.1
150	166.9	159.1	178.8	164.7	173.9	116.2	124.7	191.3
200	167.6	159.1	178.8	164.7	174.5	116.2	124.7	194.6
250	168.0	159.1	178.8	164.7	174.9	116.2	124.7	195.6
300	168.4	159.1	178.8	164.7	175.3	116.2	124.7	196.1
350	168.7	159.1	178.8	164.7	175.3	116.2	124.7	196.4
400	169.1	159.1	178.8	164.7	175.4	116.2	124.7	196.6
450	169.4	159.1	178.8	164.7	175.4	116.2	124.7	196.8
500	169.7	159.1	178.8	164.7	177.5	116.2	124.7	197.0
550	170.0	159.1	178.8	164.7	177.5	116.2	124.7	197.2
600	170.2	159.1	178.8	164.7	177.5	116.2	124.7	197.3
650	170.5	159.1	178.8	164.7	177.5	116.2	124.7	197.4

B = kombergingsoppervlakte in 10^5 m^2 .

H = waterhoogten in centimeters t.o.v. N.A.P.

Schematisatiegegevens voor B voor EXPLIC I

knp no	1150	1160	1170	1180	1161	1171	1190
H	B	B	B	B	B	B	B
-300	53.9	113.4	56.0	55.4	66.4	14.2	59.6
250	63.3	118.4	60.0	56.8	68.1	22.6	63.9
200	70.9	123.0	63.0	58.3	69.7	30.5	70.1
150	74.0	127.2	66.3	60.7	72.0	37.4	80.4
100	75.4	130.5	68.2	63.3	74.4	43.7	91.0
050	75.4	132.3	68.5	65.9	75.8	49.6	109.3
000	75.4	133.7	68.7	68.4	76.8	55.1	135.9
+050	75.4	134.9	68.9	70.9	77.6	58.7	169.2
100	75.4	135.7	69.0	72.8	78.1	60.0	193.9
150	75.4	138.6	69.1	73.3	78.5	61.6	195.8
200	75.4	141.8	69.2	73.6	78.8	61.9	196.9
250	75.4	142.7	69.2	73.8	79.2	61.9	197.2
300	75.4	143.2	69.2	73.9	79.5	61.9	197.5
350	75.4	143.5	69.2	74.1	79.7	61.9	197.8
400	75.4	143.7	69.2	74.3	79.8	61.9	198.0
450	75.4	144.0	69.3	74.5	80.0	61.9	198.3
500	75.4	144.2	69.3	74.6	80.1	61.9	198.5
550	75.4	144.4	69.3	74.8	80.3	61.9	198.8
600	75.4	144.6	69.3	75.0	80.3	61.9	199.0
650	75.4	144.6	69.3	75.1	80.3	61.9	199.0

B = kombergingsoppervlakte in 10^5 m^2 .

H = waterhoogten in centimeters t.o.v. N.A.P.

Schematisatiegegevens voor B voor EXPLIC I

knp no	1200	1210	1220	1230	1240	1250	1260	1270
H	B	B	B	B	B	B	B	B
-300	45.7	133.6	44.8	98.0	102.6	98.1	97.8	84.6
250	48.7	139.9	53.9	99.2	105.6	99.8	98.9	85.7
200	51.4	145.9	62.6	100.5	109.5	102.0	100.0	87.4
150	53.7	148.3	70.8	102.9	117.9	104.9	100.9	90.1
100	56.3	150.9	78.6	106.2	128.2	107.9	101.8	94.9
050	58.9	153.3	86.1	109.2	132.7	109.8	102.5	104.5
000	62.8	156.1	93.1	112.2	135.6	111.3	103.1	113.2
+050	73.3	160.3	98.0	115.7	137.6	112.7	103.5	117.3
100	81.8	162.4	100.1	117.9	139.0	114.1	104.0	119.6
150	82.1	162.5	102.6	119.0	139.7	115.5	104.1	120.2
200	82.3	162.5	103.0	119.0	140.3	116.0	104.3	120.5
250	82.5	162.6	103.0	119.0	140.7	116.5	104.5	120.6
300	82.7	162.6	103.1	119.0	141.3	116.8	104.6	120.6
350	82.9	162.7	103.1	119.0	141.3	117.0	104.7	120.6
400	83.1	162.8	103.1	119.0	141.4	117.1	104.8	120.6
450	83.3	162.9	103.1	119.1	141.6	117.3	104.8	120.6
500	83.4	163.0	103.1	119.1	141.6	117.5	104.9	120.8
550	83.6	163.1	103.1	119.1	141.7	117.6	104.9	120.8
600	83.7	163.1	103.1	119.1	141.8	117.8	105.0	120.8
650	83.7	163.1	103.1	119.1	141.8	117.8	105.0	120.8

B = kombergingsoppervlakte in 10^5 m^2 .

H = waterhoogten in centimeters t.o.v. N.A.P.

Schematisatiegegevens voor B voor EXPLIC I

knp no	1280	1290	1300	1310	1320	1330	1340	1350
H	B	B	B	B	B	B	B	B
-300	116.0	82.1	43.9	50.7	38.1	40.9	9.0	8.2
250	117.9	85.0	44.8	52.8	41.0	44.2	10.5	8.9
200	120.8	88.9	45.9	55.1	44.8	48.3	12.6	9.9
150	126.5	96.8	48.8	58.3	48.7	52.0	15.5	12.8
100	132.1	107.0	54.5	62.0	52.8	56.2	19.5	13.4
050	134.6	118.3	61.1	66.9	57.1	61.6	25.1	15.3
000	135.9	128.7	68.8	75.2	61.6	68.3	33.1	18.6
+050	136.5	134.6	78.9	91.1	64.5	72.9	41.2	25.6
100	137.1	136.9	88.3	107.0	67.0	76.6	49.6	33.3
150	137.6	137.4	89.4	112.1	70.4	77.9	60.1	39.2
200	138.2	137.8	89.8	113.8	73.7	78.4	71.2	43.2
250	138.4	138.0	90.1	114.2	75.0	78.6	72.5	43.9
300	138.7	138.2	90.3	114.3	75.4	78.7	72.8	44.2
350	138.9	138.4	90.5	114.5	75.6	78.8	72.9	44.2
400	139.1	138.6	90.6	114.6	75.8	78.9	72.9	44.3
450	139.3	138.8	90.7	114.7	75.9	78.9	73.0	44.3
500	139.5	139.0	90.8	114.8	76.1	79.0	73.1	44.4
550	139.8	139.1	90.9	114.9	76.3	79.0	73.2	44.5
600	139.9	139.3	91.1	115.0	76.4	79.1	73.3	44.5
650	139.9	139.4	91.2	115.1	76.5	79.2	73.4	44.5

B = kombergingsoppervlakte in 10^5 m^2 .

H = waterhoogten in centimeters t.o.v. N.A.P.

Schematisatiegegevens voor B voor EXPLIC I

knp no	1360	1370	1380	1390	1400	1410	1430	1440
H	B	B	B	B	B	B	B	B
-300	5.1	55.5	85.6	81.1	93.1	79.6	23.6	1.9
250	5.8	59.7	88.1	83.4	94.8	93.6	41.3	5.5
200	6.7	66.3	92.5	87.6	97.8	109.4	68.1	14.6
150	7.9	77.6	99.0	94.7	102.9	120.6	86.0	32.3
100	9.8	91.4	107.8	106.3	109.5	128.7	109.9	53.0
050	12.5	120.7	121.4	124.8	117.3	135.6	126.2	74.3
000	16.9	150.8	133.5	142.5	124.2	141.0	140.3	96.7
+050	22.2	172.2	141.2	151.6	128.1	144.8	143.0	116.7
100	28.6	186.8	146.6	157.4	130.2	145.1	143.6	134.4
150	35.6	193.7	149.5	159.3	131.9	146.4	143.7	138.0
200	41.5	195.1	150.5	160.0	132.5	146.7	143.9	139.2
250	42.2	195.3	150.7	160.5	132.6	146.9	144.1	140.0
300	42.2	195.4	150.9	160.8	132.7	147.0	144.2	140.6
350	42.5	195.6	151.1	161.1	132.9	147.2	144.4	140.9
400	42.5	195.7	151.3	161.4	133.0	147.3	144.5	141.2
450	42.6	195.8	151.5	161.7	133.1	147.4	144.6	141.5
500	42.7	196.0	151.7	161.9	133.3	147.6	144.8	141.8
550	42.8	196.1	151.9	162.2	133.4	147.7	144.9	142.0
600	42.8	196.3	152.1	162.4	133.5	147.8	145.0	142.3
650	42.9	196.3	152.1	162.4	133.5	147.8	145.0	142.3

B = kombergingsoppervlakte in 10^5 m^2 .

H = waterhoogten in centimeters t.o.v. N.A.P.

Schematisatiegegevens voor B voor EXPLIC.I

knp no	1450	1460	1470	1471	1480
H	B	B	B	B	B
-300	90.3	73.7	6.7	1.8	54.1
250	101.5	84.2	8.6	3.5	64.3
200	111.4	94.6	13.4	8.0	74.6
150	119.8	107.4	22.3	15.0	89.2
100	127.1	119.2	32.1	21.7	103.4
050	132.1	125.1	44.1	26.6	115.0
000	135.6	129.2	54.9	32.2	123.7
+050	136.0	129.9	67.3	44.0	125.1
100	136.3	130.0	74.1	55.8	125.2
150	136.5	130.0	78.2	64.1	125.2
200	136.7	130.0	79.9	67.4	125.2
250	136.9	130.0	80.5	68.7	125.2
300	137.1	130.0	80.8	69.2	125.2
350	137.2	130.0	80.9	69.4	125.2
400	137.4	130.0	80.9	69.5	125.3
450	137.6	130.0	81.0	69.7	125.3
500	137.8	130.0	81.1	69.9	125.3
550	137.9	130.0	81.2	70.0	125.3
600	138.0	130.0	81.3	70.2	125.3
650	138.0	130.0	81.3	70.2	125.3

B = kombergingsoppervlakte in 10^5 m^2 .

H = waterhoogten in centimeters t.o.v. N.A.P.

Bepaling van de schematisatie voor "CHERIE", gebaseerd op "IMPLIC"bij een tijdstap $\Delta t = 300$ seconden.

<u>no</u> tak in CH	<u>tak</u> lengte	<u>omrekeningsfactor voor A en a_r</u>	
10	4810 m.	$\frac{3080}{4810}$	$\approx '104' + \frac{1730}{4810} \approx '105'$
20	3790 m.	$\frac{2200}{3790}$	$\approx '117b' + \frac{1590}{3790} \approx '107b'$
30	3320 m.		'118'
40	2650 m.		'130b'
41	3000 m.	$\frac{2490}{3000}$	$\approx '134' + \frac{510}{3000} \approx '130b'$
50	3205 m.		'136'
51	3205 m.	$\frac{1295}{3205}$	$\approx '136b' + \frac{1910}{3205} \approx '137'$
60	3550 m.		'141b'
70	3550 m.	$\frac{2680}{3550}$	$\approx '119' + \frac{370}{3550} \approx '120'$
80	3350 m.	$\frac{1180}{3350}$	$\approx '123' + \frac{2170}{3380} \approx '125'$
90	4520 m.	$\frac{2670}{4520}$	$\approx '110' + \frac{1850}{4520} \approx '109'$
100	4140 m.		'106'
110	3400 m.	$\frac{1910}{3400}$	$\approx '111' + \frac{1490}{3400} \approx '112'$
120	4310 m.	$\frac{1710}{4310}$	$\approx '113' + \frac{2600}{4310} \approx '204'$
130	4510 m.	$\frac{2620}{4510}$	$\approx '205' + \frac{1890}{4510} \approx '206'$
140	3510 m.	$\frac{1760}{3510}$	$\approx '126' + \frac{1750}{3510} \approx '203'$
150	1750 m.		'209'
160	3960 m.	$\frac{1060}{3960}$	$\approx '120' + \frac{1800}{3960} \approx '121' + \frac{1100}{3960} \approx '201^a'$
170	3680 m.		'122'
180	4000 m.	$\frac{1810}{4000}$	$\approx '201^a' + \frac{1560}{4000} \approx '201^b' + \frac{630}{4000} \approx '27'$
190	3120 m.	$\frac{920}{3120}$	$\approx '209' + \frac{2200}{3120} \approx '202'$
200	4440 m.		'102'
210	4000 m.	$\frac{2630}{4000}$	$\approx '27' + \frac{1370}{4000} \approx '28'$

Bepaling van de schematisatie voor "CHERIE", gebaseerd op "IMPLIC"

bij een tijdstap $\Delta t = 300$ seconden.

<u>no</u>	<u>tak in CH</u>	<u>taklengte</u>	<u>omrekeningsfactor voor A en a_r</u>
230	3100 m.		'20'
240	2330 m.		'19'
250	4970 m.	$\frac{3080}{4970}$	\times '10' + $\frac{1890}{4970}$ \times '11'
260	4400 m.	$\frac{1900}{4400}$	\times '12' + $\frac{2500}{4400}$ \times '13'
270	3740 m.		'21'
280	2640 m.		'25'
290	3560 m.	$\frac{870}{3560}$	\times '29' + $\frac{2690}{3560}$ \times '26'
300	5210 m.	$\frac{2740}{5210}$	\times '30' + $\frac{2470}{5210}$ \times '31'
310	4950 m.	$\frac{3370}{4950}$	\times '23' + $\frac{1580}{4950}$ \times '22'
320	3830 m.	$\frac{2370}{3830}$	\times '17' + $\frac{1460}{3830}$ \times '18'
330	3970 m.	$\frac{860}{3970}$	\times '15' + $\frac{3110}{3970}$ \times '14'
340	3850 m.	$\frac{1680}{3850}$	\times '32' + $\frac{2170}{3850}$ \times '33'
350	5765 m.	$\frac{3900}{5765}$	\times '35' + $\frac{1865}{5765}$ \times '34'
360	4370 m.	$\frac{2320}{4270}$	\times '24' + $\frac{900}{4270}$ \times '49' + $\frac{1250}{4270}$ \times '50'
370	3945 m.	$\frac{2390}{3945}$	\times '39' + $\frac{1555}{3945}$ \times '36'
380	3310 m.		'46'
390	4080 m.	$\frac{2050}{4080}$	\times '52' + $\frac{2030}{4080}$ \times '51'
400	3990 m.	$\frac{2770}{3990}$	\times '47' + $\frac{1220}{3990}$ \times '48'
410	4190 m.	$\frac{670}{4190}$	\times '41' + $\frac{3520}{4190}$ \times '40'
430	4345 m.	$\frac{1590}{4345}$	\times '54' + $\frac{2755}{4345}$ \times '55'
440	4285 m.	$\frac{1345}{4285}$	\times '55' + $\frac{1540}{4285}$ \times '56' + $\frac{1400}{4285}$ \times '58'

Bepaling van de schematisatie voor "CHERIE", gebaseerd op "IMPLIC"

bij een tijdstap $\Delta t = 300$ seconden.

no	tak in CH	taklengte	omrekeningsfactor voor A en a _r
420	3340 m.		'45'
442	3825 m.	$\frac{1345}{3825}$	\times '60' + $\frac{2480}{3825}$ \times '44'
450	4450 m.	$\frac{3930}{4450}$	\times '41' + $\frac{520}{4450}$ \times '42'
470	4000 m.		'59'
490	3625 m.	$\frac{2265}{3625}$	\times '60' + $\frac{1360}{3625}$ \times '61'
500	2640 m.		'62' SW
510	4330 m.	$\frac{2350}{4330}$	\times '65' + $\frac{1980}{4330}$ \times '66'
520	4250 m.	$\frac{980}{4250}$	\times '66' + $\frac{3270}{4250}$ \times '67'
530	3670 m.		'68'
540	4180 m.	$\frac{1340}{4180}$	\times '70' + $\frac{2840}{4180}$ \times '69'
550	3950 m.		'75'
560	4330 m.	$\frac{2390}{4330}$	\times '73' + $\frac{1940}{4330}$ \times '71'
570	2740 m.		'76'
580	3330 m.		'74'
581	1660 m.		'74'
590	4200 m.	$\frac{2900}{4200}$	\times 'Ke 1' + $\frac{1300}{4200}$ \times 'Ke 2'
600	4200 m.	$\frac{1650}{4200}$	\times 'Ke 2' + $\frac{2550}{4200}$ \times 'Ke 3'
610	4100 m.	$\frac{2250}{4100}$	\times 'Ke 4' + $\frac{1850}{4100}$ \times 'Ke 5'
620	3600 m.	$\frac{1700}{3600}$	\times 'KV 1' + $\frac{1900}{3600}$ \times 'KV 2'
630	2100 m.		'KV 3'
640	3920 m.	$\frac{1900}{3920}$	\times 'KV 5a' + $\frac{2020}{3920}$ \times 'KV 5b'
650	1870 m.		'KV 6'
660	3150 m.	$\frac{2400}{3150}$	\times 'Kk 1' + $\frac{750}{3150}$ \times 'Kk 2'
670	3150 m.	$\frac{1350}{3150}$	\times 'Kk 2' + $\frac{1800}{3150}$ \times 'Kk 3'
680	1620 m.		'Kk 4'

Bepaling van de schematisatie voor "CHERIE", gebaseerd op "IMPLIC"

bij een tijdstap $\Delta t = 300$ seconden.

no tak in CH taklengte omrekeningsfactor voor A en a_r

441	3950 m.	$\frac{2000}{3950} \times '43' + \frac{1950}{3950} \times '42'$
191	3500 m.	$\frac{1880}{3500} \times '201^c' + \frac{1620}{3500} \times '21'$
11	3000 m.	'108'

Bepaling van de schematisatie voor "CHERIE", gebaseerd op "IMPLIC"

bij een tijdstap $\Delta t = 300$ seconden.

