

C.VERSPUY

WK-ZAF- 3238

Geluk - 1972

VEERSE GAT

J.L. GELUK

GETIJDBEREKENINGEN

AFSLUITING VEERSE GAT ZONDER ZANDKREEKDAM

Deelontwerp vloeistofmechanica

o.l.v. H.J. Stroband Ing en Ir.C. Verspuy,

uitgevoerd door J.L. Geluk

FEBR. 1972

# INHOUDSOPGAVE

pagina:

	<u>BIJLAGEN-overzicht</u>	I
	<u>TABELLEN-overzicht</u>	2
I	<u>INLEIDING</u>	3
II	<u>TOEGEPASTE BEREKENINGSMETHODE</u>	8
II-I	<u>Vergelijkingen</u>	8
II-2	<u>Expliciete methode</u>	9
II-3	<u>Eisen computerprogramma</u>	II
III	<u>SCHEMATISATIE</u>	16
III-I	<u>Doelstelling</u>	16
III-2	<u>Vaststellen vakindeling</u>	17
III-3	<u>Bepaling van <math>b_s, A_s</math> en B</u>	19
IV	<u>BESTAANDE TOESTAND</u>	21
IV-I	<u>IJking mathematisch model</u>	21
IV-2	<u>Invloed van <math>A_s, b_s</math> en C</u>	23
IV-3	<u>Invloed van de randvoorwaarden</u>	26
IV-4	<u>Invloed kombergingsoppervlakte</u>	27
V	<u>PROFIELSVERWIJDING ZANDKREEK</u>	29
VI	<u>DE AFSLUITING</u>	31
VI-I	<u>Wintersluitgat</u>	31
VI-2	<u>De afsluiting</u>	31
VI-3	<u>Afzinken bij HW- of LW-kentering?</u>	34
VII	<u>CONCLUSIES</u>	39
	<u>LITERATUUR</u>	42
	<u>TABELLEN</u>	
	<u>BIJLAGEN</u>	

BIJLAGEN.

- I-I            Situatie
- III-2        Onvertakte schematisatie
- III-4-1      Stroomvoerend oppervlak As
- III-4-2      Kombergingsoppervlakte B
- IV-I-1      Randvoorwaarde I bij gemiddeld getij
- IV-I-2      Randvoorwaarde 9 bij gemiddeld getij
- IV-I-HA 1    Harmonische analyse van randvoorwaarde I
- IV-I-HA 2    Harmonische analyse van randvoorwaarde 9
- IV-2-1      Verticaal en horizontaal gety To-toestand bij  
gemiddeld getij(1)
- IV-2-2      Verticaal en horizontaal getij To-toestand bij  
gemiddeld getij(2)
- IV-2-3      Verticaal en horizontaal getij definitieve To-  
toestand bij gemiddeld getij.
- IV-2-4      Verhanglijnen definitieve To-toestand bij gemiddeld  
getij
- V-I          Verticaal en horizontaal getij eindtoestand bij  
gemiddeld springtij
- V-2          Gemiddelde snelheden eindtoestand bij gemiddeld  
springtij
- V-3          Verhanglijnen eindtoestand bij gemiddeld springtij
- VI-2.2-1    Verticaal en horizontaal getij bij gemiddeld  
doodtij met sluitgat 800 m<sup>2</sup> beneden NAP
- VI-2.3-1    Verticaal en horizontaal getij bij gemiddeld  
doodtij na plaatsing 7<sup>e</sup> caisson
- VI-2.3-2    Snelheden bij gemiddeld doodtij na plaatsing  
7<sup>e</sup> caisson
- VI-2.3-3    Verhanglijnen na plaatsing 7<sup>e</sup> caisson
- VII-I        Verband doorsnede- en toename  
maximale snelheid bij gemiddeld doodtij

TABELLEN

- III-4-1 Gemiddelde stroomvoerende breedten in m
- III-4-2 Stroomvoerende oppervlakten
- III-4-3 Kombergingsoppervlakten
- IV-4-1 Vergelijking kombergingsoppervlakte deelontwerp  
met die van Rijkswaterstaat
- IV-4-2 Aangepaste kombergingsoppervlakte

WETENS  
SALUTEM  
S  
LECTORI

I INLEIDING (zie bijlage I-I)

De getijbeweging in de zeearm het Veerse Gat-de Zandkreek werd voor de uitvoering van het z.g. Drie-eilandenplan bepaald door de verticale getijbeweging aan de beide uiteinden, randvoorwaarden genoemd. Deze randvoorwaarden zijn afhankelijk van de getijbeweging in zee en van de wijze waarop het getij zich in de Oosterschelde voortplant nabij de kust van Noord Beveland. De beide getijgolven ontmoetten elkaar in de oude toestand tussen Kortgene en de huidige Zandkreekdam. In dit wantijgebied waren de stroomsnelheden vrijwel nul.

Het Veerse Gat had het grootste aandeel in de aan- en afvoer van de volumina. In orde van grootte bedroeg het eb- resp. vloedvolume 60 miljoen m<sup>3</sup> per getij in het Veerse Gat en 10 miljoen m<sup>3</sup> per getij in de Zandkreek.

In werkelijkheid werd, voordat het Veerse Gat werd afgesloten, eerst een dam in de Zandkreek gelegd. Door de geringe stroomsnelheden was de uitvoering ervan eenvoudig te realiseren. Tijdens de bouw van de Veerse dam was de invloed van de randvoorwaarde in de Zandkreekmond op de getijbeweging in de zeearm dus uitgeschakeld. Met de bouw van de Veerse dam werd dientengevolge een eenzijdig gesloten bekken afgesloten. Hiermee werd toename van de stroomsnelheden in de Zandkreek voorkomen. Deze zouden uitschuring in de Zandkreek en aantasting van de Noord Bevelandse kust hebben veroorzaakt.

In dit deelontwerp vloeistofmechanica wordt de afsluiting van het Veerse Gat uitgevoerd bij open Zandkreek. Bovengenoemde bezwaren spelen nu dus wel een rol.

De beginsituatie van dit alternatieve project komt overeen met de oude bestaande toestand. Tijdens de bouw van de dam neemt het aandeel van het Veerse Gat in de vulling en lediging van het bekken af, d.w.z. de aan- en afvoer van het volume dat tussen LW en HW wordt geborgen. De Zandkreek krijgt daarentegen een steeds belangrijker functie. Na de afsluiting zal de zeearm geheel via de oostelijke mond worden gevuld en geledigd.

De opdracht voor dit deelontwerp is te onderzoeken of het Veerse Gat in de omschreven situatie met gesloten caissons kan worden afgesloten.

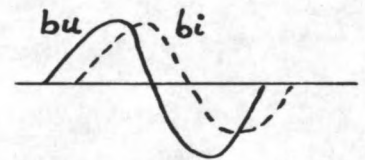
De uitvoerbaarheid is vooral afhankelijk van de tijd gedurende welke in het sluitgat lage snelheden optreden. Een half uur moet voor de afzinkmanoeuvre zeker beschikbaar zijn. De afsluiting zal dan ook bij doodtij worden voltrokken.

Verder wordt aan de maximale waarde van de optredende snelheden een grens gesteld. De constructie van de bodembescherming wordt er n.l. door bepaald. De snelheden dienen beneden 5 m/s te blijven.

In de Zandkreek veroorzaken de hoge snelheden problemen. Er zal uitschuring optreden en de bevaarbaarheid kan in gevaar komen. De voor de bevaarbaarheid benodigde verruiming van het dwarsprofiel zal vooraf worden aangebracht. Dan bestaat er zekerheid over dat de scheepvaart niet gestremd zal worden, terwijl tevens de baan van de in de eindtoestand optredende uitschuring is vastgelegd. Als criterium wordt een maximale snelheid van 1.5 m/s aangehouden. Hierbij is doorvaart voor alle scheepstypen mogelijk. De aanwezige oeververdedigingen zullen aan de nieuwe situatie moeten worden aangepast.

De grotere dwarsdoorsnede van de Zandkreek heeft niet alleen een gunstig effect op de snelheden ter plaatse, maar ook op de voortplanting van het getij. De mond is nauw en ondiep, zodat de getij-

beweging wordt vertraagd. Dit heeft gevolgen voor het verval



over de Veerse dam. Door de verruiming van de Zandkreek wordt de faseverschuiving tussen de verticale getijden ter weerszijden van de dam verkleind. Het verval wordt dus gereduceerd. Het baggerwerk in de Zandkreek heeft dus 2 gunstige facetten.

figuur I-I

De invloed van de nieuwe waterloopkundige omstandigheden op de getijbeweging in de Oosterschelde langs de kust van Noord Beveland blijft buiten beschouwing. De kans op oevervallen zal er worden vergroot.

In de eindtoestand zal in het Veerse Gat nabij de dam



aanzanding optreden. Daar de vaargeul naar Veere dient te worden vrijgehouden zal hier na de afsluiting gebaggerd moeten worden.

De waterbeweging wordt beschreven met de continuïteits- en de bewegingsvergelijking. Deze worden volgens de expliciete methode opgelost. Daarbij wordt gebruik gemaakt van een bestaand computerprogramma CHERIE I, opgesteld door Ir.N.Booij (hoofdstuk II).