<u>no. knpt. in CH</u>	<u>omrekeningsfactor voor B</u>
1010	$2405 \times '104' + 920 \times '108'$
1020	$1450 \times '129 \text{ b}' + 1590 \times '107 \text{ b}'$
1030	$1330 \times '130 \text{ b}' + 1425 \times '133 \text{ b}' + 1345 \times '135 \text{ b}'$
1031	$"1030" + 500 \times '130 \text{ b}' + 1000 \times '134' + 1030 \times '131'$
1040	$1605 \times '136 \text{ b}' + 880 \times '138 \text{ b}' + 830 \times '140 \text{ b}'$
1041	$1605 \times '136 \text{ b}' + 880 \times '138 \text{ b}' + 830 \times '140 \text{ b}' + 1300 \times '139' + 1300 \times '136 \text{ b}' + 300 \times '137'$
1050	$1815 \times '141 \text{ b}'$
1060	$2220 \times '102'$
1070	$2220 \times '102' + 2070 \times '106' + 1730 \times '105' + 675 \times '104' + 460 \times '108' + 1850 \times '109' + 410 \times '110'$
1080	$920 \times '108' + 2200 \times '117' + 1030 \times '131' + 1230 \times '116' + 1660 \times '118'$
1090	$1660 \times '118' + 1490 \times '134' + 1180 \times '123' + 495 \times '125' + 450 \times '124' + 1775 \times '119'$
1100	$905 \times '119' + 870 \times '120' + 3680 \times '122' + 1610 \times '137' + 1060 \times '120' + 695 \times '121' + 225 \times '121'$
1110	$1815 \times '141 \text{ b}' + 950 \times '201 \text{ a}' + 930 \times '121' + 1910 \times '201 \text{ a}' + 1540 \times '202' + 190 \times '201 \text{ b}' + 1750 \times '201^c'$
1120	$1410 \times '114' + 2260 \times '119' + 460 \times '108' + 1230 \times '116' + 1700 \times '111'$

Bepaling van de schematisatie voor "CHERIE", gebaseerd op "IMPLIC"

bij een tijdstap $\Delta t = 300$ seconden.

<u>no. knpt. in CH</u>	<u>omrekeningsfactor voor B</u>
1130	$210 \times '111' + 450 \times '124' + 1490 \times '112' + 1675 \times '125' +$ $1710 \times '113' + 445 \times '204' + 1300 \times '115' + 1760 \times '126'$
1140	$2070 \times '206' + 2155 \times '204' + 2255 \times '205'$
1150	$2250 \times '203' + 640 \times '203' + 2170 \times '209'$
1160	$1890 \times '206' + 360 \times '205' + 2485 \times '10'$
1180	$1370 \times '201'b' + 2630 \times '27'$
1190	$630 \times '27' + 1370 \times '28' + 2640 \times '25' + 870 +$ $'29' + 2690 \times '26' + 2605 \times '30'$
1200	$135 \times '30' + 2470 \times '31' + 1680 \times '32' + 240 \times$ $'33' + 1865 \times '34' + 1017.5 \times '35'$
1210	$2882 \times '35' + 1925 \times '33' + 2475 \times '23' +$ $2135 \times '24'$
1220	$1620 \times '21' + 1870 \times '21' + 3100 \times '20' + 130 \times '201^c'$
1230	$1870 \times '21' + 1580 \times '22' + 895 \times '23' + 1460 \times$ $'18' + 455 \times '17'$
1240	$2330 \times '19' + 1700 \times '11' + 1900 \times '12' + 300 \times$ $'13' + 595 \times '10'$

Bepaling van de schematisatie voor "CHERIE", gebaseerd op "IMPLIC"

bij een tijdstap $\Delta t = 300$ seconden.

<u>no. knpt. in CH</u>	<u>omrekeningsfactor voor B</u>
1250	2200 * '13' + 1915 * '17' + 1985 * '14'
1260	1125 * '14' + 860 * '15' + 1620 * '16' + 1555 * '36' + 417 * '39' + 1970 * '37' + 795 * '38'
1270	1973 * '39' + 1655 * '46' + 2095 * '40'
1280	795 * '38' + 900 * '49' + 1250 * '50' + 185 * '24' + 1655 * '46' + 1995 * '47' + 2030 * '51'
1290	2050 * '52' + 1435 * '53' + 1590 * '54' + 583 * '55' + 2100 * 'Ke 1'
1300	800 * 'Ke 1' + 1300 * 'Ke 2' + 1650 * 'Ke 2' + 450 * Ke 3'
1310	2100 * 'Ke 3' + 2050 * 'Ke 4' + 1575 * 'Kk 1'
1320	200 * 'Ke 4' + 1850 * Ke 5' + 1700 * KV 1' + 1900 * KV 5a'
1330	1900 * 'KV 2' + 2100 'KV 3'
1340	2020 * 'KV 5 b' + 1870 * 'KV 6'
1350	825 * 'Kk 1' + 750 * 'Kk 2' + 1350 * 'Kk 2' + 225 * 'Kk 3'
1360	1575 * 'Kk 3' + 1620 * 'Kk 4'
1370	1435 * '53' + 2173 * '55' + 1220 * '48' + 775 * '47' + 1345 * '55' + 798 * '56' + 2000 * '59'
1380	2000 * '59' + 2000 * '43' + 1900 * '44'

Bepaling van de schematisatie voor "CHERIE", gebaseerd op "IMPLIC"

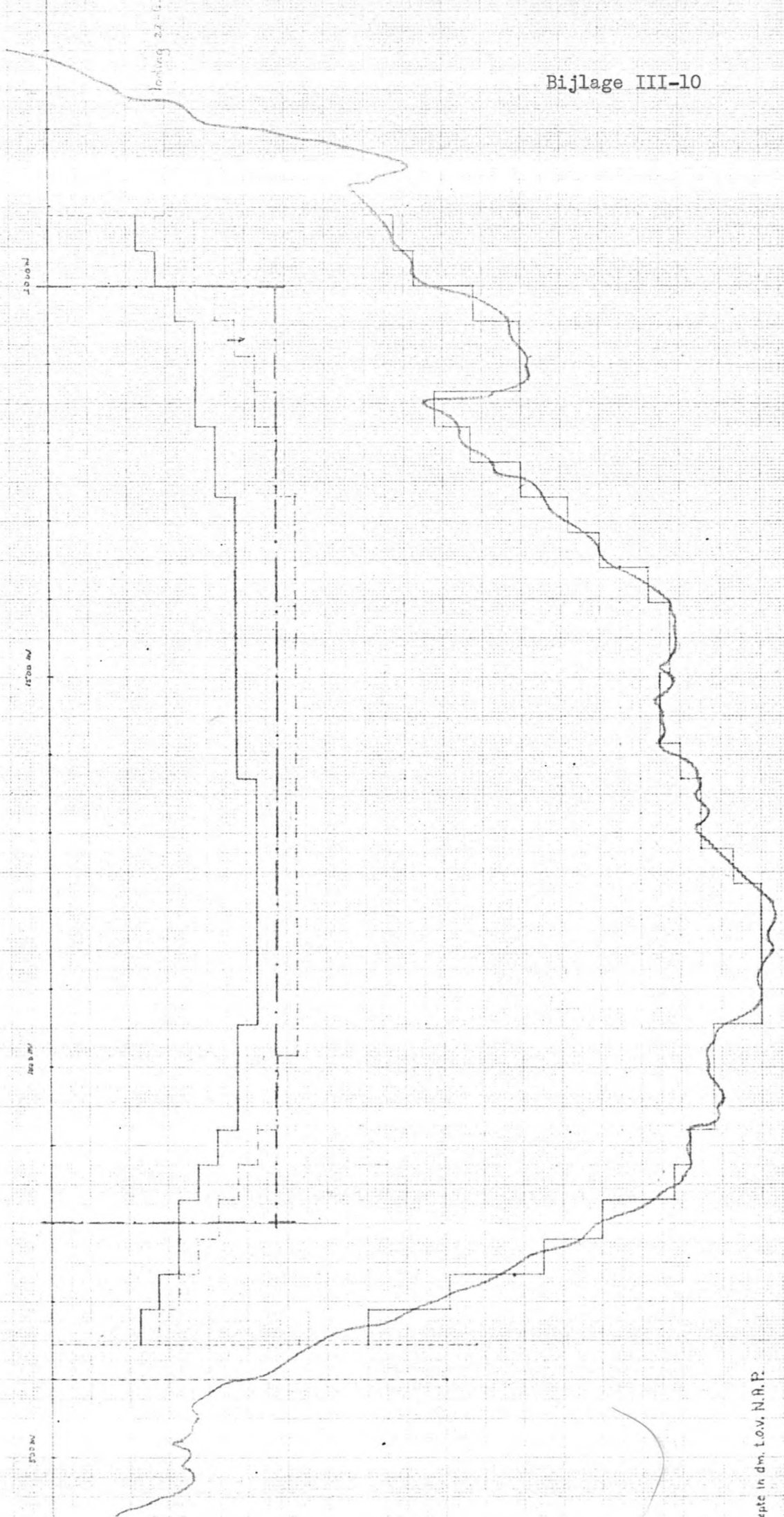
bij een tijdstap $\Delta t = 300$ seconden.

<u>no. knpt. in CH</u>	<u>omrekeningsfactor voor B</u>
1390	$1425 \times '40' + 3340 \times '45' + 2895 \times '41'$
1400	$1705 \times '41' + 2470 \times '42' + 810 \times '57' + 1400 \times '58' +$ $740 \times '56'$
1410	$+ 580 \times '44' + 3155 \times '60' + 2165 \times '65'$
1430	$1980 \times '66' + 185 \times '65' + 980 \times '66' + 1145 \times '67'$
1440	$2125 \times '67' + 3670 \times '68' + 1070 \times '72'$
1450	$1360 \times '61' + 2640 \times '62 \text{ SW}' + 455 \times '60' + 2090 \times '69'$
1460	$750 \times '69' + 1340 \times '70' + 1940 \times '71' + 225 \times '73' +$ $1975 \times '75'$
1470	$1070 \times '72' + 2165 \times '73' + 1660 \times '74'$
1471	$3330 \times '74'$
1480	$2740 \times '76' + 1975 \times '75'$

diepte in dm. t.o.v. N.A.P.

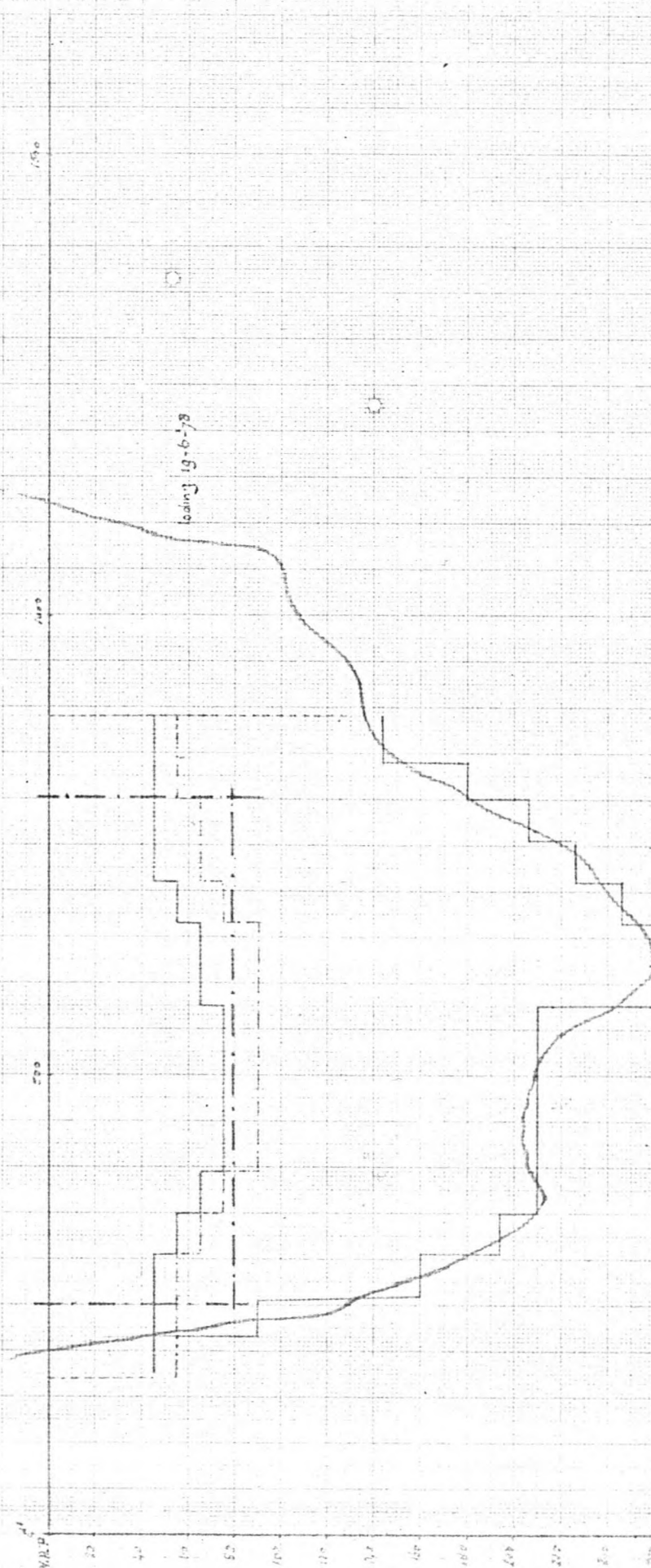
SLUITSE ROTTERDAM.

OPENSING BY	GRINT	18000 m ²	(NETTO 14000 m ²)
OPENSING BY	NETTO	20000 m ²	

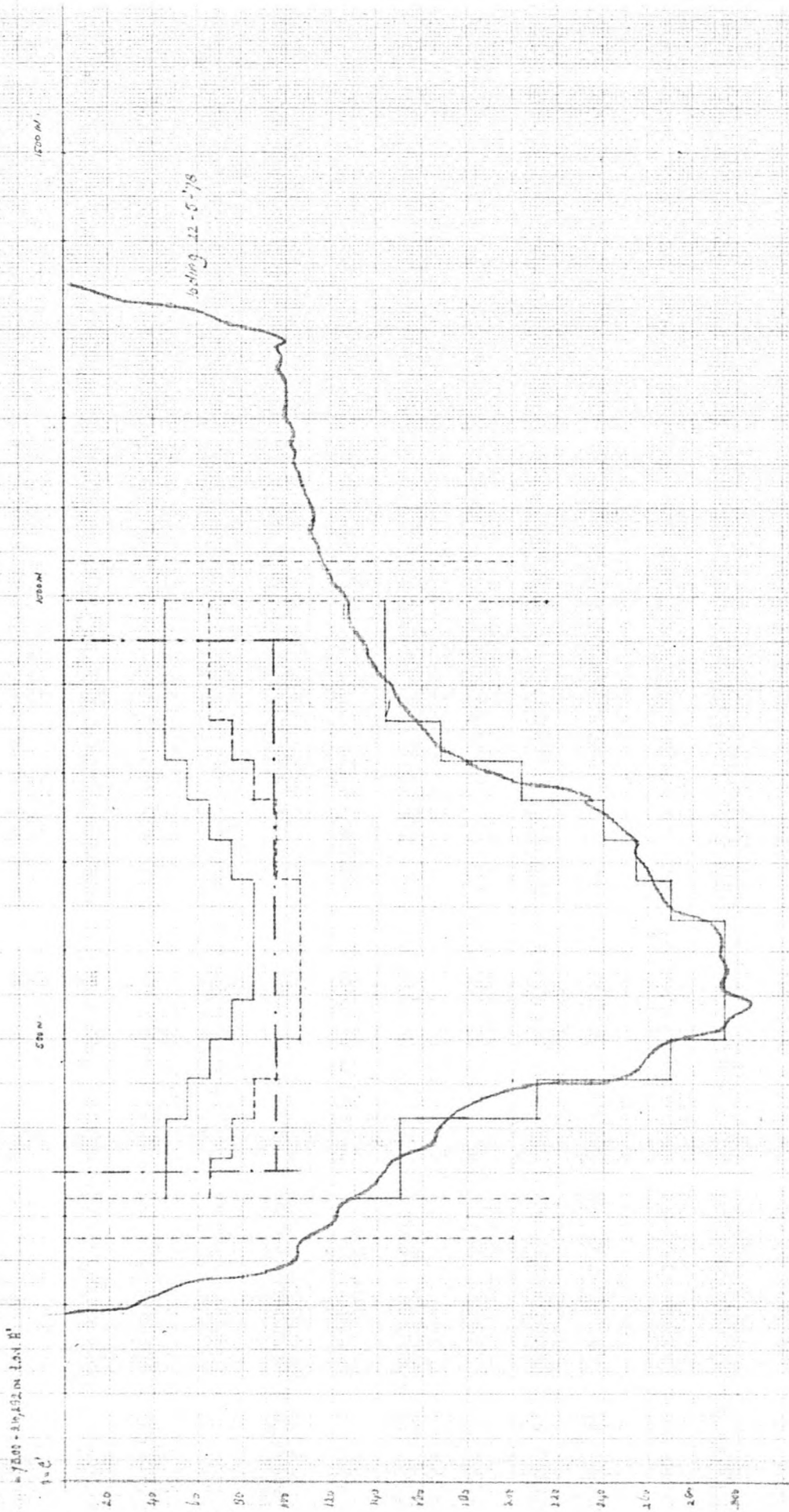


— BRUTO 15.000 m³ NETTO 14.000 m³
 --- NETTO 20.000 m³

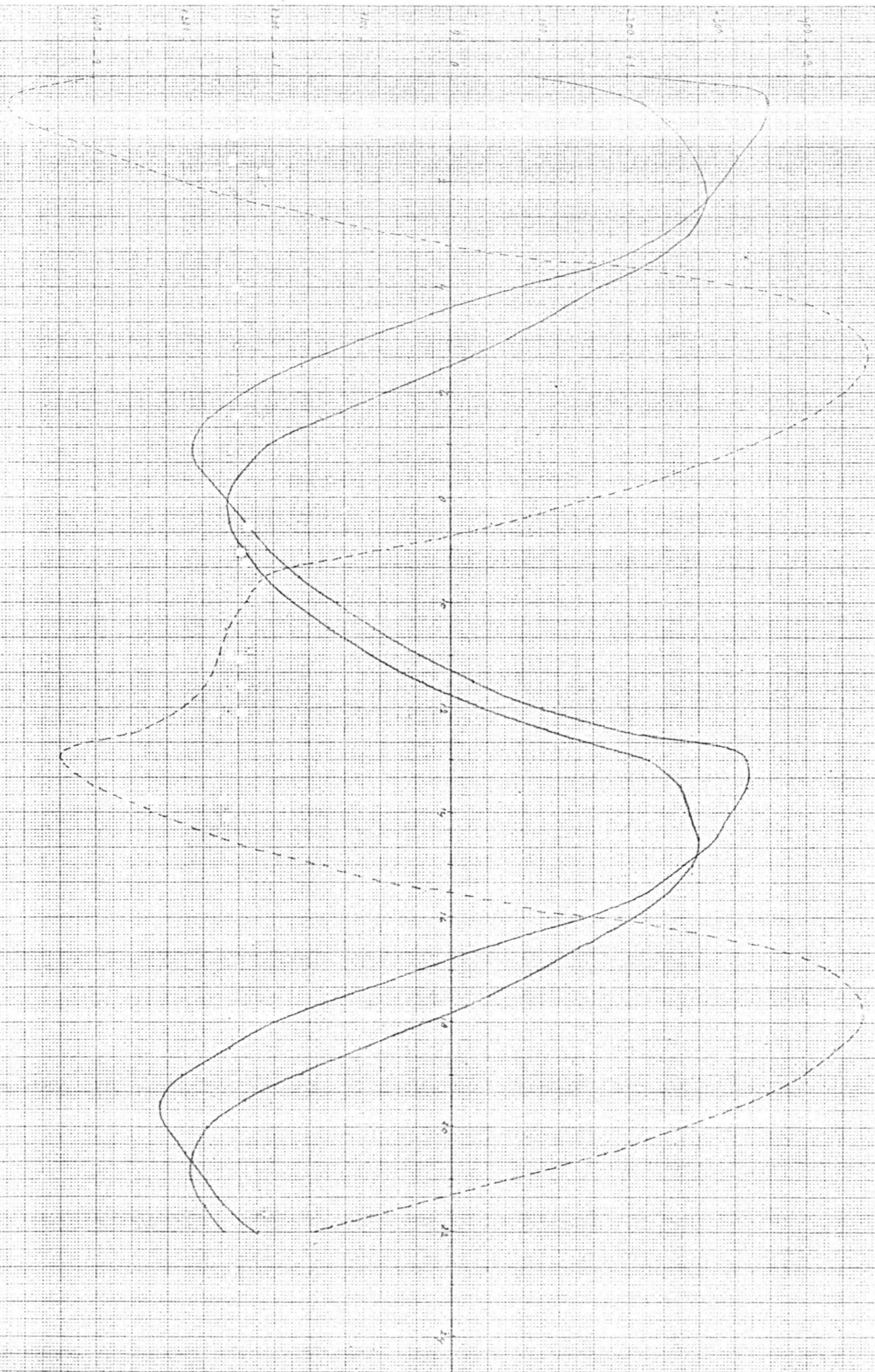
SLUITSTAD SCIPER VAN ROMMELOPST



SLUITGAT HANNEH.
 — BRUTO 18000 m² (NETTO 14000 m²)
 — NETTO 20.000 m²

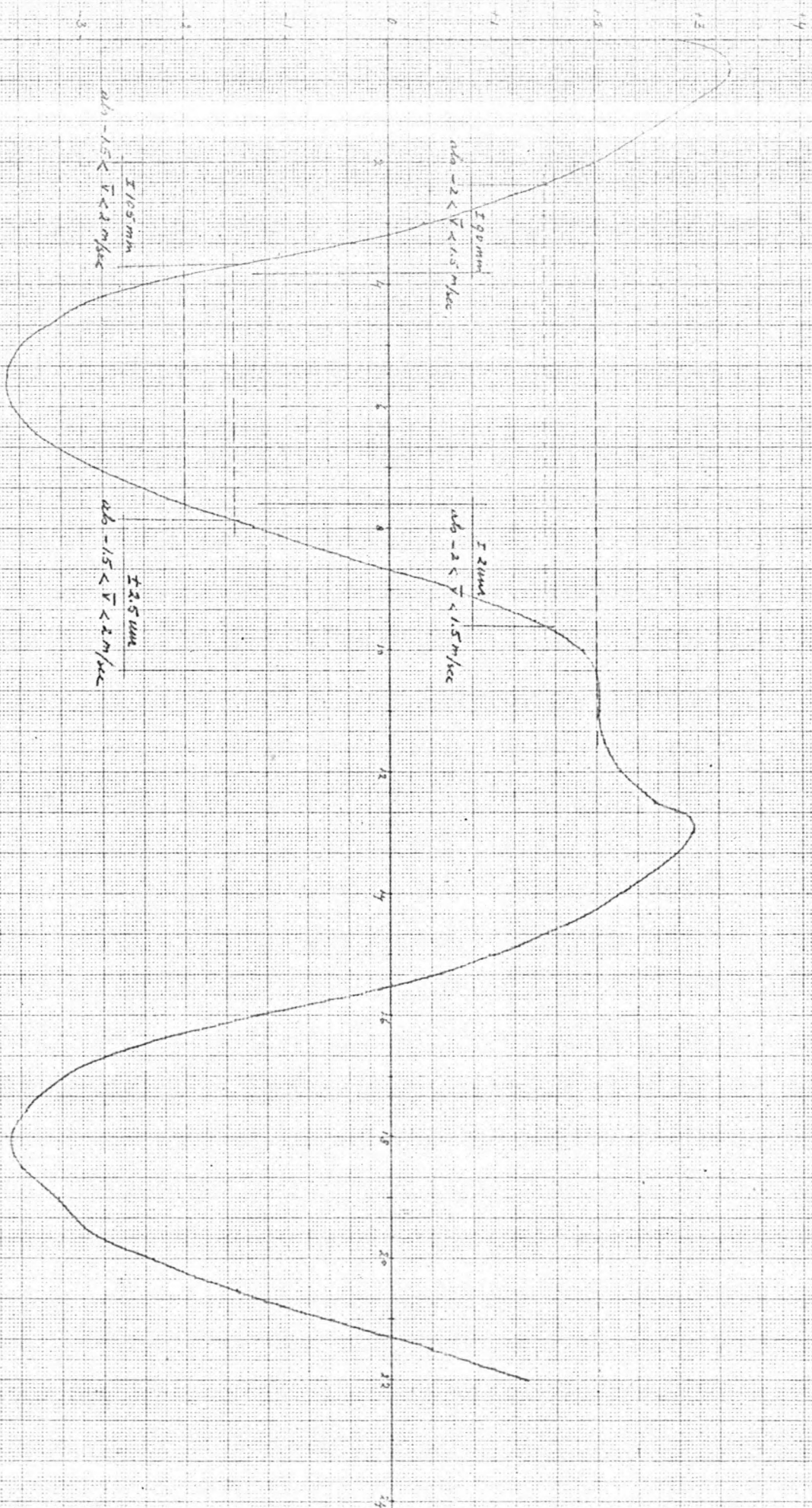


Getijevormen (binnen en buiten) Schoorput ($\mu = 0.9$)
Debietvormen

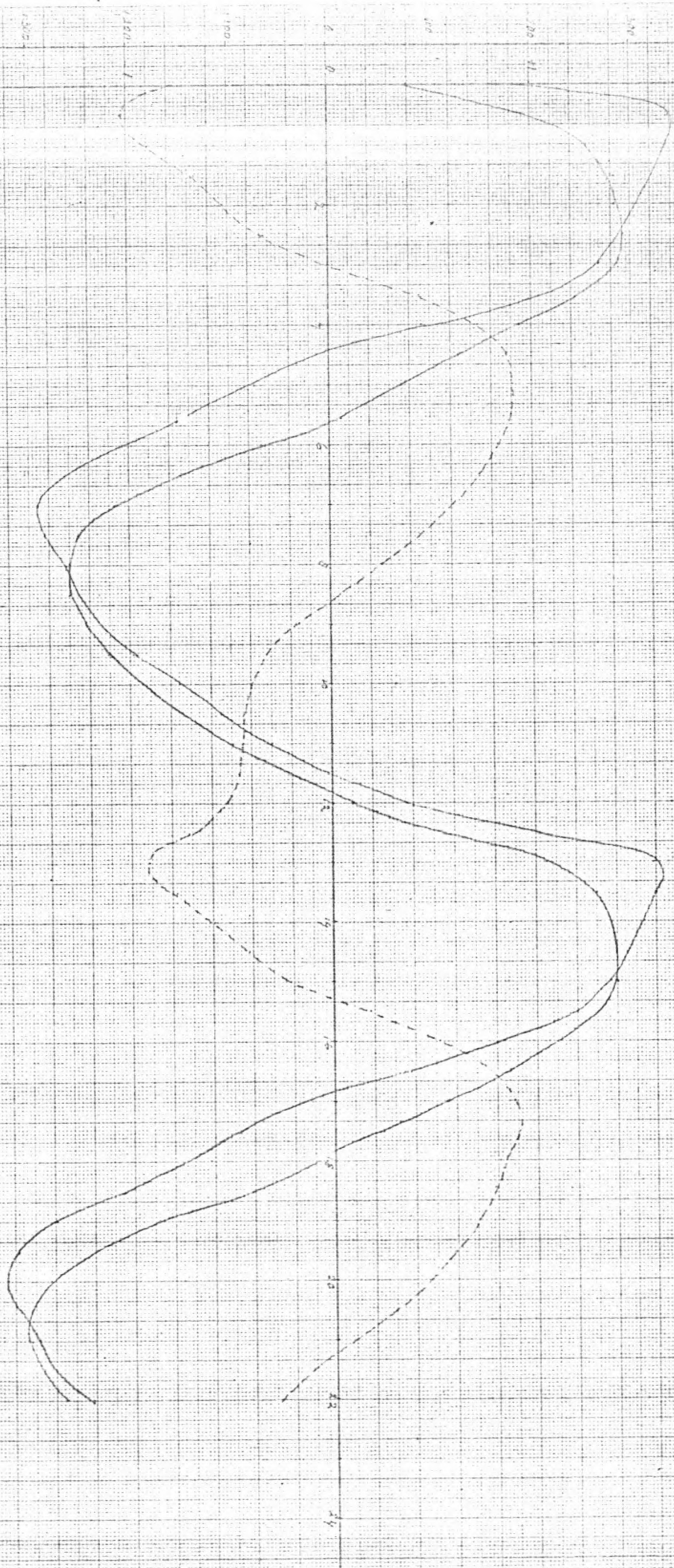


Snelheden in de scheepvaartsoningen (Ra = 0.9)

Opdracht III-12.2



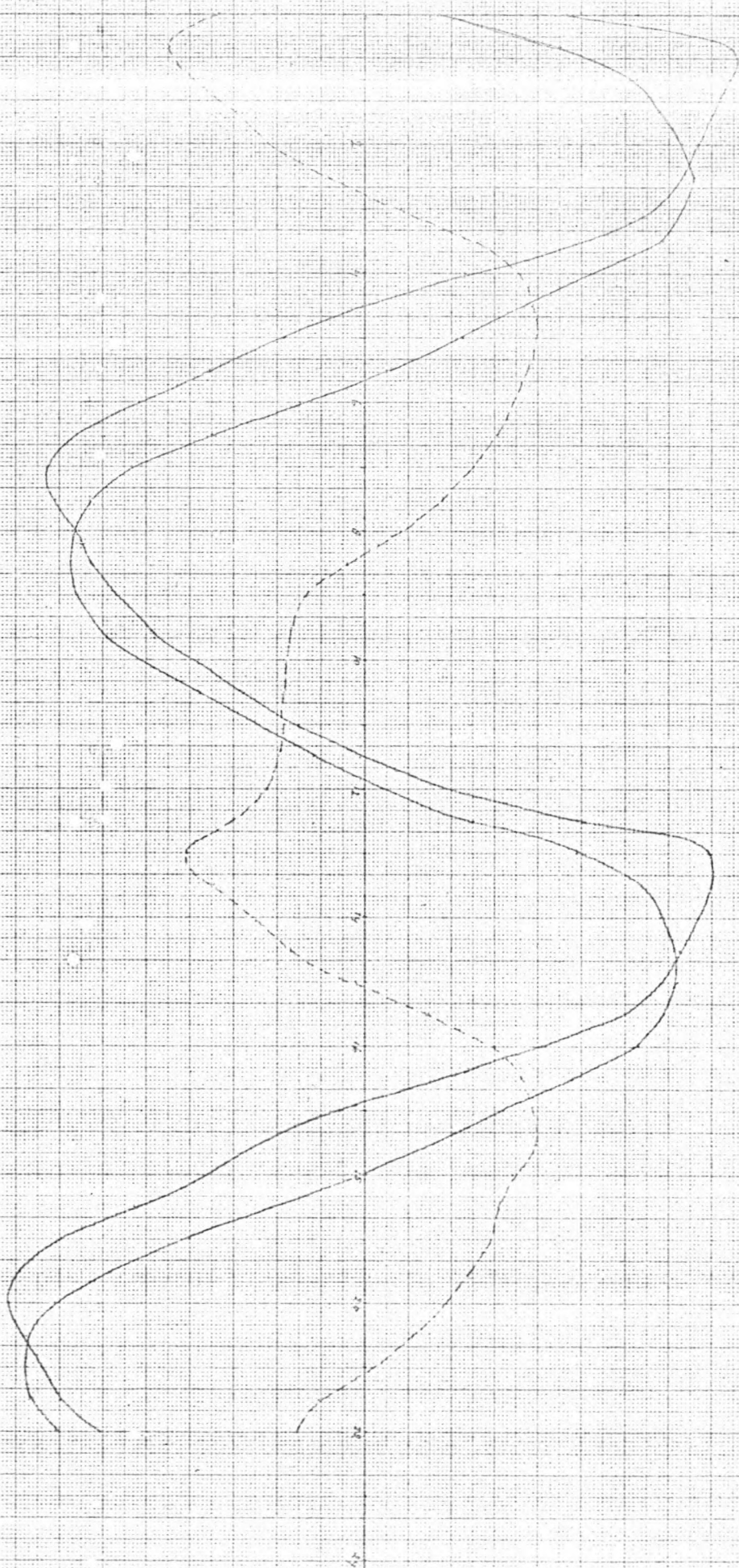
Gedykromme (binnen en buiten) $\mu = 0.9$
 Debedykromme
 Hammen