Er is van het beschouwde gebied Veerse Gat-Zandkreek een schematisatie vereist. Een aantal voor de berekeningen noodzakelijke hydraulische grootheden wordt bepaald, zoals gemiddelde stroomvoerende breedte  $b_s$  en gemiddeld stroomvoerend oppervlak  $A_s$ , kombergingsoppervlakte  $B$  en vaklengte  $\Delta x$ . Er kan dan een mathematisch model worden opgesteld, dat wordt aangepast aan de eisen van het computerprogramma (hoofdstuk III).

Een aantal berekeningen van de bestaande of To-toestand wordt uitgevoerd om de betrouwbaarheid van het mathematische model te testen. De getijkrommen van beide monden worden als randvoorwaarden opgegeven. Peilschaalwaarnemingen te Veere en Kortgene dienen ter referentie van de berekeningen. Het model wordt zo goed mogelijk met de werkelijkheid in overeenstemming gebracht door variatie van de weerstandscoefficiënt  $C$ , de stroomvoerende oppervlakte  $A_s$  en de stroomvoerende breedte  $b_s$  en door aanpassing van de kombergingsoppervlakte  $B$  en

de randvoorwaarden (hoofdstuk IV).

Daarna worden eerst berekeningen van de eindtoestand uitgevoerd, dus de Veerse dam is dan aanwezig. Uitgaande van een toelaatbare maximale snelheid van 1.5 m/s wordt de benodigde profielsverruiming in de Zandkreek bepaald (hoofdstuk V).

Met het definitieve mathematische model worden voor enkele stadia van de afsluiting berekeningen uitgevoerd. Nadat het effect van een wintersluitgat is onderzocht worden enkele berekeningen van de laatste fasen van de afsluiting uitgevoerd. De in deze fasen optredende snelheden bepalen n.l. de realiseerbaarheid van de afsluiting met gesloten caissons (hoofdstuk VI).

Op grond van de resultaten van het onderzoek kan worden geconcludeerd dat de afsluiting met gesloten caissons uitvoerbaar is. Er blijkt juist voldoende tijd voor het afzinken beschikbaar te zijn. De maximale snelheden in het laatste sluitgat bedragen 3.4 m/s, zodat de bodembescherming niet te kostbaar wordt. Het baggerwerk in de Zandkreek kan beperkt blijven tot 1.5 miljoen m<sup>3</sup>.

Voor de opstelling van dit rapport is uit het totale aantal uitgevoerde berekeningen een keus gemaakt. Ter beperking van de omvang is eveneens een representatief gedeelte van de bijlagen opgenomen.

## II TOEGEPASTE BEREKENINGSMETHODE

### II-I Vergelijkingen

De waterbeweging in een getijgeul kan worden beschreven door twee partiële differentiaalvergelijkingen, welke simultaan optreden (zie [I]).

Bewegingsvergelijking:

$$\frac{\delta h(x,t)}{\delta x} - \frac{1}{gAs(x,t)} \frac{\delta Q(x,t)}{\delta t} = \frac{\rho \cdot a}{C^2 As^2(x,t) ar(x,t)} Q(x,t) \cdot Q(x,t) + \frac{2b(x,t)Q(x,t) \cdot \delta h(x,t)}{gAs^2(x,t) \delta t} \quad (I)$$

Continuïteitsvergelijking:

$$\frac{\delta Q(x,t)}{\delta x} = -b(x,t) \cdot \frac{\delta h(x,t)}{\delta t} \quad (2)$$

Hierin valt de x-as samen met de as van de getijgeul. richting De positieve wordt gekozen van west naar oost (zie bijlage III-2), dus van punt ① naar punt ⑨.

Betekenis van de gebruikte symbolen:

h = hoogte tov referentievlak (NAP) in m

Q = debiet  $m^3/s$

As = stroomvoerend oppervlak  $m^2$

C = weerstandscoefficiënt volgens de Chézy in  $m^{1/2}/s$

ar = hydraulische straal m

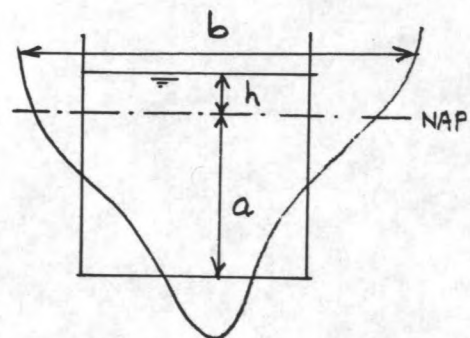
b = bergende breedte m

x = lengte

t = tijd

Het bodemverhang is nul gesteld en  $v \ll \sqrt{\frac{gAs}{b}}$

De formules gelden voor een eendimensionaal getijkanaal.



figuur II-I-1

Volgens verschillende methoden kunnen de vergelijkingen worden opgelost: harmonische methoden, methode der karakteristieken en differentiemethoden. In verband met het grote aantal uit te voeren berekeningen is de expliciete differentiemethode gekozen, de z.g. leap-frog methode. Hiervoor is door Ir. N. Booy een algemeen toepasbaar computerprogramma geschreven, CHERIE I (zie [2]).

## II-2 Expliciete methode

De differentiaalquotiënten worden vervangen door differentiequotiënten:

$$\frac{\delta h(x,t)}{\delta t} = \frac{h(x,t+\Delta t) - h(x,t)}{\Delta t} \quad (\text{zie figuur II-2-1 en II-2-2})$$

$$\frac{\delta Q(x,t)}{\delta t} = \frac{Q(x-\Delta x/2, t+\Delta t/2) - Q(x-\Delta x/2, t-\Delta t/2)}{\Delta t}$$

$$\frac{\delta h(x,t)}{\delta x} = \frac{h(x+\Delta x, t) - h(x,t)}{\Delta x}$$

$$\frac{\delta Q(x,t)}{\delta x} = \frac{Q(x+\Delta x/2, t-\Delta t/2) - Q(x-\Delta x/2, t-\Delta t/2)}{\Delta x}$$

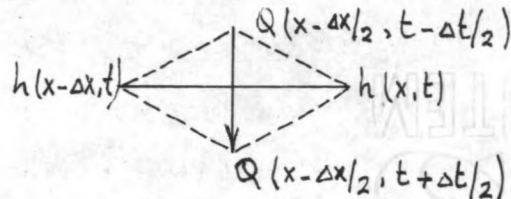
Hierbij worden afbreekfouten gemaakt.

De differentiequotiënten worden in de differentiaalvergelijkingen ingevuld, waardoor die overgaan in oplosbare algebraïsche vergelijkingen. De Bernouilliterm  $\frac{2b(x,t)Q(x,t)}{gAs^2(x,t)} \cdot \frac{\delta h(x,t)}{\delta t}$  wordt bij de leap-frog methode

verwaarloosd. In de weerstandsterm wordt voor  $Q$  het gemiddelde tussen de oude en de nieuwe waarde genomen.

Een nieuwe  $h$  wordt met de continuïteitsvergelijking bepaald:

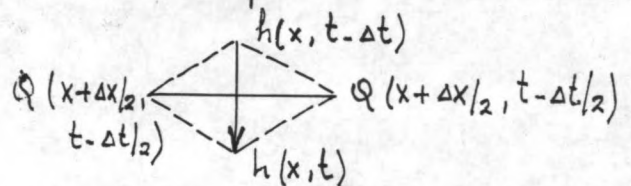
$$h(x,t) = -\frac{I}{b(x,t-\Delta t/2)} \cdot \frac{\Delta t}{\Delta x} [Q(x+\Delta x/2, t-\Delta t/2) - Q(x-\Delta x/2, t-\Delta t/2)] + h(x, t-\Delta t)$$



figuur II-2-1

De berekening van een nieuwe  $Q$  geschiedt dmv de bewegingsvergelijking:

$$\frac{h(x,t) - h(x-\Delta x, t)}{\Delta x} = \frac{I}{gAs(x,t)} \cdot \frac{Q(x-\Delta x/2, t+\Delta t/2) - Q(x-\Delta x/2, t-\Delta t/2)}{\Delta t} - \frac{I}{C^2 As^2(x,t) ar(x,t)} \cdot \frac{1}{4} \left[ Q(x-\Delta x/2, t-\Delta t/2) + Q(x-\Delta x/2, t+\Delta t/2) \right] \cdot \left[ Q(x-\Delta x/2, t-\Delta t/2) + Q(x-\Delta x/2, t+\Delta t/2) \right]$$



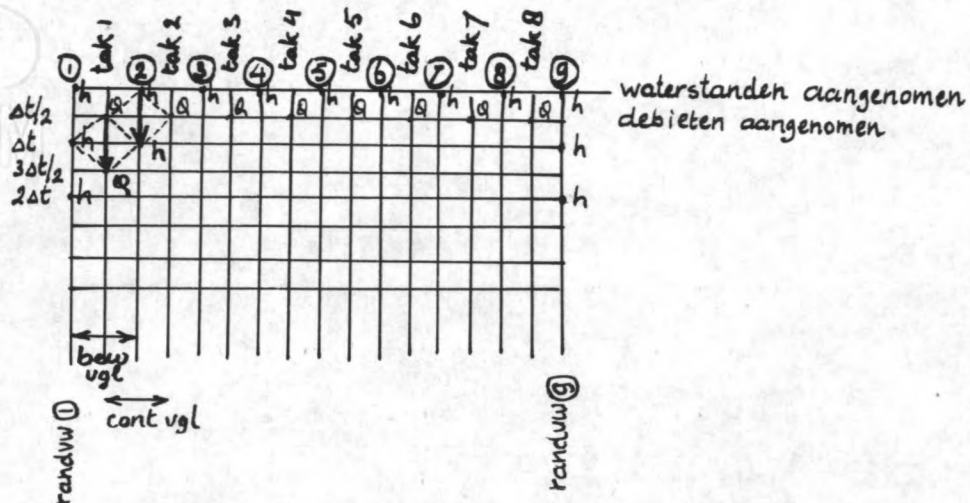
figuur II-2-2

Op deze manier is stapsgewijze berekening van  $h$  en  $Q$  mogelijk, door uit te gaan van bepaalde rand- en beginvoorwaarden (leap-frog methode, zie figuur II-2-3). Men verkrijgt dan de waterspiegel en het debiet als functie van  $x$  en  $t$ .

Het hier te beschouwen getijdegebied wordt verdeeld in een netwerk van 8 vakken. Het daardoor ontstane stelsel van takken en punten dient als basis voor het rekenschema. De berekening verloopt zodanig dat per punt de som van de toestromende debieten gelijk nul is gesteld. De waterstand  $h$  wordt berekend in een punt ( $x$ ) en het debiet  $Q$  in het midden van een tak ( $x+\Delta x/2$ ).

Er kan een rekenschema worden opgesteld, bestaande uit

de beschreven rekenmoleculen. Dit schema kan ontwikkeld worden als de waterstanden op het tijdstip  $t=0$ , de debieten op het tijdstip  $t/2$  en de randvoorwaarden als functie van de tijd bekend zijn:



figuur II-2-3

Berekening van de aangegeven rekenmoleculen:

$$h(2, \Delta t) = -\frac{\Delta t}{B(2, \Delta t/2)} \left\{ Q(2, \Delta t/2) - Q(1, \Delta t/2) \right\} + h(2, 0),$$

waarvan  $h(2, 0)$ ,  $Q(1, \Delta t/2)$ ,  $Q(2, \Delta t/2)$  bekend zijn.  $B$  wordt door opmeting bepaald.

$$\frac{h(2, \Delta t) - h(1, \Delta t)}{\Delta x_I} = -\frac{I}{gAs(I, \Delta t)} \frac{Q(1, 3/2\Delta t) - Q(1, 1/2\Delta t)}{\Delta t} - \frac{I}{C^2 As^2(I, \Delta t) ar(I, \Delta t)} \frac{I}{4} \left| Q(1, \Delta t/2) + Q(1, 3/2\Delta t) \right| \left| \frac{Q(1, \Delta t/2)}{Q(1, 3/2\Delta t)} \right|$$

waarvan  $Q(1, \Delta t/2)$ ,  $h(1, \Delta t)$ ,  $h(2, \Delta t)$  bekend zijn.

### II-3 Eisen computerprogramma (zie [2])

In het gebruikte computerprogramma *CHERIE I* kunnen allerlei waterlopen worden gesimuleerd tot een netwerk van takken en punten. In dit deelontwerp is gewerkt met een onvertakt netwerk (zie hoofdstuk III).

Het dwarsprofiel van de waterloop dient te worden herleid

tot een geschematiseerd bakprofiel.

De stroomvoerende oppervlakte  $A_s$  wordt uitgerekend

volgens:  $A_s = A_{s0} + \frac{h_1 + h_2}{2} \cdot b_s$ .

$A_{s0}$  = stroomvoerend oppervlak

beneden NAP,

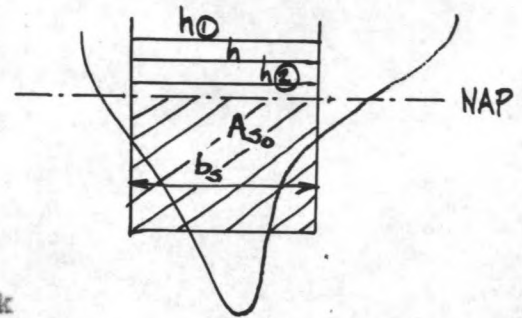
$b_s$  = stroomvoerende breedte,

$h_1$  = waterstand aan de ene

zijde van de beschouwde tak

$h_2$  = waterstand aan de andere

zijde van de beschouwde tak



figuur II-3-I

De stroomvoerende breedte  $b_s$  wordt meestal gekozen op GLW, di. -1.50m. Deze  $b_s$  is dan over de gehele hoogte constant (zie verder III-3).

In het programma wordt niet gerekend met de kombergingsbreedte  $b$ , maar met de totale kombergingsoppervlakte  $B$  behorende bij een punt. Van een punt kunnen op verschillende niveau's de bijbehorende kombergingsoppervlakten worden opgegeven. Hier wordt volstaan met 9 niveau's om de 0.50m tussen -2.00 en +2.00m. Voor tussengelegen standen wordt geïnterpoleerd. De  $B$  is dan als functie van de hoogte bekend. (zie verder III-3)

De vaklengte  $x$  dient bij de expliciete methode zoveel mogelijk gelijk te zijn, ivm. de stapsgewijze berekening.

Om te voorkomen dat het rekenproces instabiel wordt geldt als eis:  $\Delta t < \sqrt{\frac{\Delta x}{g A_s / b}}$ . Sectie I is maatgevend. De meest ongunstige verhouding ontstaat bij een stand op NAP:

$$\frac{\Delta t}{\Delta x} = \frac{2890}{\sqrt{10.6693}} = 393 \text{ sec. Met } \Delta t = 300 \text{ sec is aan deze eis voldaan. } \frac{1258}{1258}$$

De randvoorwaarden ① en ⑨ kunnen worden ingevoerd in Fouriercomponenten, zoals in dit deelontwerp is toegepast. De krommen van het verticale getij worden geanalyseerd volgens het schema van Runge. Dit levert de Fouriercomponenten van het MO- tot en met het MIO-getij op (bijlage IV-I-HA I en 2). Zie voor de bepaling van de randvoorwaarden hoofdstuk IV-I. Van de debieten zijn geen metingen beschikbaar, zodat deze niet als randvoorwaarden kunnen worden ingevoerd.

De beginvoorwaarden dienen zo nauwkeurig mogelijk te worden opgegeven. Anders gaat rekentijd verloren aan het inspelen van de berekening. Men kan de  $h$  op het tijdstip  $t=0$  ontleen aan de getijkrommes en de bijbehorende  $Q$  na een halve tijdstap schatten. Een andere methode is de berekening bij HW of LW te laten starten en het debiet nul te stellen. Daar de randvoorwaarden in Fouriercomponenten worden opgegeven ligt echter  $t=0$  vast. Een eis is dat er analogie bestaat tussen het tijdstip 0 van de randvoorwaarden en die van de beginvoorwaarden. Daar  $Q=0$  niet optreedt op  $t=0$  moest de eerstgenoemde procedure worden gevolgd. Anders was toch rekentijd aan het inspelen verloren gegaan.

Een sluitgat kan ook in het computerprogramma worden ingevoerd. De breedte en diepte worden dan opgegeven. Het wordt geplaatst in het midden van tak I, op de plaats waar  $Q$  en  $v$  worden uitgerekend.

Deze berekening geeft een te groot resultaat. De snelheidshoogte  $\frac{v^2}{2g}$  in het sluitgat wordt n.l. gelijk gesteld aan het totale verval tussen de uiteinden van tak I,



$h_1 - h_2$ . In feite wordt daardoor de invloed van de weerstanden in de tak en in het sluitgat verwaarloosd. Bij de berekening van het debiet wordt de waterstand aan de benedenstroomse zijde gelijkgesteld aan de waterstand aan het uiteinde van de tak, dus in figuur II-3-2  $h_2$ . De computer berekent n.l. alleen waterhoogten in de punten. Hierdoor wordt een iets te kleine waarde ingevoerd. Bij de berekening van  $Q$  treedt dus weer enige compensatie op. De fout in de berekening van de snelheid wordt betrekkelijker naarmate de vervallen groter zijn. In het resultaat van de maximale snelheid is deze dan ook het kleinst.

$$v = \sqrt{2g(h_1 - h_2)}$$

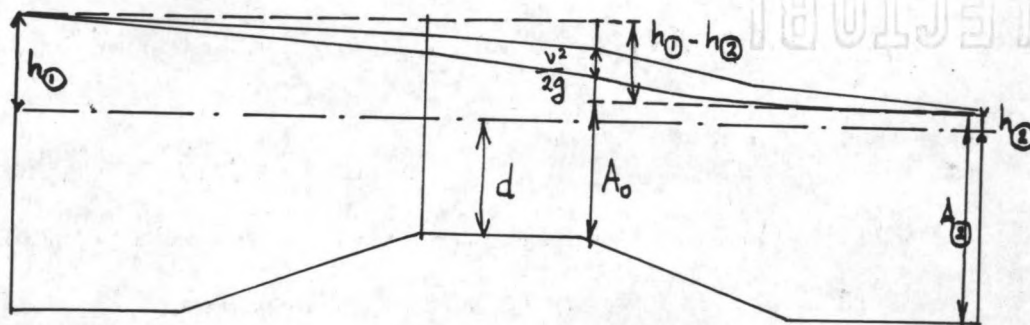
$$Q = b(d + h_2)v$$

$b$  = sluitgatbreedte

$d$  = sluitgatdiepte tov NAP

$h_1$  = waterstand in punt ①

$h_2$  = waterstand in punt ②



figuur II-3-2

Als de waterbeweging van richting verandert geldt de gegeven beschouwing voor het omgekeerde geval, dwz  $h_1$  en  $h_2$  worden dan verwisseld, dus  $Q = b(d + h_1) \sqrt{2g(h_2 - h_1)}$ .