Dg 44.37-12.5

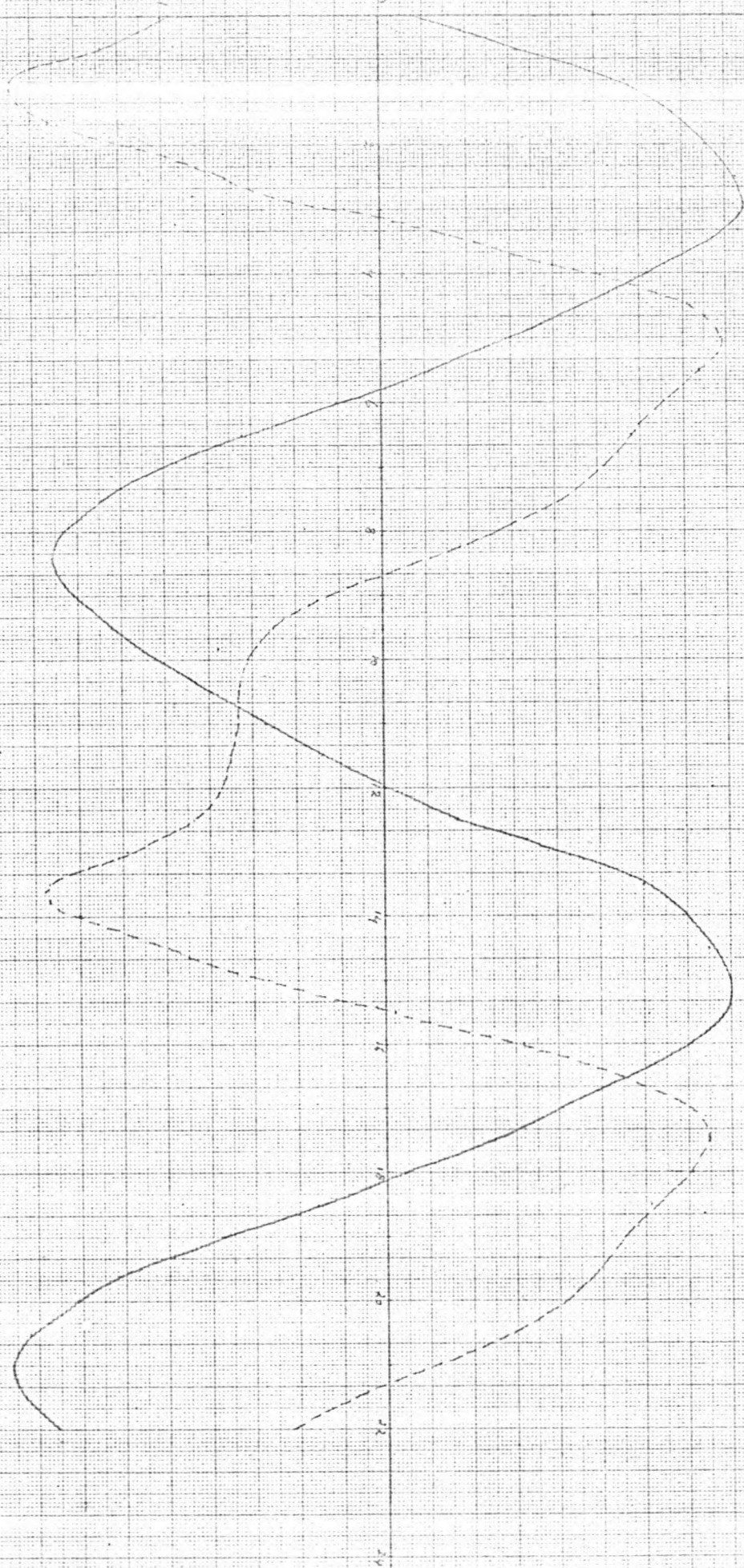
Deelkromme (binnen en buiten) Schaar van Roggenplaat ($\mu = 0.9$)
Deelkromme

Opdracht III-12.4.



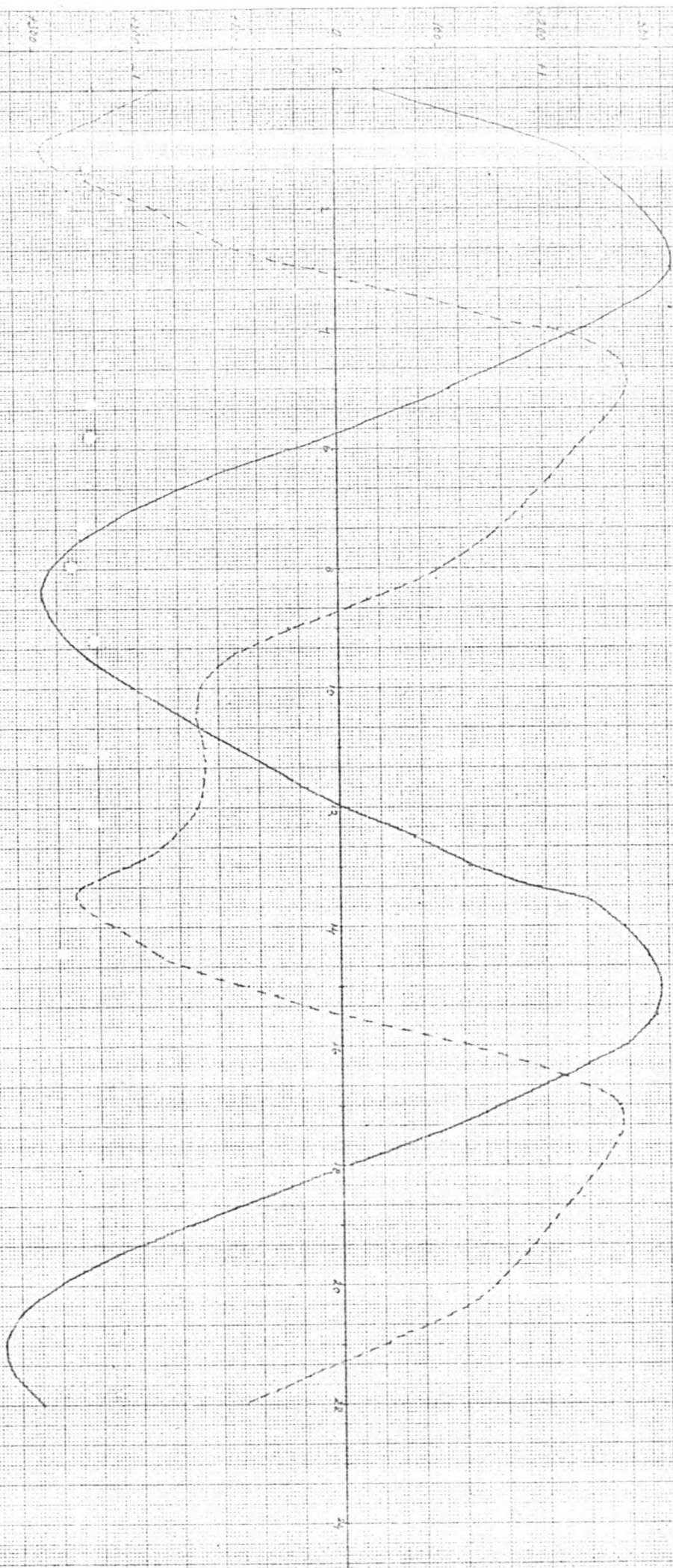
Gętykromne Zierikzee (μ=0.9)
 Debietskromne Zierikzee

Bj. 4. 27-12. 5.

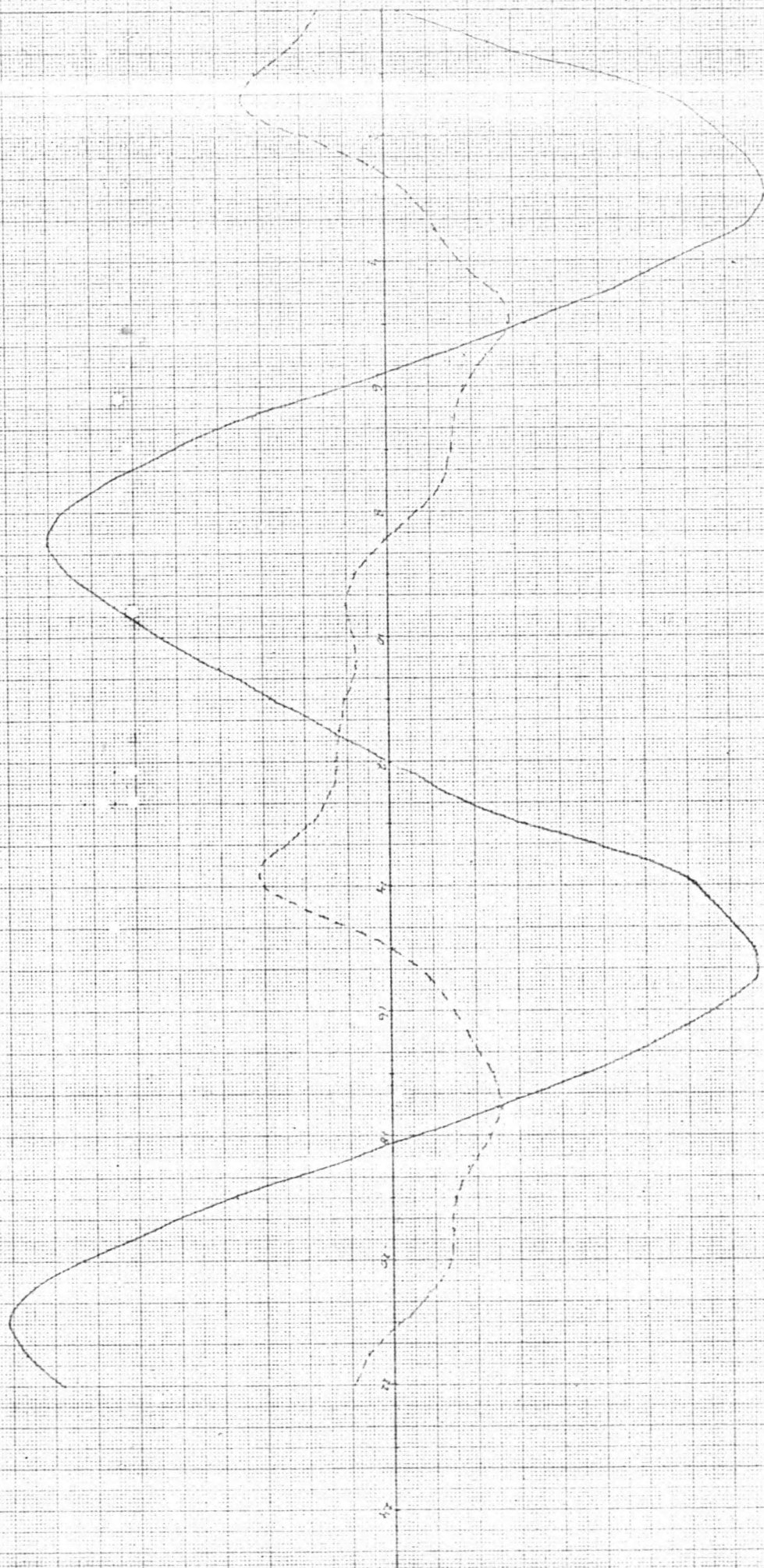


Gettkrone Colysplaat ($\mu = 0.9$)
 Debettkrone Colysplaat

Bylage III-12.6.



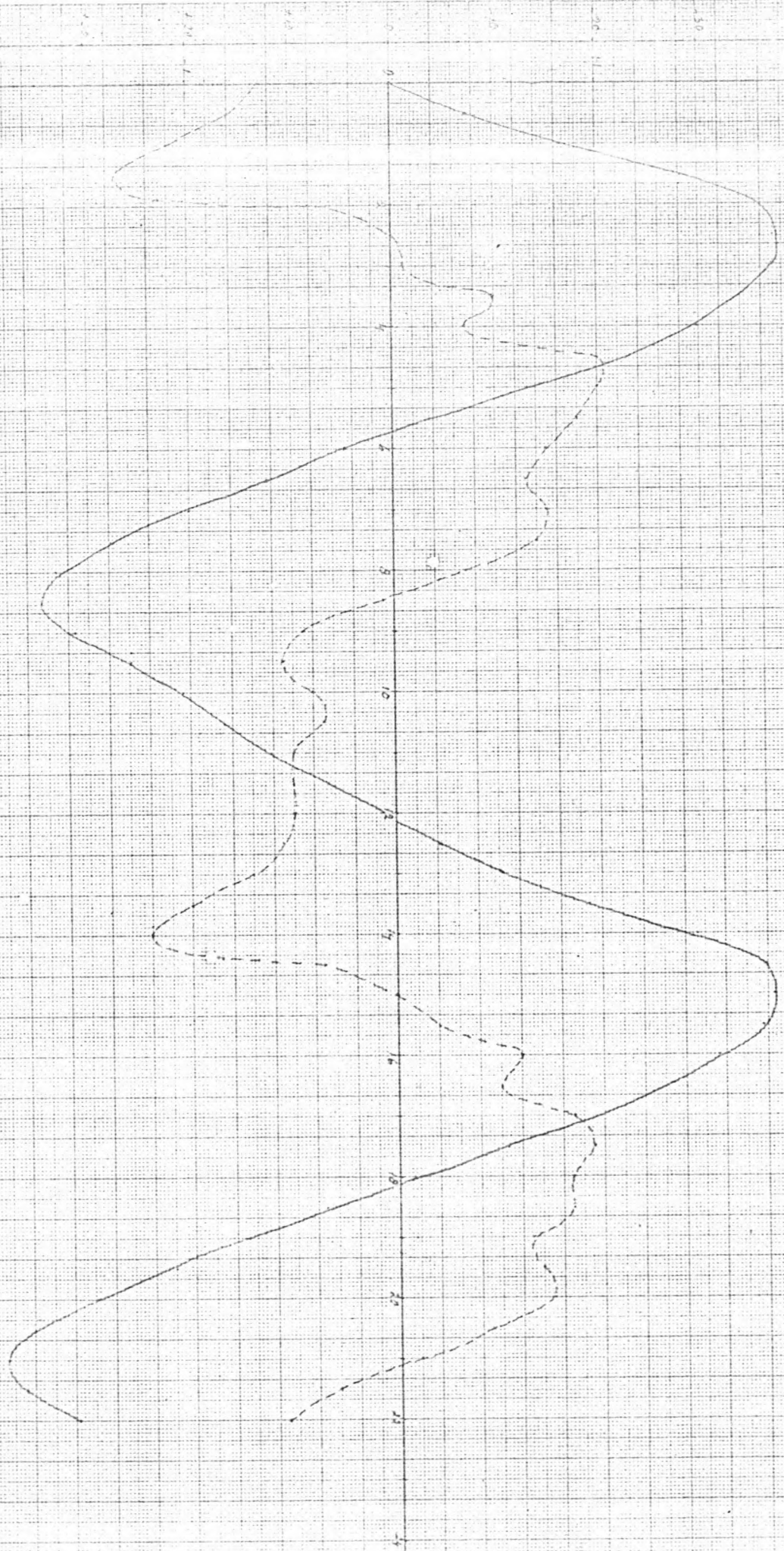
uetykromme stavenisse ($\mu = 0.9$)
 debietkromme stavenisse



Bylage III-12.1

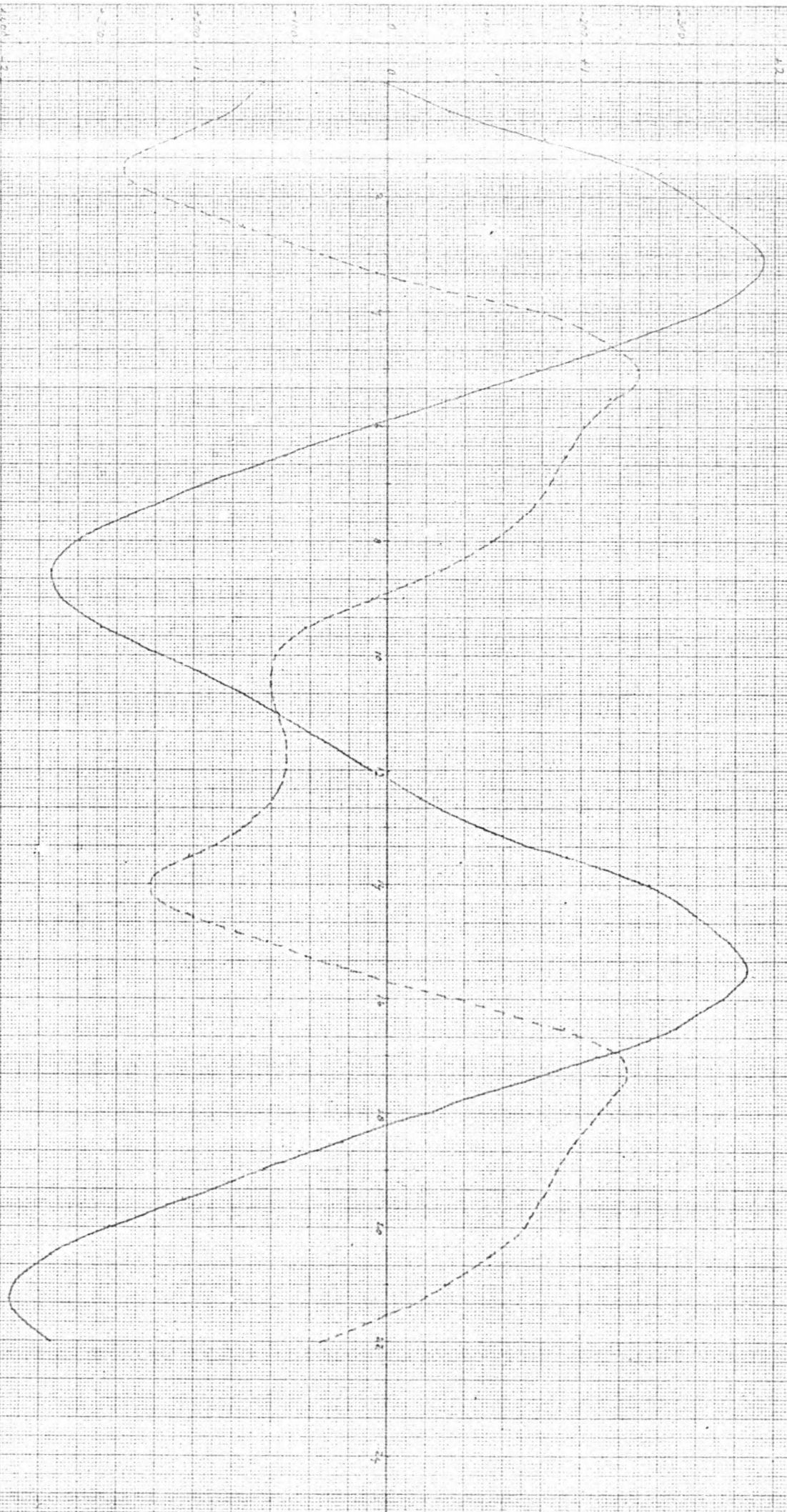
Getulrome
 Defekt krome
 Hammer
 Hammer
 ($\mu = 0.9$)

Bylage III - 12.8.



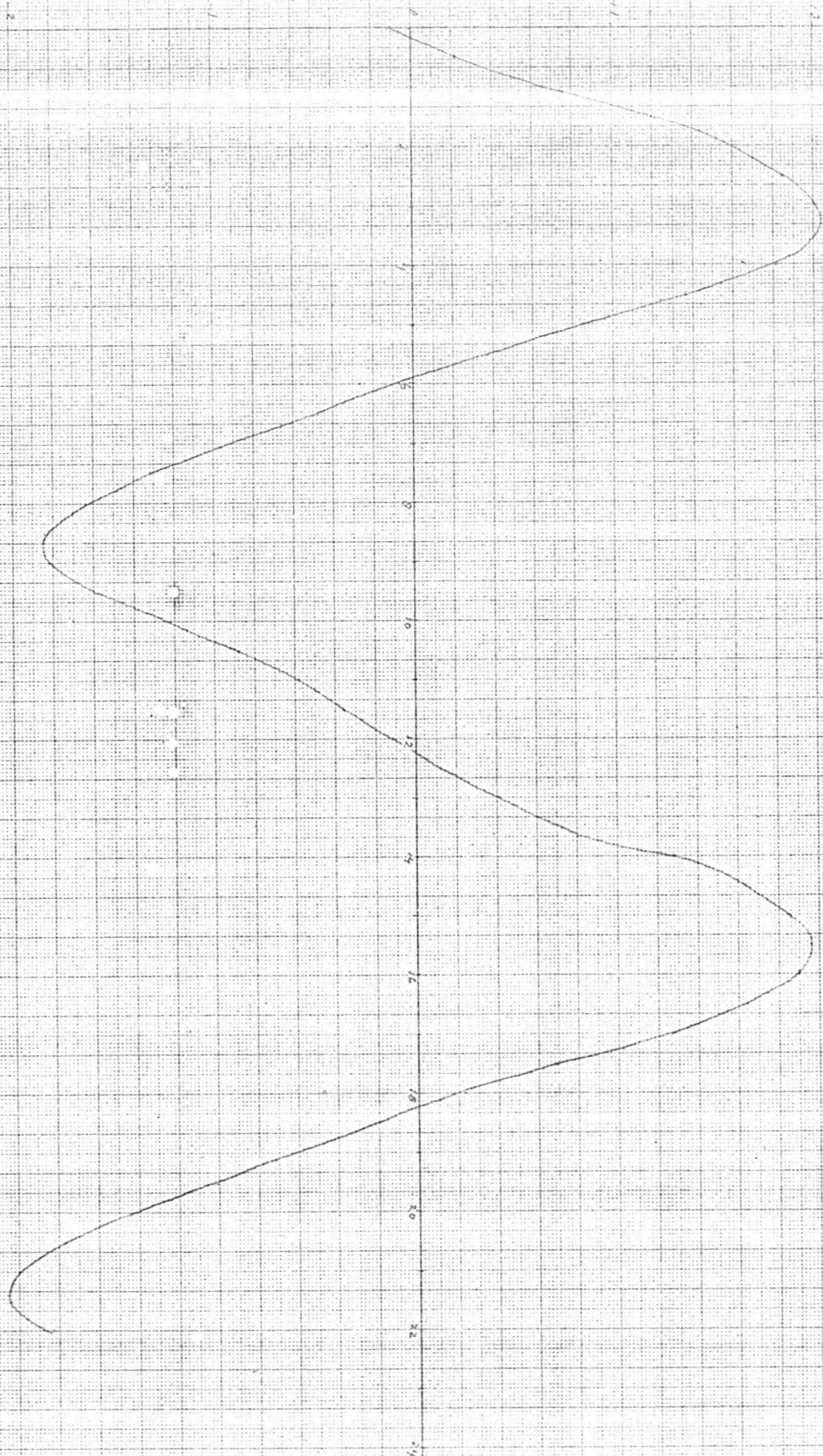
Сетхромне Горшачек ($\mu=0.9$)
Делетхромне Горшачек

Октябрь III-12.9.

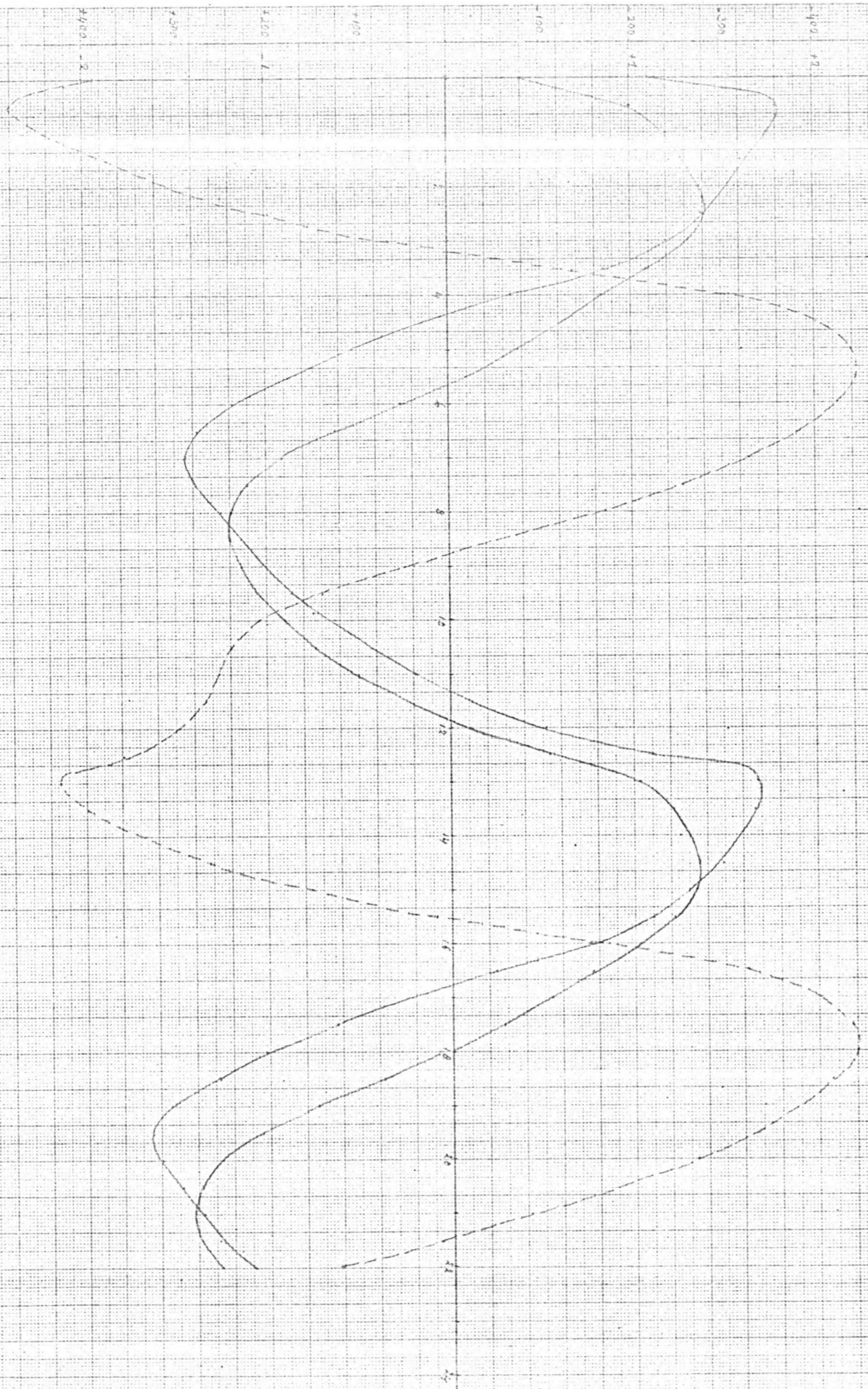


Geethromme Graevengelder ($\lambda = 0.9$)

by hgs III - 12.10.



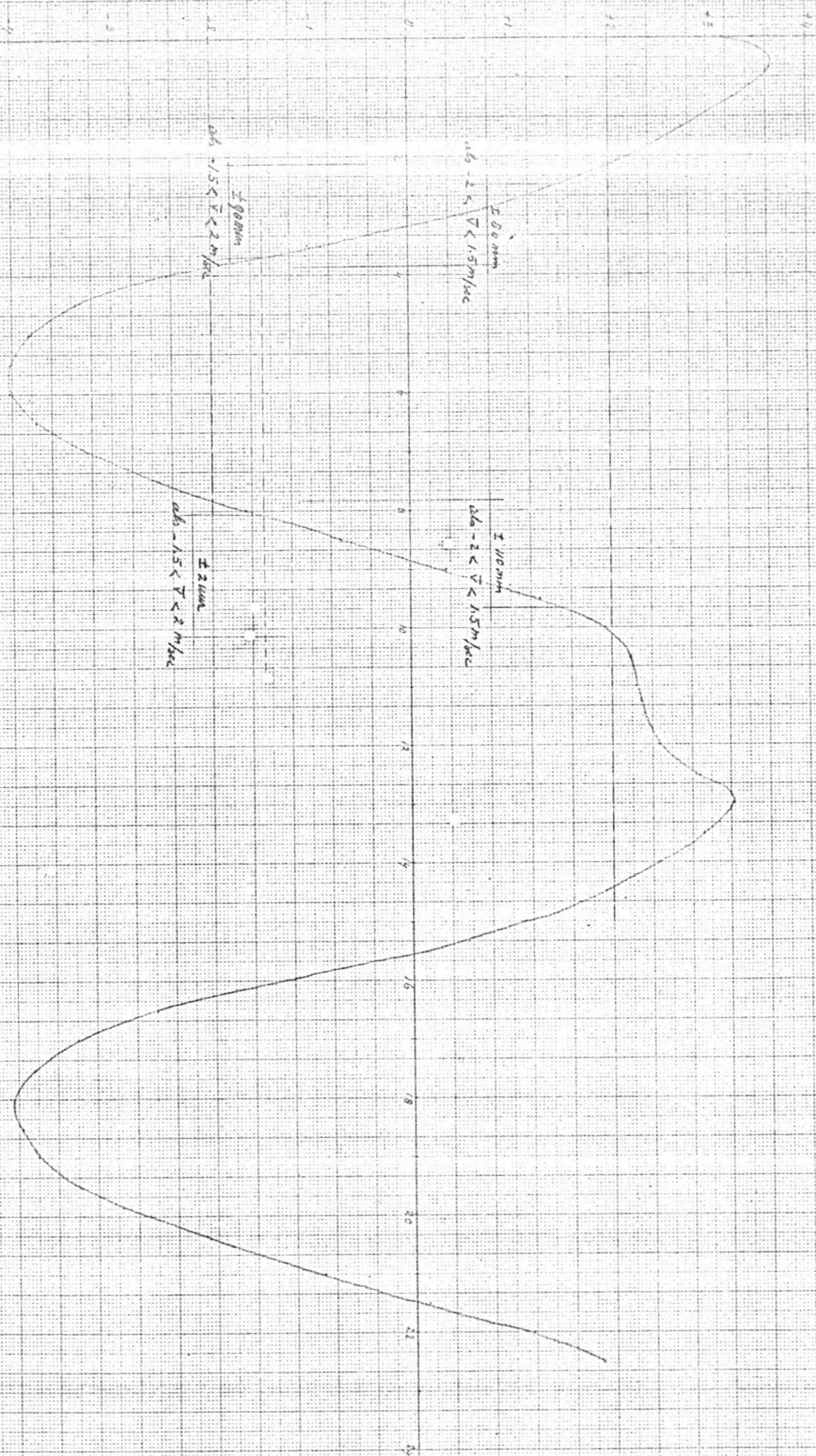
— celykrommes (buiten en binnen) $\frac{\text{Toompot}}{\text{Roompot}}$ ($\mu = 0.8$)
 --- debietkromme ($\mu = 0.0$)



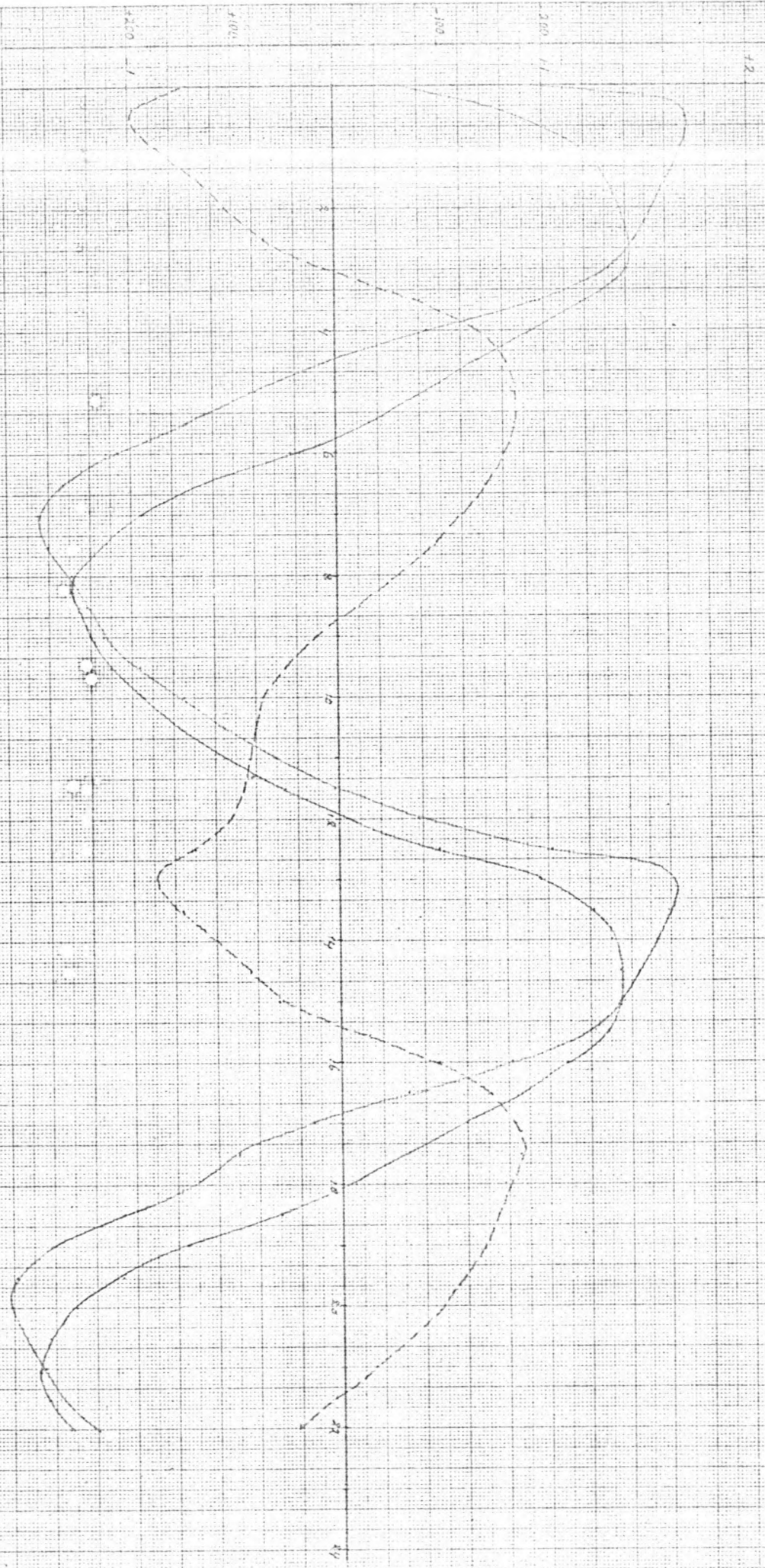
Gylage III-13 1.

Snellheden in de scheepvaartopeningen (Naarpod) ($\mu = 2.8$)

Oplage III-13.2.