De  $\mu$ -waarde is =1 gesteld. Voor het vertragsingsverlies geldt bij benadering:

$$\Delta h = \frac{(v_0 - v_2)^2}{2g} = \frac{(Q/A_0 - Q/A_2)^2}{2g} = \frac{Q^2}{2gA_0^2} \left(1 - \frac{A_0}{A_2}\right)^2 = \frac{v^2}{2g} \cdot \frac{1}{\mu^2}$$

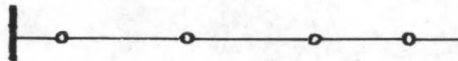
$A_0$ =dwarsprofiel aan benedenstroomse zijde van de drempel

$A_2$ =dwarsprofiel van tak I ter plaatse van punt 2.

In de computerberekening is dus aangenomen dat  $A_2 \gg A_0$ , zodat  $\mu=1$ . Daardoor zijn de berekende snelheden nog iets hoger (zie hoofdstuk VII).

Op schietend water behoeft, gezien de grote diepte, van 8.00m -NAP, niet te worden gerekend.

De aanwezigheid van de dam kan worden gesimuleerd door tak I geheel te laten verwijderen uit het programma en slechts de oostelijke randvoorwaarde in te voeren.



figuur II-3-3

### III SCHEMATISATIE

#### III-I Doelstelling

De schematisatie wordt uitgevoerd om een mathematisch model op te kunnen stellen. Zoals in hoofdstuk II al is opgemerkt wordt een netwerk van geulen ingevoerd, waarvan iedere geul opgevat kan worden als een ééndimensionaal getijkanaal. Het samenstel van deze geulen vormt een netwerk van getijkkanalen, dat representatief geacht mag worden voor de beschouwde zeearm. Op bijlage III-2 is een dergelijk onvertakt netwerk aangegeven.

Het gebied wordt in 8 vakken of secties verdeeld. Deze worden in samenhang met de bodemfiguratie vastgesteld. Daarnaast stelt de toegepaste berekeningsmethode de eis om de vaklengten zoveel mogelijk gelijk te nemen. De lengteas volgt de geulas zoveel mogelijk. Dit wordt bereikt door de as nabij de diepste punten te trekken. De plaats van de x-as wordt er door aangegeven. Hierlangs kan de vaklengte  $\Delta x$  worden opgemeten.

Per sectie zijn bepaald:

de gemiddelde stroomvoerende breedte  $b_s$ ,

de gemiddelde stroomvoerende oppervlakte  $A_s$ ,

de kombergingsoppervlakte  $B$ ,

de coëfficiënt van de Chézy wordt geschat.

Baar in het computerprogramma ar volgens  $\frac{A_s}{b_s}$  wordt uitgerekend zijn alle factoren uit de vergelijkingen ① en

② bekend (zie hoofdstuk II-I).

Ter beschikking staan lodings- of peilkaarten van de Rijkswaterstaat uit 1955 en 1961, de nummers C-6 55.437, C-6 55.414, B-7 55.443, B-7 55.269, C-6 59.9295, C-6 61.9152, C-6 61.5077.

### III-2 Vaststellen van de vakindeling

De uiterste grenzen zijn afhankelijk van de bodemfiguratie en de beschikbare randvoorwaarden. Bij voorkeur worden ze gelegd op de overgang van ondiep naar diep water.

De uiterste grens van de Zandkreekmond volgt zonder meer uit de dieptecijfers. Hiertoe biedt zich bij uitstek de overgang van de ondiepe Zandkreek naar de diepe Oosterschelde.

Voor de westelijke grens zijn verschillende mogelijkheden denkbaar, wat de figuratie betreft. Ook de afgeleide randvoorwaarde verschaft wel enige speling. De plaats is echter ook afhankelijk van het rekenschema. Het tracé van de Veerse dam ligt n.l. vast, in het midden van tak I. Verder dient een vakgrens te worden gelegd ter plaatse van de peilschaal te Veere ten behoeve van de referentie. In het rekenschema komt dit overeen met een punt, waarin steeds een  $h$  wordt uitgerekend (zie hoofdstuk II, figuur II-2-3). De afstand van de dam tot de peilschaal te Veere bedraagt ongeveer 4500m. Tenslotte rekening houdend met de eis van een constante vaklengte blijkt een lengte van 3000m het beste uit te komen. Ten westen van Veere ontstaan zo twee vakken. De westelijke uiterste grens ligt daarmee vast. Deze is immers een halve vaklengte ten westen van de dam gelegen.

De lengten van de andere vakken zijn nu ook voorgeschreven. Gezien de totale lengte van ca 25 km zullen 8 vakken worden gevormd.

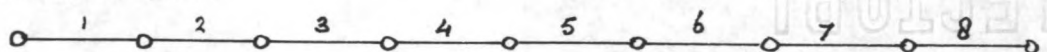
Voor de verdere indeling is de ligging van Kortgene van belang. Deze biedt ook een mogelijkheid van referentie. Dus hier komt een vakgrens te liggen. De afstand Veere-Kortgene bedraagt, gemeten over de geulas, 13720m. Dat betekent een verdeling in 4 vakken, wat betreft de bodemfiguratie ook goed uitkomt. Er wordt een vakgrens gelegd aan de zuidpunt van de Goudplaat. Daarmee wordt een knooppunt van twee geulen vastgelegd.

De volgende vakgrens komt ten noorden van het Noord-Sloe te liggen, waar de zuidelijke, ondiepe geul weer bij de hoofdgeul samenkomt. De vakken 3 en 4 liggen dus geheel door de situatie vast.

Het overige gedeelte tot aan Kortgene wordt in tweeën verdeeld. Er wordt een vakgrens gelegd op de oostzijde van de Middelpaat. Daardoor ontstaan de vakken 5 en 6.

Dan resteert nog het gebied ten oosten van Kortgene. Gezien de morfologische omstandigheden en de lengte kan dit in tweeën worden verdeeld. Op de plaats van de Zandkreekdam is een vernauwing. Tevens is daar een overgang van diep naar ondiep. Deze plaats leent zich dus uitstekend voor een vakgrens.

Resultaten:



figuur III-2-I

Vaklengten $\Delta x$ :	I	2890m	5	3680
	2	3000	6	3055
	3	3580	7	3980
	4	3405	8	3250

Totaal: 26840m

De vakken 2,3 en 4 zouden goed onderverdeeld kunnen worden in parallelle geulen. In dit deelontwerp ontbrak echter de gelegenheid om met een dergelijk vertakt stelsel berekeningen uit te voeren.

### III-3 Bepaling van bs, As en B

In II-3 is al uiteengezet dat het profiel wordt herleid tot een bakprofiel. Daarvoor is per sectie schematisatie van het dwarsprofiel noodzakelijk.

Het gemiddeld stroomvoerend profiel wordt bepaald volgens de methode van het gewogen gemiddelde. Om de 200m wordt op de peilkaart een raai getrokken loodrecht op de lengteas van de geul. Deze lijnen snijden dus de dieptelijnen. Op verschillende niveau's worden de breedten opgemeten. Deze worden vermenigvuldigd met een gewicht afhankelijk van de lengte. Vervolgens worden alle resultaten per niveau opgeteld, dwz. op 1.50, 2.00, 3.00m -NAP enz. De som wordt gedeeld door de lengte van het vak. De gemiddelde stroomvoerende breedte op de verschillende niveau's is dan bekend (zie tabel III-4-I). Door uittrekking van deze waarden wordt het gemiddelde dwarsprofiel verkregen (zie bijlage III-4-I).

Om dit profiel te kunnen herleiden tot een bakprofiel wordt met een planimeter de oppervlakte beneden niveau

van GLW (=I.50m-NAP) bepaald. Deze waarde wordt herleid tot Aso tov NAP. De diepte volgt dan uit  $a = \frac{Aso}{bs}$  tov NAP. Op deze wijze ontstaat een prismatische bak met een constante breedte bs (bijlage III-4-1, tabel III-4-2). Daarna is dezelfde handeling verricht met bs op NAP-niveau als basis.

In hoofdstuk II-3 is ook gesteld dat de kombergingsoppervlakte B op 9 niveau's wordt bepaald. Dit geschiedt met een planimeter.

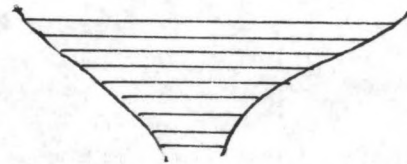
De resultaten zijn verzameld in tabel

III-4-3 en 4. Een

voorbeeld van B als

funktie van h is getekend op bijlage III-4-2.

Vak 4 heeft een groot kombergend vermogen. Daar ligt n.l. de Noord-Sloe polder.



figuur III-3-I

## IV BESTAANDE TOESTAND

### IV-I IJking mathematisch model

In ieder vak zijn de bewegings- en de continuïteitsvergelijking van toepassing. Alle vakken samen vormen een netwerk van geulen dat fungeert als een mathematisch model. Dit model is door vele benaderingen tot stand gekomen, welke een subjectief karakter kunnen hebben. Er dient een analyse te worden gemaakt van de mate waarin de verschillende factoren bijdragen tot het resultaat. De eerste berekening van de bestaande toestand is niet onmiddellijk juist. Het model dient daarom door toetsing aan metingen te worden geijkt.

Factoren die een rol spelen:

1. De stroomvoerende breedte  $b_s$  en het stroomvoerend oppervlak  $A_s$ .
2. De kombergingsoppervlakte  $B$  wat vnl. een kwestie van planimetreren is.
3. De weerstandsfactor  $C$  kan slechts worden geschat en is daardoor de grootste variabele. Hierin komen uiteindelijk vele subjectieve fouten terecht.
4. Een fout in de randvoorwaarden doet zich op het gehele bekken gelden.
5. Een fout in de vaklengte  $\Delta x$  heeft geen directe invloed, daar in de continuïteitsvergelijking  $B$  wordt ingevoerd en niet  $b = \frac{B}{\Delta x}$ .

Er zijn nog enkele beperkingen:

1. Van het verticale en horizontale getij zijn geen simultaan uitgevoerde metingen beschikbaar, welke



als referentie kunnen dienen. De referenties van het verticale getij zijn gemiddelden, zodat de verticale getijkrommen te Veere en Kortgene en de randvoorwaarden in de natuur niet in combinatie op zullen treden.

Voor het horizontale getij moet worden volstaan met de resultaten van een meervoudig harmonische berekening, uitgevoerd door de Rijkswaterstaat (zie [4]). Hierbij is overigens ook uitgegaan van gemiddelde getijkrommen, waarvan de Fouriercomponenten  $M_0$  tot en met  $M_6$  zijn ingevoerd.

Deze beperkingen maken de controle van de resultaten minder eenvoudig.

2. Het is ook bezwaarlijk dat de gegevens niet van dezelfde tijd dateren, Zowel de peilkaarten als de randvoorwaarden en de referenties zijn van verschillende datum. In verhouding tot het onder I. gestelde speelt dit een ondergeschikte rol.
3. De randvoorwaarden geven niet alleen gemiddelden over een bepaalde tijd, het zijn tevens interpolaties van elders verrichte waarnemingen.

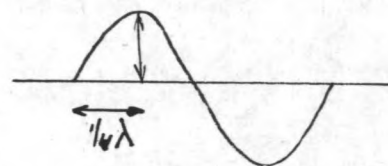
Randvoorwaarde ① wordt ontleend aan verticale getijkrommen te Vrouwenpolder en Vlietepolder door interpolatie evenredig met de afstand (zie bijlage I-I en IV-I-1).

Randvoorwaarde ⑨ is nogal grof bepaald. Deze is het resultaat van interpolatie tussen de verticale getijkrommen te Colijnsplaat en Wemeldinge (bijlage IV-I-2).

Van de randvoorwaarden wordt een harmonische analyse gemaakt volgens het schema van Runge (bijlage IV-I-HA I en 2). Dit levert de Fouriercomponenten  $M_0$  tot en met  $M_{10}$  op.

4. Het getijdebekken heeft aan één zijde een nauwe opening

(dus nagenceg "gesloten"). Als de bekkenlengte ongeveer gelijk is aan een kwart van de golflengte bestaat de mogelijkheid van gedeeltelijke opslinging.



figuur IV-2-I

Daar uit een proefberekening bleek dat dit inderdaad in geringe mate een rol speelt, zijn in de opgave van de randvoorwaarden de componenten M8 en M10 weggelaten. De betrouwbaarheid van de referentie komt dan niet in gevaar. Immers kan opslinging veroorzaakt worden door componenten met een periode gelijk aan 4x de bekkenlengte of  $L=1/4\lambda$ :

$$c = \sqrt{ga} = \sqrt{60} = 7,7 \text{ m/s} ; \quad \lambda = cT = 7,7 \times 44700 = 346000 \text{ m} = 346 \text{ km}$$

$$L = 18 \text{ km} \quad \lambda/L = 346/18 = 44700/t \quad \text{dus } t = 40 \text{ min.}$$

De periode T van component M8 is 3uur:  $1/4T = 45 \text{ min.}$

De periode T van component M10 is 2.4uur:  $1/4T = 36 \text{ min.}$

Het weglaten van deze componenten heeft dus duidelijk zin.

#### IV-2 Invloed van $A_s$ , $b_s$ en C

IV-2-I In de eerste berekening van de To-toestand werd de gemiddelde stroomvoerende breedte  $b_s$  van GLW=I.50-NAP aangehouden. Dat betekende tevens een vrij lage waarde voor  $A_s$  (zie tabel III-4-2). De C-waarde werd voor het gehele gebied geschat op  $50,8 \text{ m}^{1/2}/\text{s}$ , waardoor de wrijvingsfactor  $f = \frac{g}{C^2}$  op een rond getal uitkwam, n.l.  $3,8 \times 10^{-3}$ .

Het berekende verticale getij te Veere was tijdens eb

te laag (zie bijlage IV-2-1). Te Kortgene bleek tijdens vloed een te lage waterstand op te treden. Verder kamen vlak na HW en LW slingeringen voor met een periode van ca 1.5 uur.

De absolute waarden van de extremen in het berekende horizontale getij te Veere waren ca  $500 \text{ m}^3/\text{s}$  te klein. Het horizontale getij van Kortgene volgde globaal het verloop van de referentie.

Uit controle bleek de harmonische analyse van de randvoorwaarden correct te zijn uitgevoerd.

#### IV-2-2 Variatie van $A_s$

Tijdens het optreden van een extreem in het debiet geldt:

$$\frac{\delta Q}{\delta t} = 0 \quad \frac{\delta h}{\delta x} = - \frac{Q |Q|}{C^2 A_s^2 a_r} \quad (\text{zie hoofdstuk II})$$

$$\text{dus } Q = C A_s \sqrt{a_r}$$

Variatie van  $A_s$  bleek weinig effect te sorteren op de waarde van de extremen van het horizontale getij te Veere (bijlage IV-2-2). De oorzaak is gelegen in het feit dat ook de diepte van belang is. Deze doet grotendeels de aangebrachte verandering in  $A_s$  teniet. Immers rekent het computerprogramma de diepte uit volgens  $\frac{A_s}{b_s}$ . Een grotere  $A_s$  kan alleen worden verkregen bij een grotere  $b_s$ , dwz. wanneer  $b_s$  van een hoger niveau als basis voor de bepaling van  $A_s$  wordt gekozen. Daardoor blijkt bijv. in vak 2 de waarde van  $a_r$  te verkleinen:  $b_s$  op 1.50m-NAP (zie tabel III-4-2)

$$b_s = 1055 \text{ m}$$

$$A_s = 6125 \text{ m}^2$$

$$a_r = 5.8 \text{ m} \quad A_s \sqrt{a_r} = 14700$$

bs op NAP

$$\begin{aligned} bs &= 1354\text{m} \\ As &= 6465\text{m}^2 \end{aligned} \quad ar = 4.8\text{m} \quad As\sqrt{ar} = 14100$$

Vergroting van  $As$  blijkt dan toch nog een heel geringe verkleining van de extreme debieten tengevolge te hebben. Variatie van  $As$  heeft dus op het Veerse debiet weinig effect.

Vergroting van  $As$  bleek wel gunstig te zijn voor het berekende horizontale getij te Kortgene. De kromme sloot bij grotere  $As$  nauwer aan bij de referentie. Met vak 6 is dat ook te illustreren:

bs op -1.50m

$$\begin{aligned} bs &= 272\text{m} \\ As &= 1928\text{m}^2 \end{aligned} \quad ar = 7.1\text{m} \quad As\sqrt{ar} = 5130$$

bs op NAP

$$\begin{aligned} bs &= 965\text{m} \\ As &= 2470\text{m}^2 \end{aligned} \quad ar = 2.56\text{m} \quad As\sqrt{ar} = 3960$$

De extreme waarde van  $Q$  verkleint dus bij grotere  $As$  en komt daardoor beter nabij de referentie te liggen.

De variatie van  $As$  bleek vrijwel geen enkele invloed uit te oefenen op de berekening van het verticale getij. Daar deze wordt uitgerekend volgens de continuïteitsvergelijking hangt  $h$  slechts indirect van  $As$  af (zie hoofdstuk II).

#### IV-2-3 Variatie van C

De  $C$ -waarde werd eerst vergroot met als doel  $Q_{\text{extreem}}$  van Veere te vergroten. De formule van Manning is daarbij toegepast,  $C = 38\sqrt{ar}$  (zie tabel III-4-2).

Daar de vergroting gering was bleef de invloed op de extremen echter uit. Wel gaf de vergroting een grotere faseverschuiving van de Veerse debietskromme.

Uit een berekening met een kleine  $C$  bleek inderdaad de faseverschuiving van het Veerse debiet te verkleinen. Ook hier bleek geen invloed op de waarde van het extreem. Een verdere vergroting van de  $C$  tot  $53 \text{ m}^{1/2}/\text{s}$  voor het gehele gebied veroorzaakte wel grotere extremen van het horizontale getij te Veere. Deze waarde werd daarom aangehouden. In het gebied waar zowel de weerstands- als de traagheidsterm tot het resultaat bijdroegen trad enige vervorming van de kromme op. De faseverschuiving bleef daarbij achterwege. (bijlage IV-2-3)

Op het verticale getij bleken de aangebrachte veranderingen weer geen invloed te hebben.

#### IV-3 Invloed van de randvoorwaarden

Het is van groot belang dat de randvoorwaarden nauwkeurig zijn. Een eventuele fout plant zich over het gehele bekken voort. De bepaling van de randvoorwaarden wordt opnieuw bezien en enigszins gewijzigd (bijlage IV-2-1 en IV-2-2), met de bedoeling de berekeningen van het verticale getij te beïnvloeden.