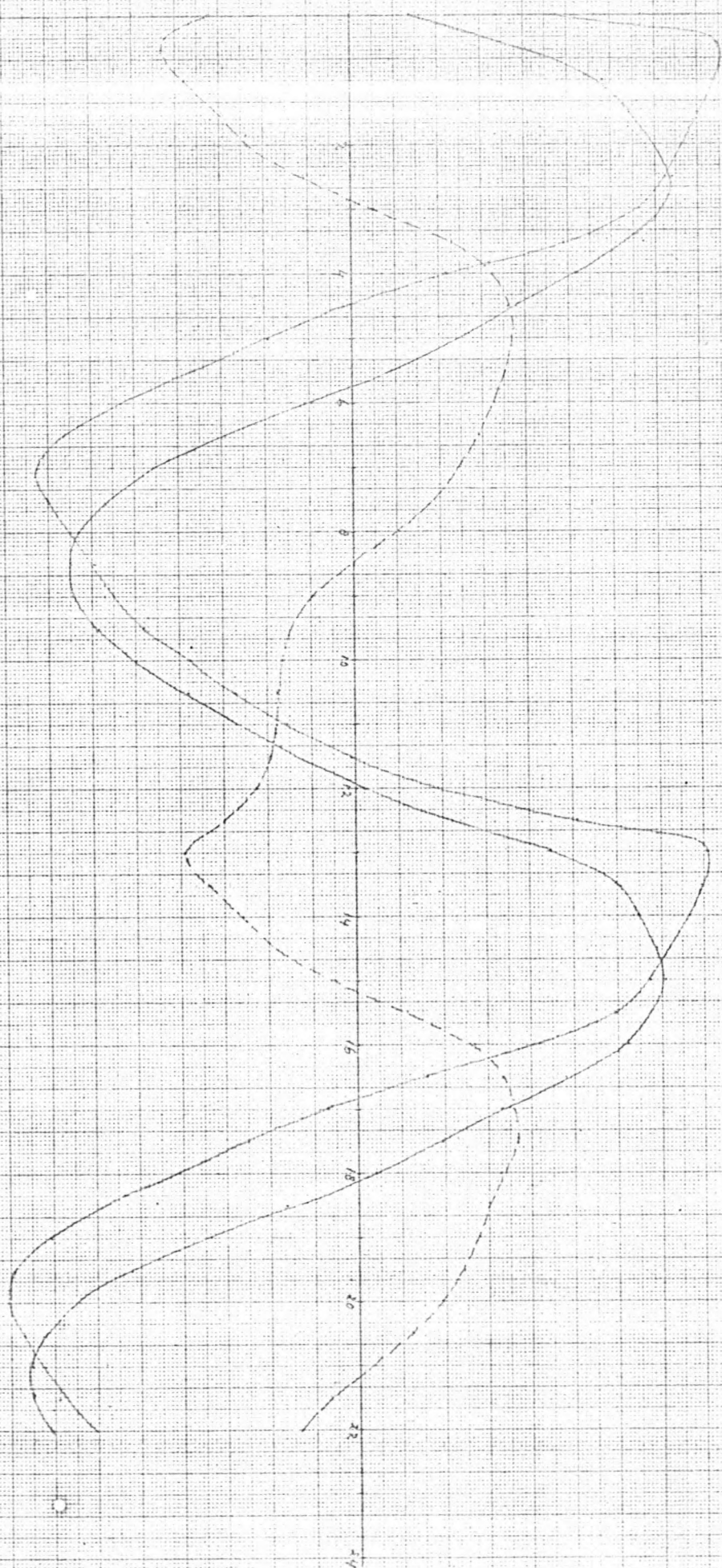


— Gekrümmtes (baßen en binnen) Hammen ($\mu = 0.5$)
 --- Gebüchtes Hammen ($\mu = 0.5$)



13. Sept. III - 13. 3.

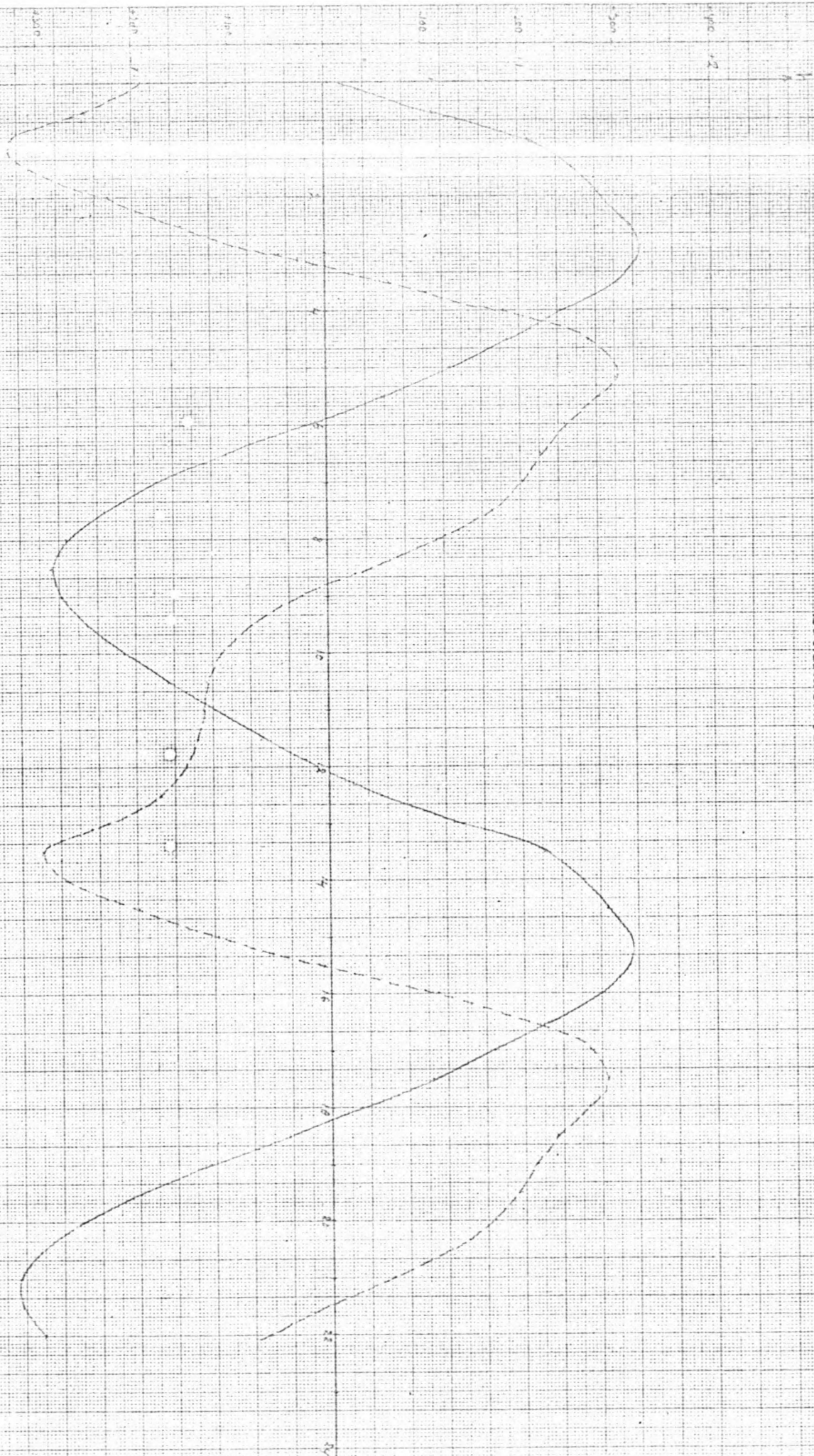
— getykrommes (buiten en binnen) schaar van Roggenplaat ($\mu = 0.8$)
 --- Obrietkromme schaar van Roggenplaat ($\mu = 0.8$)



Bylage III-13.4.

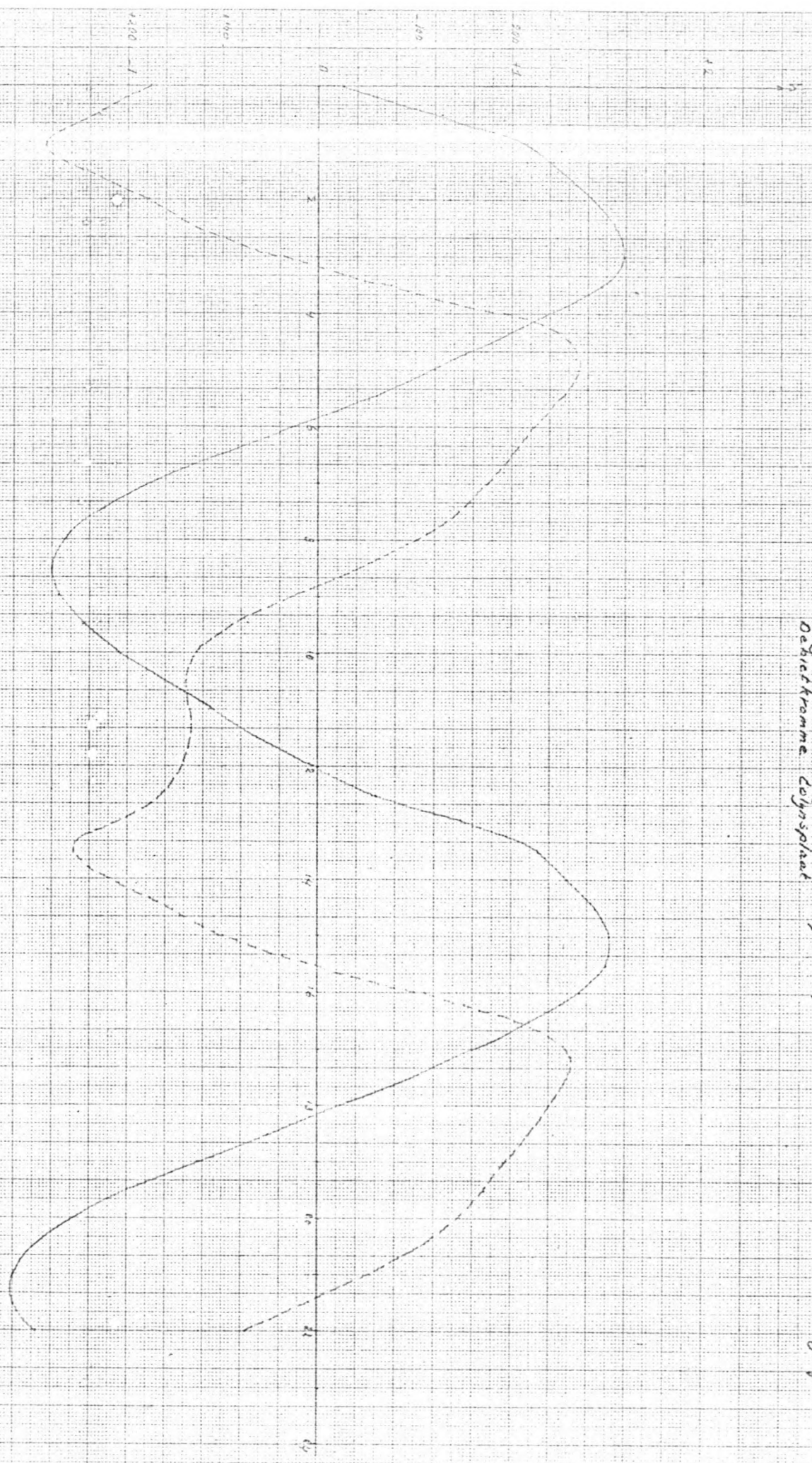
Gelbkromme Zierkzcc ($\mu = 0.8$)
 Dackkromme Zierkzcc

Bsp. III - 15.5



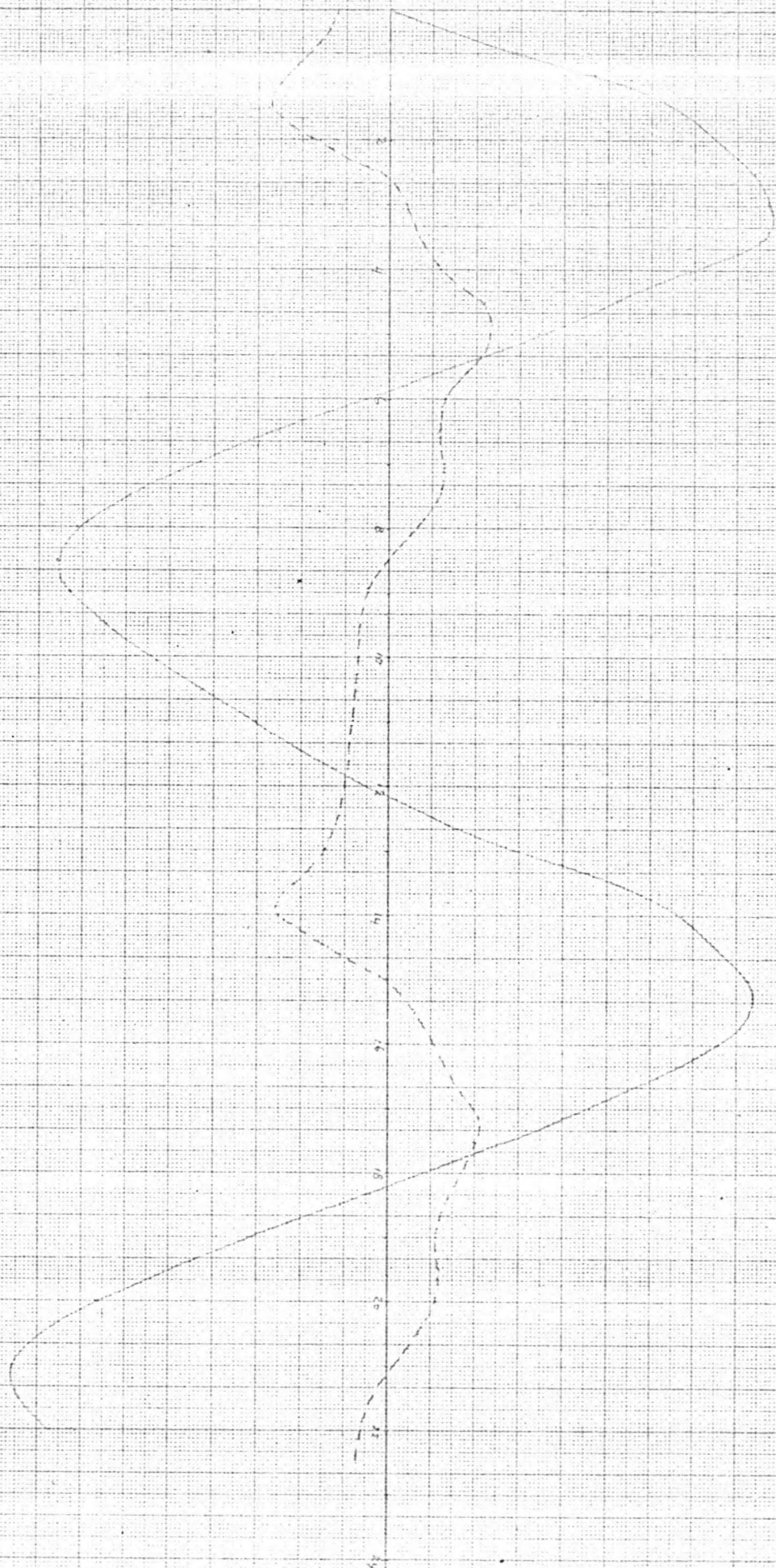
dechromie colyspiat (in a.s.)
 dechromie colyspiat

Bylage III - 13.6.