Uit de resultaten bleek een verhoging van randvoorwaarde ① over de eb weinig zin te hebben. Het berekende verticale getij te Veere bleek er nauwelijks door te veranderen.

Aanpassing van randvoorwaarde ⑨ had wel effect op het

verticale getij te Kortgene, dwz. een verhoging van de waterstand bij vloed en een geringe verlaging bij eb. Ondanks het weglaten van de M8- en M10-Fouriercomponenten in de randvoorwaarden bleken te Kortgene toch slingeringen aanwezig te zijn in het berekende getij. De slingering bij LW bleek niet abnormaal te zijn, maar de slingering bij HW kwam in de referentie niet voor.

#### IV-4 Invloed van de kombergingsoppervlakte B

De schematisatie is vergeleken met een van de Rijkswaterstaat. De laatste is opgesteld mbv. kaarten uit 1932/33, dwz. een verschil van ruim 20 jaar met de bij dit ontwerp gebruikte kaarten. Uit de verschillen kan toch wel een tendens worden afgeleid, wanneer de berekeningsresultaten daar een aanwijzing voor geven.

Na enige omrekening ivm. de verschillende vakindelingen werden op bijlage IV-4-I de verschillen verzameld. Ten westen van Veere bedroegen de verschillen in de kombergingsoppervlakte gemiddeld 10% (vak I en 2). Tussen Veere en Kortgene kwamen zelfs verschillen bij HW voor van 21%. (vak 3,4,5 en 6) Een nadere analyse van vak 6 bracht aan het licht dat dit verschil ook karakteristiek was voor de Zandkreek afzonderlijk. Ook bij LW was de kombergingsoppervlakte daar te klein. De verschillen ten oosten van Kortgene waren minder duidelijk (vak 7 en 8).

De resultaten werden gebruikt om de kombergings oppervlakten aan te passen tot vloeiende lijnen (bijlage III-4-2). De nieuwe waarden zijn per punt verzameld in tabel IV-4-2.

De berekeningsresultaten zijn getekend op bijlage IV-2-3 en IV-2-4. De C-waarde is daarbij gesteld op  $53 \text{ m}^{1/2}/\text{s}$ .

Als enige resultaat was de slinger in het HW van Kortgene "weggetrokken". Volgens de continuïteitsvergelijking is dat ook te verklaren (zie hoofdstuk II). Vergroting van B levert een flauwere helling op.

Verder was er geen duidelijke invloed van de verandering in de B te constateren.

Het verkregen mathematisch model wordt gebruikt voor de volgende berekeningen, ondanks het feit dat het resultaat niet exact in overeenstemming is met de metingen. Zoals aan het begin van het hoofdstuk al is gesteld was dit ook te voorzien. Voor het beoogde doel mag het model voldoende geschikt worden geacht.

V PROFIELSVERWIJDING ZANDKREEK

Uit een oriënterende berekening bij gemiddeld getij bleek dat in vak 8 bij gelijkblijvende doorsnede in de LW-periode een maximale snelheid zou optreden van 1.35 m/s. Deze waarde was groter dan elders in de Zandkreek, daar dat vak ahw. een soort drempel vormde.

Bij springtij treden grotere vervallen op dan bij gemiddeld getij. Het debiet is dan groter. Door profielsvergroting tengevolge van uitschuring wordt het debiet extra vergroot. De maximale snelheden zouden daardoor kunnen oplopen tot ruim 2 m/s. Deze snelheid is niet meer acceptabel voor de scheepvaart. Bovendien zou ongewenste uitschuring optreden.

Er is in de Zandkreek een profielsverwijding aangebracht om de bevaarbaarheid zeker te stellen en de uitschuring niet willekeurig te laten plaats vinden. Daarbij werd tevens beoogd de vervallen over de Veerse dam te reduceren. Volgens de oriënterende berekening zouden deze kunnen oplopen tot 1.80m.

De mate van verruiming was moeilijk te bepalen. Bij toenemende  $A_s$  plant het getij zich sneller voort, waardoor het variabele gedeelte van de bekkeninhoud wordt vergroot. Het debiet neemt daardoor toe, zodat de snelheid niet of nauwelijks wordt gereduceerd.

Daar uit evenredigheid van  $v$  met  $\sqrt{\frac{A_s}{b_s}}$  volgt dat  $v$  vermindert bij toenemende breedte bleek het gunstig te zijn om de aangebrachte vergroting over de breedte uit te spreiden. Men zou kunnen spreken van een "drempeleffect". Uitgaande van een toelaatbare maximale snelheid van



I.5 m/s is de stroomvoerende oppervlakte als volgt ver-  
groot:

vak 5	$As=2500m^2$	$bs=500m$
vak 6	2750	500
vak 7	3000	500
vak 8	3250	500

Dat betekent een vergroting van  $As$  van vak 8 met ruim 50%, aflopend naar vak 5 dat niet wordt verruimd. De bijbehorende hoeveelheid baggerwerk bedraagt 1.5 miljoen  $m^3$ .

Voor deze situatie is bij gemiddeld getij een berekening gemaakt (bijlagen V-I, 2 en 3).

De maximale snelheden in vak 8 liepen op tot 1.69 m/s.

Dat werd een acceptabel resultaat geacht. Er mag worden aangenomen dat bij deze snelheid nog scheepvaart mogelijk is.

De vervallen over de dam in de eindtoestand bedroegen 1.90m. Uit berekening bleek dat deze door verdere profielsverwijding slechts in geringe mate zouden worden gereduceerd.

Deze berekening is uitgevoerd om te onderzoeken in welke orde van grootte de totale hoeveelheid baggerwerk zou kunnen oplopen om nog meer snelheidsbeperking te verkrijgen. Bij een hoeveelheid baggerwerk van ca 20 miljoen  $m^3$  zou de snelheid tot 1.35 m/s kunnen worden teruggebracht. Dit lage rendement is te wijten aan de reeds verklaarde toename van het debiet.

Volstaan wordt dus met een hoeveelheid baggerwerk van 1.5 miljoen  $m^3$ . De bestaande bodembescherming zal wel moeten worden herzien. Voor de afsluiting van het Veerse Gat moeten deze werken voltooid zijn.

VI DE AFSLUITINGVI-I Wintersluitgat: As 3200m<sup>2</sup> beneden NAP

Allereerst is een berekening uitgevoerd met een wintersluitgat met een stroomvoerend oppervlak beneden NAP van 3200m<sup>2</sup>. Er worden n.l 8 caissons afgezonken met een lengte van 50m. De drempeldiepte bedraagt 8.00m -NAP. Voor de wijze waarop een dergelijk sluitgat in rekening wordt gebracht kan worden verwezen naar hoofdstuk II.

Het verval over het sluitgat kwam in het berekeningsresultaat al duidelijk uit. De snelheden liepen er op tot 1.40 m/s bij gemiddeld getij. Dat is een verdubbeling tov. de bestaande toestand. Ook al is daar geen aparte berekening voor uitgevoerd kan op grond van dit resultaat worden geconcludeerd dat een op 5 m/s gedi-mensioneerde bodembescherming bij springtij en winterstormen zal voldoen.

De debieten bleven vrijwel ongewijzigd. De vergroting van de snelheid was dus geheel te verklaren uit de verkleining van het profiel.

Het wantij bleek reeds in westelijke richting te verschuiven. De debieten, vervallen en snelheden in de

Zandkreek namen dan ook toe.

VI-2-I De afsluiting

Het ging erom de meest kritieke fase van de afsluiting te leren kennen. Die treedt op in het laatste gedeelte

van de afsluiting. Als er dan geen problemen optreden zal plaatsing van de eerste caissons zeker ook realiseerbaar zijn.

In de berekeningen is aangenomen dat al 6 caissons zijn geplaatst. Het stroomvoerend profiel is daardoor verminderd van 3200 tot 800 m<sup>2</sup> beneden NAP.

In werkelijkheid dient de afsluiting gerealiseerd te worden bij doodtij, omdat dan de vermindering van de getijdesnelheden de snelheidsvergroting tgv. de afname van de dwarsdoorsnede compenseert. In de berekeningen is met gemiddeld doodtij gewerkt, omdat geen gemeten doodtij beschikbaar was. Het resultaat is daardoor iets ongunstiger uitgevallen dan wanneer de laatste sluitingsfase met het kleinste doodtij was samengevallen.

#### VI-2-2 Sluitgat met As van 800m<sup>2</sup> beneden NAP.

Er is een berekening uitgevoerd met een sluitgat ter grootte van 2 caissons, welke ten doel had om de grootte en het verloop in de tijd van de optredende snelheden te bepalen. Verder kon hieruit het tijdstip van kentering worden bepaald, waarop het 7de caisson zou worden afgezonken.

De snelheden in het sluitgat bleken op te lopen tot 2.8 m/s. Deze zouden dus geen complicaties veroorzaken. De tendens die zich in de berekening met het wintersluitgat reeds aankondigde bleek flink door te zetten. De faseverschuiving van het verticale getij aan de binnenzijde van het sluitgat, punt ②, was nu zodanig vergroot dat dit verticale getij achter liep op de

getijbeweging in de mond van de Zandkreek, punt ⑨.  
(bijlage VI-2-2-1)

De krommen van het horizontale getij ondergingen een verandering van teken. Blijkbaar werden alleen nog de vakken I t/m 3 via het sluitgat gevuld. Het wantij bevond zich in de buurt van het Noord-Sloe. De Zandkreek overtrof nu het sluitgat in de aan- en afgevoerde hoeveelheid water.

#### VI-2-3 Sluitgat met As van 400m<sup>2</sup> beneden NAP.

Het effect van de plaatsing van het 7de caisson is onderzocht. De plaatsing is voltrokken bij HW-kentering, ca 1h50min. In VI-3 wordt besproken of dit een juiste beslissing is geweest.

De optredende snelheden bepalen in principe de realiseerbaarheid van de afsluiting met gesloten caissons. De maximale gemiddelde snelheid bleef beneden 3.40 m/s (zie bijlage VI-2-3-2). Slechts bij het voorkomen van een voorjaarsstorm of wanneer door vertraging van de uitvoering sterkere getijbeweging optreedt zal de snelheid hoger oplopen. Het is echter onwaarschijnlijk dat 5 m/s dan zou worden overschreden. Als voor het optreden van turbulentie onder normale omstandigheden  $1.5 v_{max}$  in acht wordt genomen levert de constructie van de bodembescherming dus geen complicaties op. Het verloop van de snelheidskromme in de tijd gaf juist voldoende gelegenheid voor het afzinken. In VI-3 wordt dit nader geanalyseerd. Dit is de tweede belangrijke conclusie.

Uit de andere resultaten (bijlage VI-2-3-I) bleek de faseverschuiving van het verticale getij van punt 2 nog meer vergroot te zijn. Er viel verder een duidelijk traagheidseffect te constateren vlak na het moment waarop het 7de caisson is geplaatst. De vervallen over het sluitgat waren toegenomen.

Het verloop van de debietskromme QI van het sluitgat illustreert ook het effect van de caissonplaatsing. Na de kentering was de helling flauwer dan ervoor, terwijl de grootte van het debiet afnam. De debieten in het Veerse Gat waren nog meer verminderd, terwijl die in de Zandkreek weer meer waren toegenomen. Hieruit bleek de verplaatsing van de transportweg van het westen naar het oosten.

Zoals in hoofdstuk II-3 is uiteengezet is bij de berekening geen  $\mu$ -waarde ingevoerd, dwz.  $\mu$  is =1 gesteld.

Op T=5 uur (zie bijlage VI-2-3-I en VI-2-3-2):

$$A_0 = 8 \times 50 - 0.3 \times 50 = 385 \text{ m}^2$$

$$A_{\text{D}} = 6875 - 0.3 \times 1238 = 6504 \text{ m}^2$$

$$u = 1 - \frac{385}{6504} = 1 - 0.06 = 0.94$$

De berekende snelheid van 3.40 m/s is dus 6% te hoog.

### VI-3 Afzinken bij HW- of LW-kentering?

#### VI-3-I Snelheden

De stroomkrachten zijn evenredig met het kwadraat van de snelheid. Aangezien voor het afzinken van een caisson de nodige tijd is vereist, is het van belang dat ge-

durende die tijd de snelheden beperkt blijven. De snelheidskromme mag dus niet een te steil verloop hebben.

Tijdens het opvaren mogen de snelheden boven 2 m/s oplopen. Het caisson ligt dan evenwijdig met de stroom. Ongeveer 30 minuten voor de kentering moet het caisson met de kop voor het sluitgat liggen. Het scharnierpunt wordt dan gereedgemaakt en het indraaien kan beginnen. Er is dan 10 minuten extra beschikbaar ivm. mogelijke tegenslagen. Op het moment van kenteren worden de afsluiters geopend en het afzinken geschiedt in 5 á 10 minuten, afhankelijk van de afzinkdiepte. Uit vergelijking van de optredende snelheden blijkt bij welk tijdstip de afzinking gunstiger is: HW- of LW-kentering. De meest kritieke fase treedt op na 10 minuten, dwz. 20 minuten voor kentering. Het caisson is dan  $60^\circ$  gedraaid.

Vergelijking van optredende snelheden:

	HW-kentering	LW-kentering
Sluitgat $A_s=300m^2$		
30 min. vóór	1.50 m/s	1.30 m/s
20 min. vóór	1.12	0.95
Sluitgat $A_s=400m^2$		
30 min. vóór	1.75	1.70
20 min. vóór	1.32	1.23

Hieruit bleek dat LW-kentering te verkiezen is boven HW-kentering. Verhouding van de stroomkrachten in het laatste sluitgat op het kritieke tijdstip:  $K_{HW}:K_{LW}=1.32^2:1.23^2=1.14$ . Dat leverde dus een verschil op van 14%. Deze snelheden traden ongeveer ook op bij de Volkeraksluiting, welke goed verlopen is ( zie [5] ).

### VI-3-2 Afzinkdiepte

Een korte zinkweg levert de minste risico's op. Bij grote diepte bestaat het gevaar dat het caisson niet op de bestemde plaats terecht komt. Een vaste maat is de diepgang van het caisson. Er dient n.l. voldoende gewicht te zijn voor de stabiliteit tijdens het varen. De diepgang moet dus een minimale waarde bezitten. Een reële maat is 5m.

Met behulp van bijlage VI-2-3-I werden bij de plaatsing van het 7de caisson de afzinkdiepten bepaald voor HW- en LW-kentering.

HW-kentering:

waterhoogte= +1.10m

drempel = -8.00

diepgang = 5.00

afzinkdiepte=  $8+1.10-5.00= 4.10\text{m}$

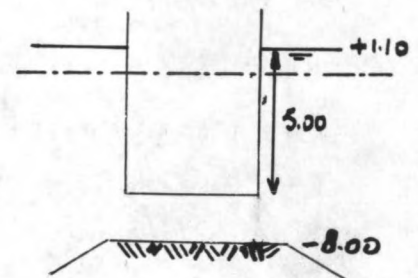


fig VI-3-2-1

LW-kentering:

waterhoogte= -1.25m

drempel = -8.00

diepgang = 5.00

afzinkdiepte=  $8-1.25-5.00= 1.75\text{m}$

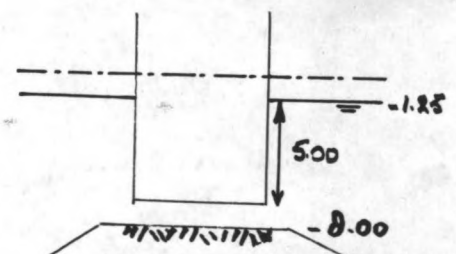


fig VI-3-2-2

Het afzinken zou bij HW-kentering ongeveer 10 minuten vergen en bij LW-kentering ongeveer 5 minuten. De eerste brengt de meeste risico's met zich mee. Door de grotere afzinkdiepte is de kans dat het caisson niet op de juiste plaats terechtkomt groter.

### VI-3-3 Stabiliteit

Over het caisson komt een verval te staan. De schuif-

kracht tussen caisson en drempel zal hiertegen weerstand moeten bieden. Hierin zullen bij HW- of LW-kentering verschillen optreden. Voor de situatie dat de caissons met water zijn gevuld volgt hieronder een beschouwing. Het gewicht van het water maakt dan evenwicht met de opwaartse druk. Het overwicht van de beton levert dan de benodigde wrijvingskracht:  $W = f(\rho_b - \rho_w)gV_b$ , waarin  $f$  de wrijvingsfactor tussen caisson en drempel is. Tijdens de periode volgend op plaatsing van het 7de caisson bedroeg bij HW-kentering het verval in het laatste sluitgat 0.60m. ( $h_{bu} = +1.20m$  en  $h_{bi} = +0.60m$ , zie bijlage VI-2-3-I). Daarbij hoort een resulterende horizontale kracht van 275 tf per caisson. De wrijvingskracht bedraagt 1470 tf, dus de veiligheid tegen verschuiven is 5.35.

Na LW-kentering trad in het laatste sluitgat een verval op van 0.50m ( $h_{bu} = -0.15m$  en  $h_{bi} = -0.65m$ ). Daarbij resulteert een horizontale kracht van 200 tf per caisson, zodat de veiligheid tegen verschuiven 7.35 is.

Wat betreft de veiligheid tegen verschuiven biedt LW-kentering dus voordelen tov HW-kentering. Wanneer echter vlak na het afzinken van het laatste caisson een storm opsteekt verdient HW-kentering de voorkeur, omdat de vervallen dan kleiner zijn.

Tenslotte kan worden geconcludeerd dat de afsluiting met gesloten caissons realiseerbaar is, zowel wat betreft de optredende maximale snelheden als de beschikbare tijd voor het afzinken.



LW-kentering bleek het gunstigst uit te komen als moment om af te zinken. De afzinkdiepte en de optredende snelheden waren dan kleiner dan bij HW-kentering. Onder normale omstandigheden gold dat ook voor de veiligheid tegen verschuiven.