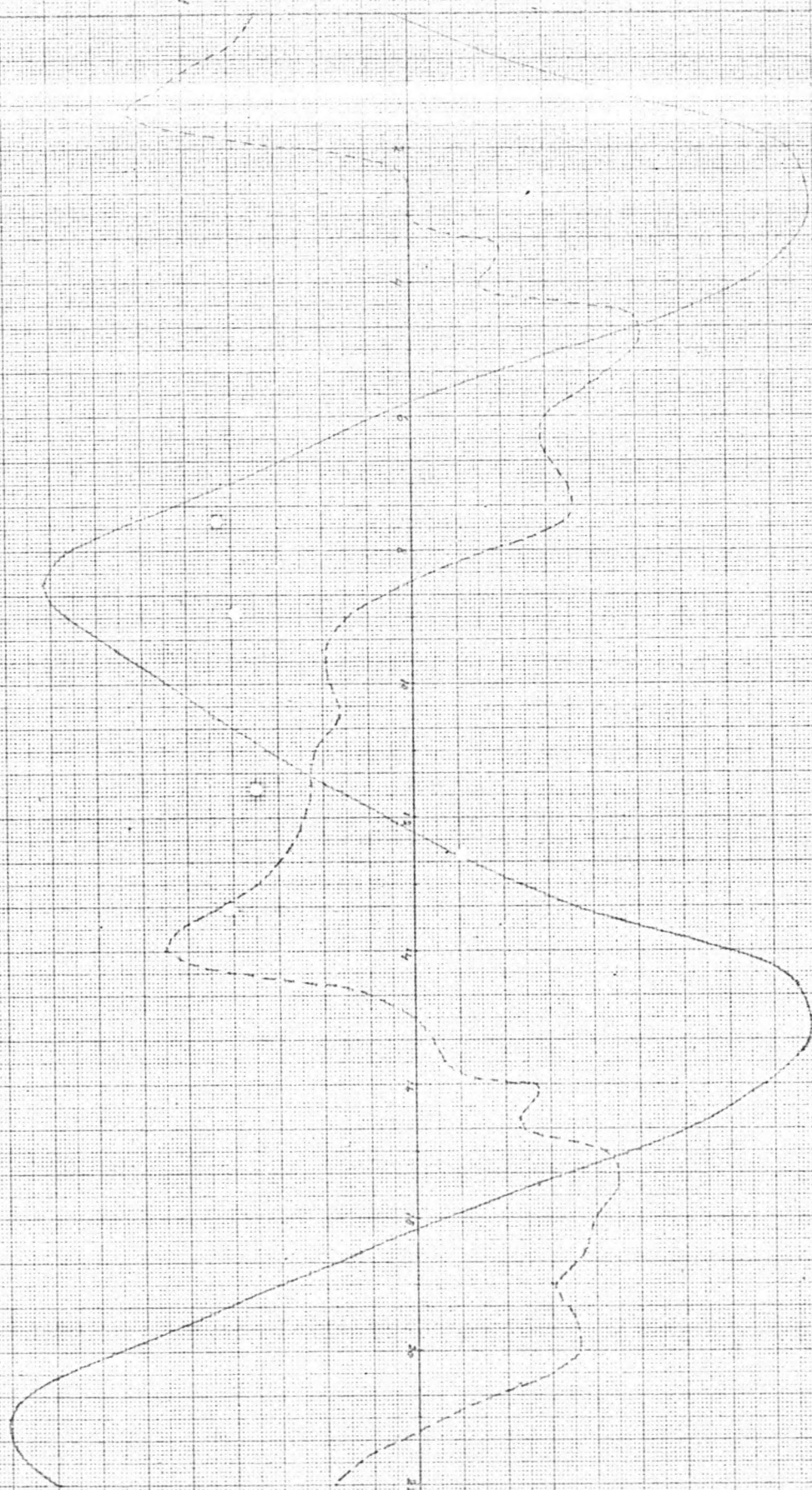


——— Gethykrönne Stavenisse ($\mu = 0.8$)
 - - - - Debitkrönne Stavenisse ($\mu = 0.8$)

Agdage III - 15.7.

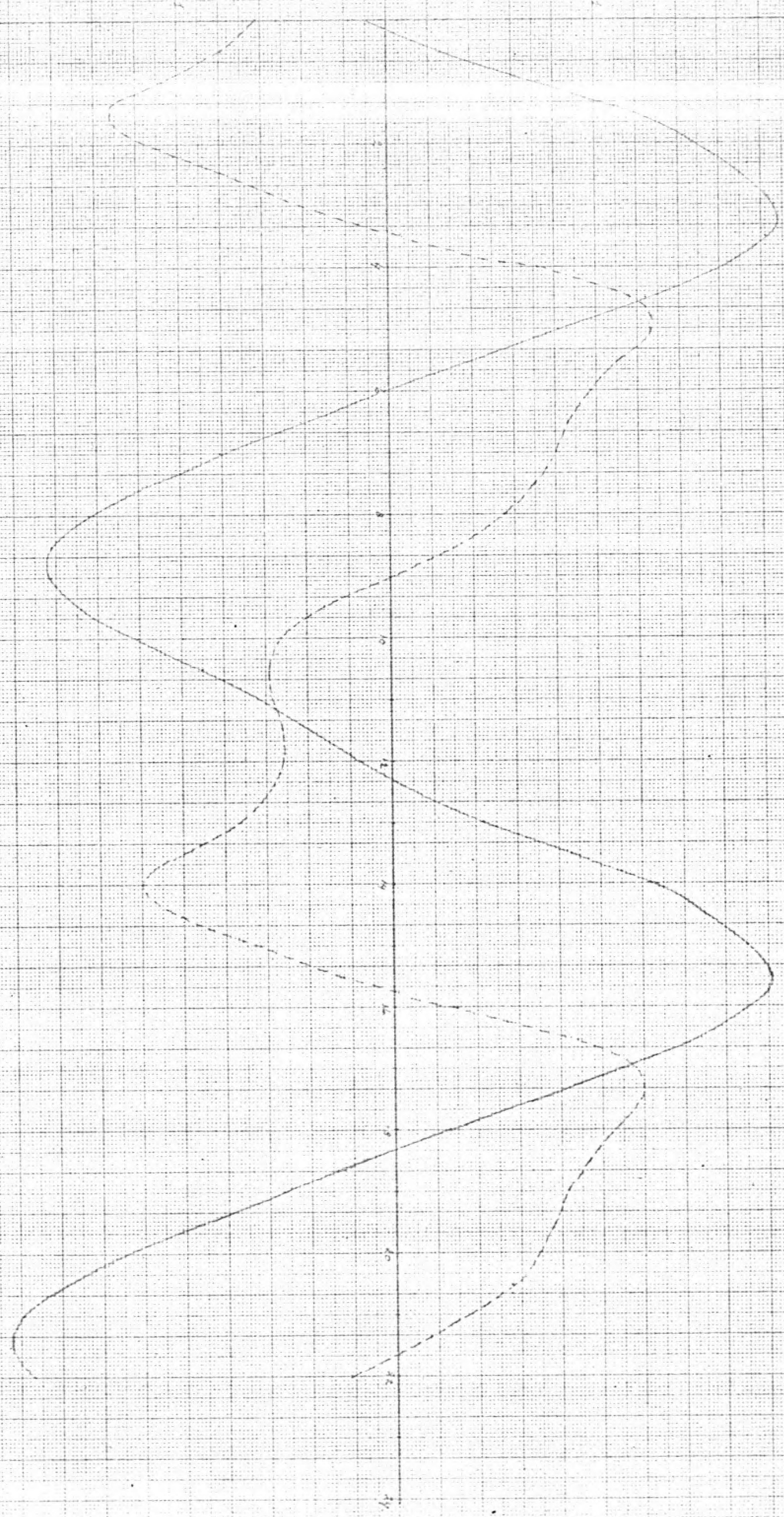


————— Gekurve Hammer ($\mu = 0.8$)
 - - - - - Oblique Hammer ($\mu = 0.5$)



Bylage III - 13.5.

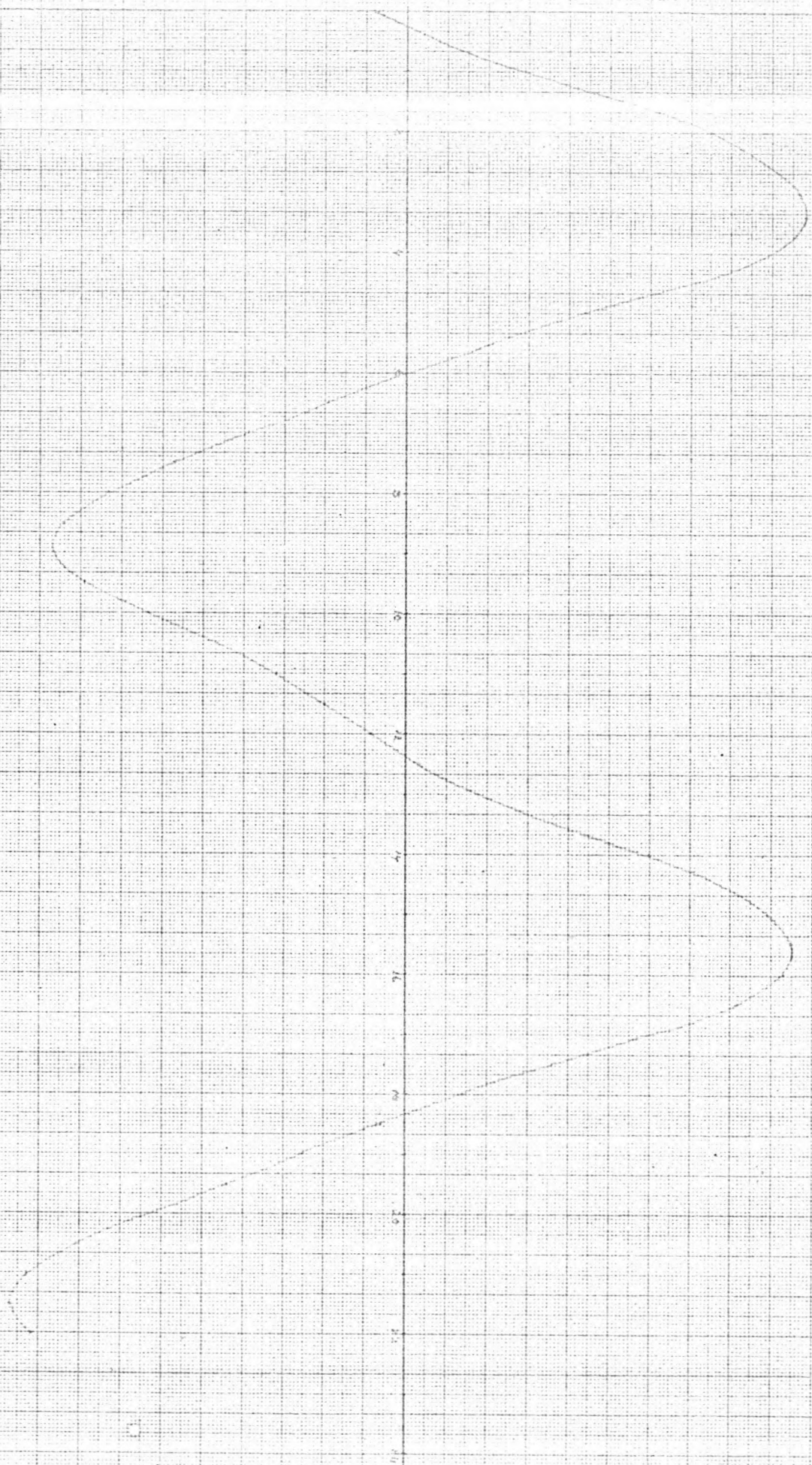
— Gelykromme GORISHOEK. ($\mu = 0.8$)
 --- Schietkromme GORISHOEK. ($\mu = 0.8$)



Bijlage II-13.9.

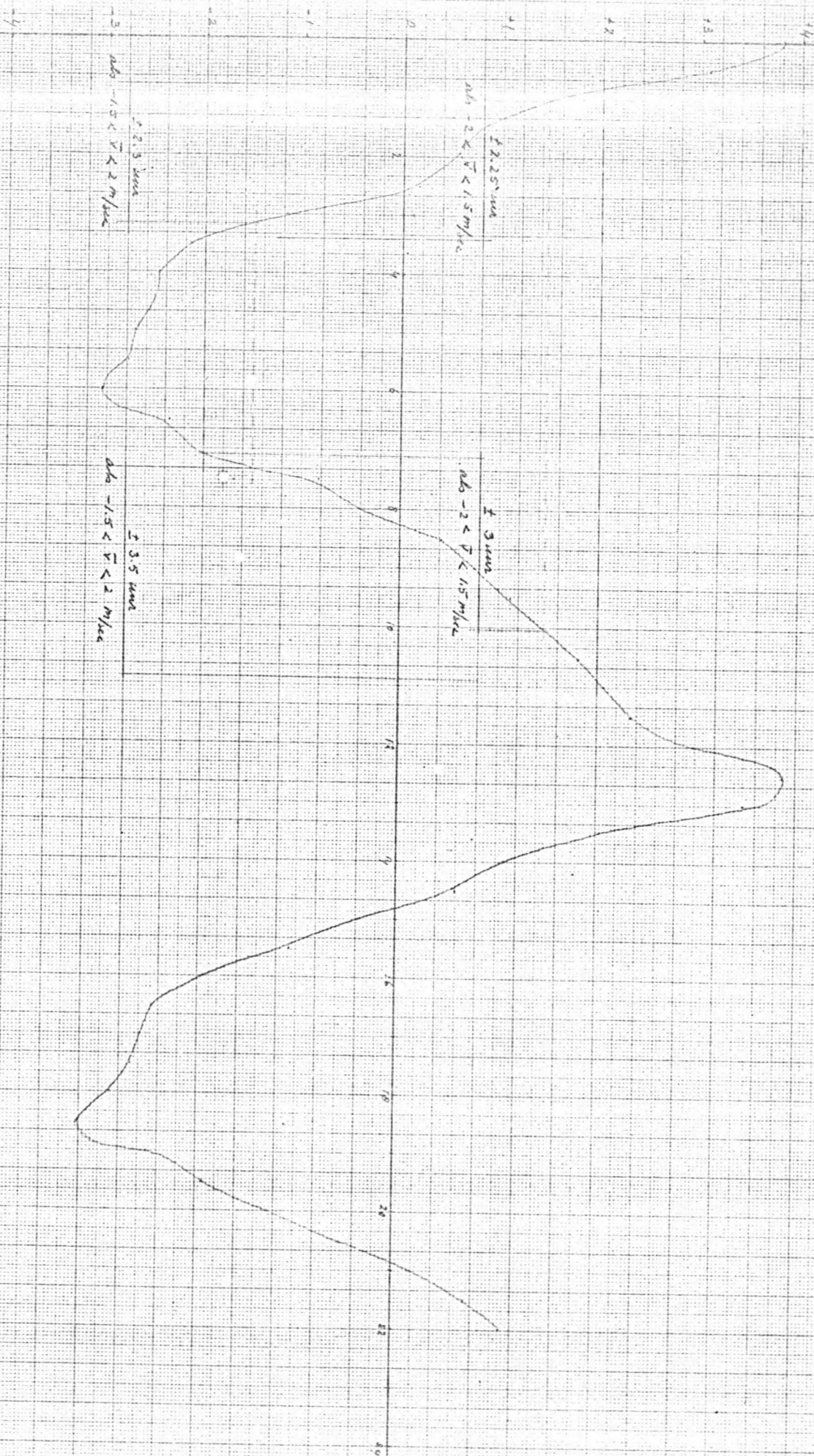
deutrome Rachenpolder ($\mu = 0.0$)

Gruppe III - 13. 10.



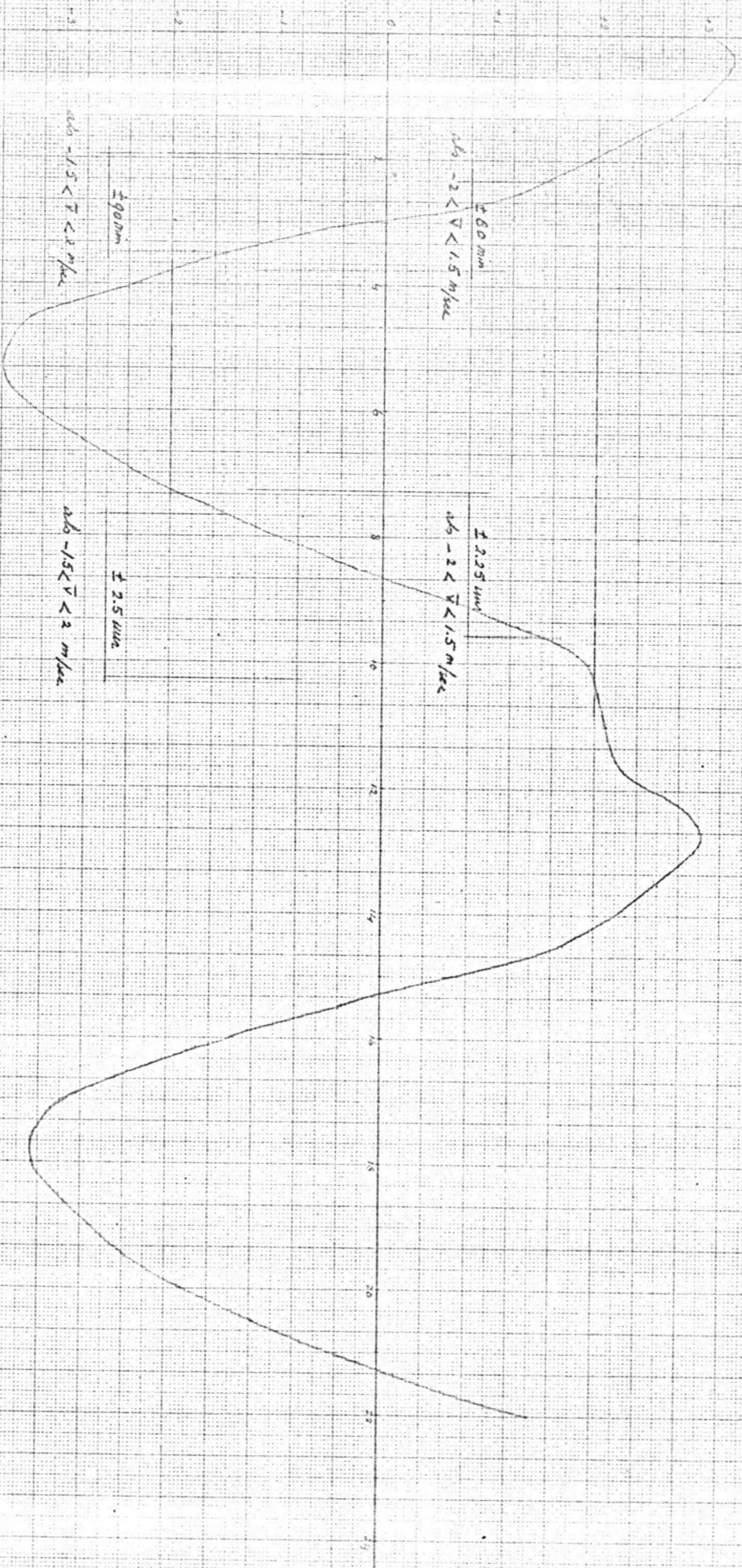
Verloop van de stroommetingen in de teeltopvangstoringen
 afgeleid met de gemaakte deconvolutede afbeelding
 $h = h_{in} + \Delta h = \Delta h_{in} + \Delta h_{out}$ (opvang in de afbeelding)

Bijlage II-1.



Keep 15m to 20m in the ship's wake
 Repeat, but at 20m in the ship's wake
 $h = h_{\text{avg}}$, $\frac{dh}{dt} = \left(\frac{dh}{dt} \right)_{\text{avg}}$ (spinning in the wake)

By layer I-2.



Verloop kombergingsoppervlakte met de waterstand.

H. kom	Komb. C 3
-3.00	$188 \times 10^6 \text{ m}^2$
-2.50	$201 \times 10^6 \text{ m}^2$
-2.00	$217 \times 10^6 \text{ m}^2$
-1.50	$237 \times 10^6 \text{ m}^2$
-1.00	$253 \times 10^6 \text{ m}^2$
-0.50	$286 \times 10^6 \text{ m}^2$
-0.00	$311 \times 10^6 \text{ m}^2$
+0.50	$332 \times 10^6 \text{ m}^2$
+1.00	$349 \times 10^6 \text{ m}^2$
+1.50	$355 \times 10^6 \text{ m}^2$
+2.00	$359 \times 10^6 \text{ m}^2$
+2.50	$360 \times 10^6 \text{ m}^2$
+3.00	$361 \times 10^6 \text{ m}^2$
+3.50	$361 \times 10^6 \text{ m}^2$
+4.00	$361 \times 10^6 \text{ m}^2$
+4.50	$362 \times 10^6 \text{ m}^2$
+5.00	$362 \times 10^6 \text{ m}^2$
+5.50	$362 \times 10^6 \text{ m}^2$
+6.00	$363 \times 10^6 \text{ m}^2$

Bijlage IV - 5.

t		$h_{\text{gem.}}$	B	$(dh/dt)_{\text{gem.}}$	Q	\bar{v}
0	0	0.13 +	315×10^6	$+2.55 \times 10^{-4}$	+83790	+4.19
	1800	0.55 +	334×10^6	$+1.95 \times 10^{-4}$	+64738	+3.24
1	3600	0.84 +	344×10^6	$+1.74 \times 10^{-4}$	+59608	+2.98
	5400	1.16 +	351×10^6	$+1.37 \times 10^{-4}$	+48252	+2.41
2	7200	1.39 +	354×10^6	$+1.07 \times 10^{-4}$	+37826	+1.89
	9000	1.54 +	355×10^6	$+0.72 \times 10^{-4}$	+25639	+1.28
3	10800	1.57 +	356×10^6	-0.11×10^{-4}	- 3956	-0.20
	12600	1.48 +	355×10^6	-0.86×10^{-4}	-30569	-1.53
4	14400	1.29 +	353×10^6	-1.31×10^{-4}	-46086	-2.30
	16200	0.98 +	349×10^6	-1.92×10^{-4}	-66892	-3.34
5	18000	0.60 +	335×10^6	-2.11×10^{-4}	-70722	-3.54
	19800	0.26 +	323×10^6	-2.66×10^{-4}	-85918	-4.18
6	21600	0.16 -	303×10^6	-2.07×10^{-4}	-62721	-3.14
	23400	0.56 -	282×10^6	-2.00×10^{-4}	-56408	-2.82
7	25200	0.92 -	258×10^6	-1.78×10^{-4}	-45916	-2.30
	27000	1.23 -	246×10^6	-1.33×10^{-4}	-32752	-1.64
8	28800	1.43 -	239×10^6	-0.89×10^{-4}	-19910	-1.00
	30600	1.54 -	235×10^6	-0.22×10^{-4}	- 5311	-0.26
9	32400	1.50 -	237×10^6	$+0.55 \times 10^{-4}$	+13167	+0.66
	34200	1.34 -	242×10^6	$+1.17 \times 10^{-4}$	+28247	+1.41
10	36000	1.08 -	250×10^6	$+1.56 \times 10^{-4}$	+38957	+1.95
	37800	0.81 -	266×10^6	$+1.51 \times 10^{-4}$	+40200	+2.01
11	39600	0.53 -	286×10^6	$+1.47 \times 10^{-4}$	+42106	+2.11
	41400	0.28 -	297×10^6	$+1.48 \times 10^{-4}$	+44108	+2.20
12	43200	0.00	311×10^6	$+1.72 \times 10^{-4}$	+53561	+2.68
	45000	0.30 +	324×10^6	$+1.83 \times 10^{-4}$	+59327	+2.97
13	46800	0.66 +	337×10^6	$+2.35 \times 10^{-4}$	+79195	+3.91
	48600	0.93 +	346×10^6	$+1.51 \times 10^{-4}$	+51942	+2.60
14	50400	1.20 +	351×10^6	$+1.31 \times 10^{-4}$	+45825	+2.29
	52200	1.40 +	354×10^6	$+0.97 \times 10^{-4}$	+34417	+1.72
15	54000	1.53 +	355×10^6	$+0.33 \times 10^{-4}$	+11833	+0.59
	55800	1.51 +	355×10^6	-0.22×10^{-4}	- 7888	-0.39

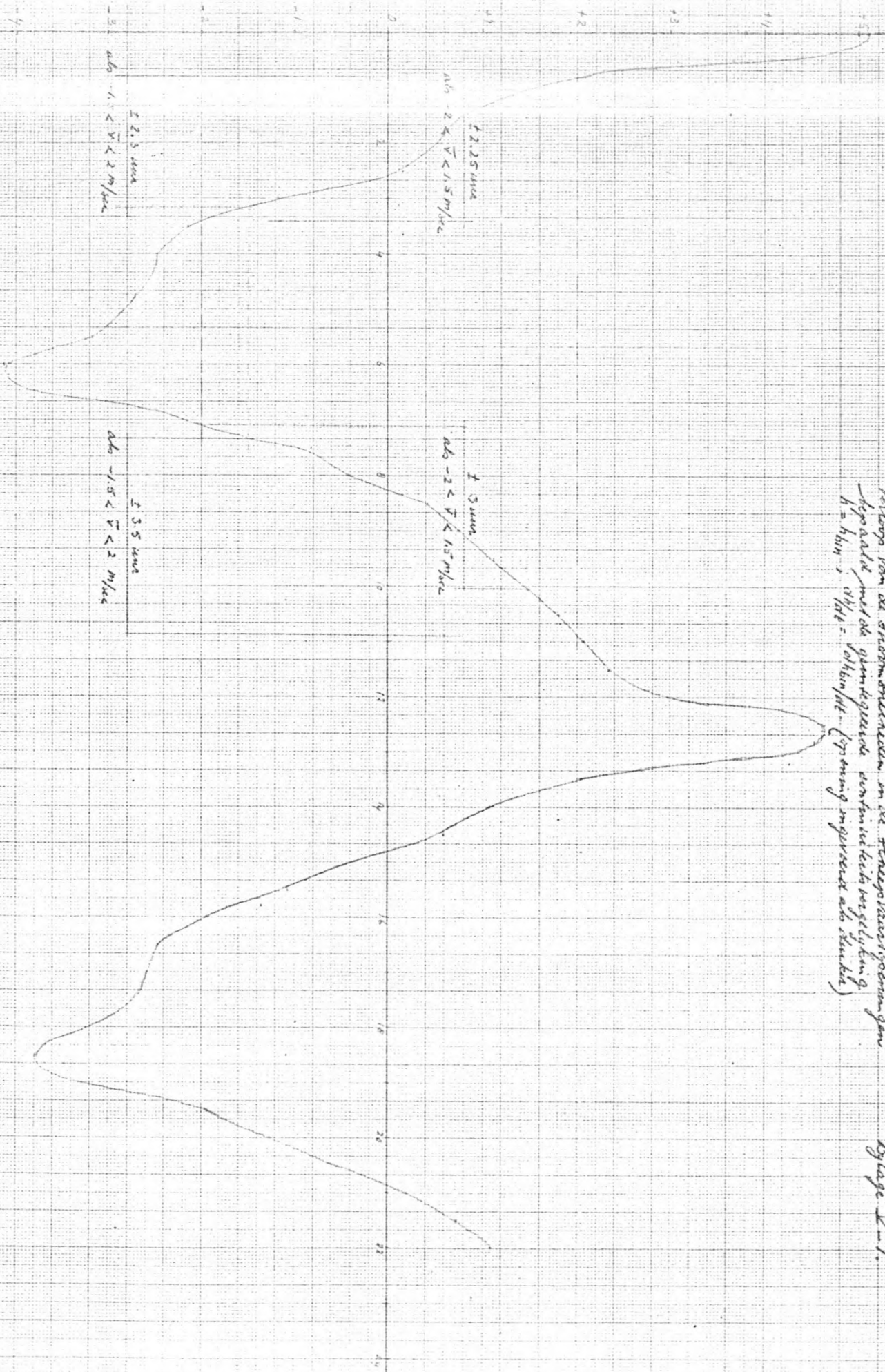
t		$h_{\text{gem.}}$	B	$(dh/dt)_{\text{gem.}}$	Q	\bar{v}
16	57600	1.41 +	354×10^6	-0.81×10^{-4}	-28517	-1.43
	59400	1.19 +	351×10^6	-1.64×10^{-4}	-57525	-2.88
17	61200	0.86 +	344×10^6	-1.78×10^{-4}	-61156	-3.06
	63000	0.49 +	332×10^6	-1.91×10^{-4}	-63210	-3.16
18	64800	0.10 +	326×10^6	-2.51×10^{-4}	-82412	-4.12
	66600	0.29 -	296×10^6	-2.03×10^{-4}	-60022	-3.00
19	68400	0.68 -	274×10^6	-1.98×10^{-4}	-54806	-2.74
	70200	1.05 -	252×10^6	-1.89×10^{-4}	-47600	-2.38
20	72000	1.37 -	241×10^6	-1.53×10^{-4}	-36844	-1.84
	73800	1.59 -	233×10^6	-1.00×10^{-4}	-23300	-1.17
21	75600	1.74 -	227×10^6	-0.33×10^{-4}	- 7567	-0.38
	77400	1.72 -	228×10^6	$+0.34 \times 10^{-4}$	+ 7730	+0.39
22	79200	1.57 -	233×10^6	$+1.22 \times 10^{-4}$	+28477	+1.42

t		h	B	(dh/dt)	Q	▽
0	0	0.38 +	327 × 10 ⁶	+3.10 × 10 ⁻⁴	+101370	+5.07
	1800	0.92 +	346 × 10 ⁶	+2.11 × 10 ⁻⁴	+ 73044	+3.68
1	3600	1.11 +	350 × 10 ⁶	+0.83 × 10 ⁻⁴	+ 29167	+1.46
	5400	1.22 +	352 × 10 ⁶	+0.44 × 10 ⁻⁴	+ 15644	+0.78
2	7200	1.31 +	353 × 10 ⁶	+0.33 × 10 ⁻⁴	+ 11766	+0.58
	9000	1.38 +	354 × 10 ⁶	+0.09 × 10 ⁻⁴	+ 3186	+0.16
3	10800	1.30 +	353 × 10 ⁶	-0.66 × 10 ⁻⁴	- 23533	-1.17
	12600	1.08 +	350 × 10 ⁶	-1.22 × 10 ⁻⁴	- 42778	-2.14
4	14400	0.85 +	344 × 10 ⁶	-1.44 × 10 ⁻⁴	- 49689	-2.48
	16200	0.61 +	336 × 10 ⁶	-1.33 × 10 ⁻⁴	- 44800	-2.24
5	18000	0.36 +	326 × 10 ⁶	-1.66 × 10 ⁻⁴	- 54333	-2.72
	19800	0.06 +	314 × 10 ⁶	-1.94 × 10 ⁻⁴	- 61055	-3.05
6	21600	0.29 -	297 × 10 ⁶	-2.65 × 10 ⁻⁴	- 82508	-4.15
	23400	0.69 -	273 × 10 ⁶	-1.72 × 10 ⁻⁴	- 47017	-2.35
7	25200	0.99 -	253 × 10 ⁶	-1.66 × 10 ⁻⁴	- 42167	-2.11
	27000	1.19 -	247 × 10 ⁶	-0.67 × 10 ⁻⁴	- 16467	-0.82
8	28800	1.26 -	245 × 10 ⁶	-0.33 × 10 ⁻⁴	- 8167	-0.41
	30600	1.25 -	245 × 10 ⁶	+0.33 × 10 ⁻⁴	+ 8167	+0.41
9	32400	1.16 -	247 × 10 ⁶	+0.61 × 10 ⁻⁴	+ 15094	+0.75
	34200	1.07 -	251 × 10 ⁶	+0.88 × 10 ⁻⁴	+ 22311	+1.12
10	36000	0.92 -	258 × 10 ⁶	+1.11 × 10 ⁻⁴	+ 28667	+1.43
	37800	0.73 -	271 × 10 ⁶	+1.33 × 10 ⁻⁴	+ 36133	+1.81
11	39600	0.48 -	286 × 10 ⁶	+1.44 × 10 ⁻⁴	+ 41311	+2.07
	41400	0.20 -	301 × 10 ⁶	+1.56 × 10 ⁻⁴	+ 46822	+2.34
12	43200	0.12 +	316 × 10 ⁶	+1.89 × 10 ⁻⁴	+ 59689	+2.98
	40000	0.51 +	332 × 10 ⁶	+2.78 × 10 ⁻⁴	+ 92222	+4.61
13	46800	0.97 +	348 × 10 ⁶	+2.00 × 10 ⁻⁴	+ 69600	+3.48
	48600	1.14 +	351 × 10 ⁶	+1.17 × 10 ⁻⁴	+ 39000	+1.95
14	50400	1.24 +	352 × 10 ⁶	+0.61 × 10 ⁻⁴	+ 21511	+1.08
	52200	1.31 +	353 × 10 ⁶	+0.33 × 10 ⁻⁴	+ 11776	+0.59
15	54000	1.33 +	353 × 10 ⁶	-0.22 × 10 ⁻⁴	- 7844	-0.39
	55800	1.20 +	352 × 10 ⁶	-0.61 × 10 ⁻⁴	- 21512	-1.07

t		h	B	(dh/dt)	Q	\bar{v}
16	57600	1.02 ^{..+}	349 $\times 10^6$	-1.11 $\times 10^{-4}$	- 38778	-1.94
	59400	0.79 ⁺	342 $\times 10^6$	-1.44 $\times 10^{-4}$	- 49400	-2.47
17	61200	0.53 ⁺	332 $\times 10^6$	-1.56 $\times 10^{-4}$	- 51644	-2.58
	63000	0.26 ⁺	322 $\times 10^6$	-1.67 $\times 10^{-4}$	- 53667	-2.68
18	64800	0.11 ⁻	306 $\times 10^6$	-1.89 $\times 10^{-4}$	- 57800	-2.89
	66600	0.43 ⁻	290 $\times 10^6$	-2.22 $\times 10^{-4}$	- 64444 ⁷⁵⁴³⁰	-3.22 ^{2.61}
19	68400	0.81 ⁻	266 $\times 10^6$	-1.88 $\times 10^{-4}$	- 50244	-2.51
	70200	1.15 ⁻	248 $\times 10^6$	-1.54 $\times 10^{-4}$	- 38577	-1.93
20	72000	1.36 ⁻	241 $\times 10^6$	-1.05 $\times 10^{-4}$	- 25439	-1.27
	73800	1.45 ⁻	239 $\times 10^6$	-0.44 $\times 10^{-4}$	- 10622	-0.53
21	75600	1.48 ⁻	238 $\times 10^6$	+0.17 $\times 10^{-4}$	+ 3967	+0.19
	77400	1.40 ⁻	240 $\times 10^6$	+1.61 $\times 10^{-4}$	+ 14667	+0.73
22	79200	1.28 ⁻	244 $\times 10^6$	+0.88 $\times 10^{-4}$	+ 21689	+1.08

For loop can be drawn and then in its shape can be drawn
 the whole and the given points can be plotted and then
 $h = h_{in}$, $h_{out} = h_{in} + h_{out}$ (giving important also structure)

By page II-1.



W. Long von der Strommelbildung in der Schiffsbauingenieur
 Depolett, per die gezeichnete kontinuierliche
 $h = h_{\text{gem}} \cdot \frac{1}{100} = \frac{1}{100} \text{ gem}$ (gemessene als dicker).

By Long II-8.