LECTORI  
S  
SALUTEM

SALUTEM  
LECTORI

## VII CONCLUSIES.

1. Het betrokken getijdegebied werd geschematiseerd tot een onvertakt netwerk van geulen, bestaande uit 8 secties. Per sectie werden de verschillende vakconstanten bepaald, zodat opstelling van een mathematisch model mogelijk was. Hierdoor konden alle berekeningen worden uitgevoerd volgens het computerprogramma **CHERIE I.**

2. Bij het ijken van het model werden verschillende factoren gevarieerd. Daaruit waren de volgende conclusies te trekken:

a. Variatie van  $A_s$  en  $b_s$  van alle vakken had door de samenhang van  $A_s$  met  $b_s$  volgens  $A_s \sqrt{\frac{A_s}{b_s}}$  wel effect op het berekende horizontale getij te Kortgene, maar niet op dat te Veere. Helaas bleef achterwege om in het Veerse Gat de  $b_s$  in te voeren behorende bij een waterstand op I.50-NAP in combinatie met een  $b_s$  behorende bij een waterstand op NAP in de Zandkreek, waardoor het beste resultaat zou zijn verkregen. In het gehele gebied werd de  $b_s$  behorende bij I.50-NAP aangehouden.

b. Geringe variatie van de  $C$  bleek slechts invloed te hebben op de faseverschuiving van het horizontale getij te Veere. Vergroting van de  $C$  gaf een grotere en verkleining van de  $C$  gaf een kleinere faseverschuiving.

Een behoorlijke vergroting van 50.8 tot 53  $m^{1/2}/s$  over het gehele gebied gaf wel vergroting van de extremen, zoals beoogd werd, terwijl de fasever-

schuiving uitbleef. Wel trad toen vervorming van de kromme op.

- c. Het verticale getij bleef bij de wijzigingen van As, bs en C onveranderd. Daar de waterstand volgens de continuïteitsvergelijking werd uitgerekend hadden deze grootheden ook geen directe invloed.
- d. Aanpassing van randvoorwaarde ① bleek geen effect te hebben op het verticale getij. Het aanbrengen van veranderingen in randvoorwaarde ⑨ leidde wel tot een beter resultaat van het berekende verticale getij te Kortgene.
- e. Aanpassing van de kombergingsoppervlakte deed een slinger in het HW wegtrekken van het getij te Kortgene. Verder was van de variatie van B geen duidelijk effect te constateren.

Hoewel de uitgevoerde variaties slechts een kleine invloed op het uiteindelijke resultaat uitoefenden en bovendien de betrouwbaarheid van de referenties gering was, werd het verkregen model voldoende geschikt geacht voor het gestelde doel.

- 3. Ten behoeve van de bevaarbaarheid werd het profiel van de Zandkreek verruimd:
  - a. Het baggerwerk omvatte een hoeveelheid van 1.5 miljoen m<sup>3</sup>. De maximale snelheden zouden dan bij gemiddeld getij oplopen tot 1.69 m/s. Verdere verruiming bleek weinig rendabel te zijn.
  - b. Door de aangebrachte verruiming werden de vervallen over de Veerse dam slechts in geringe mate gereduceerd.

c. Na uitvoering van de gestelde hoeveelheid baggerwerk zou nog wel uitschuring optreden.

4. Na analyse van de situatie met een wintersluitgat met  $A_s=3200 \text{ m}^2$  beneden NAP, welke geen complicaties op bleek te leveren werden berekeningen uitgevoerd betreffende de laatste fasen van de afsluiting. Hierbij werd uitgegaan van een sluiting met 8 gesloten caissons van 50 m lengte, welke geplaatst werden op een drempel 8.00m-NAP.

Uit berekening bij gemiddeld doodtij bleek de afsluiting mogelijk te zijn:

- a. In het laatste sluitgat bedroegen de maximale snelheden 3.40 m/s (zie bijlage VII-I). De constructie van de bodembescherming zou dus mogelijk zijn.
- b. Uit de snelheidskromme was af te leiden dat juist voldoende tijd voor de afzinkmanoeuvre beschikbaar was. In het laatste sluitgat bedroegen 30 minuten voor LW-kentering de snelheden 1.70 m/s.
- c. LW-kentering bood gunstiger omstandigheden voor het afzinken dan HW-kentering.

5. Aan de gevolgen van de gewijzigde opzet voor de kust van Noord Beveland werd geen aandacht besteed. Bij uitvoering van het project zou dit zeker noodzakelijk zijn, daar de kans op oevervallen zal worden vergroot.

LITERATUUR

1. Collegedictaat vloeistofmechanica b73A+B
2. Beschrijving van het programma CHERIR I  
Ir. N.Booy
3. Richtlijnen schematisatie  
Interne nota-Deltadienst Rijks-  
waterstaat
4. Getijbeweging en stroomsnelheden voor en tijdens de  
afsluiting van Zandkreek een Veerse Gat, 1955  
Interne nota- Deltadienst Rijks-  
waterstaat
5. Driemaandelijke berichten Deltawerken, aug 1969

TABEL III-4-I

Gemiddelde stroomvoerende breedten in m

vak	I	2	3	4	5	6	7	8
NAP	I238	I354	I082	I065	664	965	675	780
-I.00	II48	II83	867	805	382	494	530	533
-I.50	I099	I050	77I	726	337	272	3I8	332
-2.00	I022	974	698	656	287	222	254	244
-3.00	956	834	567	549	254	I92	2I2	I93
-4.00	692	722	466	434	233	I7I	I99	I7I
-5.00	438	567	357	363	2I6	I58	I80	I47
-7.00	268	300	258	230	I55	I26	II8	83
-9.00	I94	I45	I60	I60	I03	92	65	29
-II.00	I50	85	94	67	63	40	4I	8
-I3.00	I06	I9	52	I5	39	26	25	5
-I5.00	8I	I0	32	4	25	I7	II	0
-I7.00	54.0	8	II	II	I3	7	0	0
-I9.00	27	7	5	9	II	6	0	0
-2I.00	9	5	9	I0	3	0	0	0
-23.00	I	3	0	0	7	8	0	0
-25.00	0	0	0	0	5	0	0	0

TABEL III-4-2

Stroomvoerende oppervlakten behorende bij bs op I.50m-NAP  
als basis.

vak	As tov-I.50m	As tov NAP	bs	ar	C Manning
1	100.9cm <sup>2</sup> 5045m <sup>2</sup>	6693m <sup>2</sup>	1099m	6.09m	51.4m <sup>1/2</sup> /s
2	91.0	4550	6125	1050	51.0
3	70.8	3540	4700	771	51.4
4	63.1	3155	4245	726	51.0
5	39.4	1970	2474	337	52.9
6	30.4	1520	1928	272	51.6
7	29.9	1495	1971	318	51.5
8	21.4	1070	1567	332	49.2

Stroomvoerende oppervlakten behorende bij bs op NAP als  
basis.

vak	As	As	bs	ar	C Manning
1	137.5cm <sup>2</sup>	6875m <sup>2</sup>	1238m	5.50m	50.6m <sup>1/2</sup> /s
2	129.3	6465	1354	4.77	49.2
3	99.6	4980	1082	4.60	49.0
4	90.5	4525	1065	4.25	48.3
5	53.6	2680	664	4.04	48.0
6	49.4	2470	965	2.56	44.5
7	47.1	2355	675	3.48	46.7
8	39.7	1985	780	2.54	44.5

TABEL III-4-3

Kombergingsoppervlakten in cm<sup>2</sup> (schaal 1:5000)

vak	1	2	3	4	5	6	7	8
-2.00	1051	1113	982	857	417	269	340	370
-1.50	1078	1193	1066	922	458	325	493	516
-1.00	1123	1332	1186	1062	520	534	618	935
-0.50								
NAP	1217	1529	1618	1480	976	1076	1027	1150
+0.50	1412	1637	1924	1728	1124	1199	1186	1779
+1.00	1652	1786	2013	2061	1718	1218	1184	1779
+1.50	2110	1991	2170	3073	1876	1226	1202	1813
+2.00	2240	2148	3003	4123	1928	1320	1204	1820

Kombergingsoppervlakte per punt in ha.

punt	(2)	(3)	(4)	(5)	(6)	(7)	(8)
	270	263	230	159	86	83	96
-2.00	284	282	248	173	98	102	126
-1.50	307	314	281	198	132	144	194
-1.00	325	354	334	253	194	203	233
-0.50	343	393	387	307	256	262	272
NAP	371	445	456	356	290	298	371
+0.50	430	475	510	473	367	300	371
+1.00	513	520	655	619	387	303	377
+1.50	521	625	901	751	400	315	378
+2.00							



TABEL IV-4-I

Vergelijking kombergingsoppervlakte deelontwerp met die van Rijkswaterstaat.

Totaal

	-2.00	-1.50	-1.00	-0.50	NAP	+0.50	+1.00	+1.50
Rwst.	1290	1455	1750	2050	2430	2900	3530	4360ha
dlontw.	1362	1612	1828	2173	2517	3017	3352	3863
verschil	+5%	+10%	+4%	+6%	+4%	+4%	-5%	-13%

Vak I+2

Rwst	481	510	555	609	684	800	1024	1140
dlontw.	540	568	615	651	686	784	893	1057
verschil	+11%	+11%	+11%	+11%	0%	-9%	-13%	-8%

Vak 3+4+5+6

Rwst	616	725	856	1012	1190	1439	1788	2646
dlontw.	631	692	826	1055	1287	1493	1752	2085
verschil	+2%	-5%	-4%	+4%	+11%	+4%	-2%	-21%

Vak 6

Rwst	76	119	157	206	248	284	311	388
dlontw.	67	81	134	200	269	300	304	306
verschil	-12%	-26%	-15%	-2%	+8%	+5%	-5%	-21%

Vak 7+8

Rwst	199	278	371	479	580	662	730	806
dlontw.	191	252	388	466	544	741	744	753
verschil	-5%	-10%	+4%	-3%	-5%	+12%	+2%	-7%

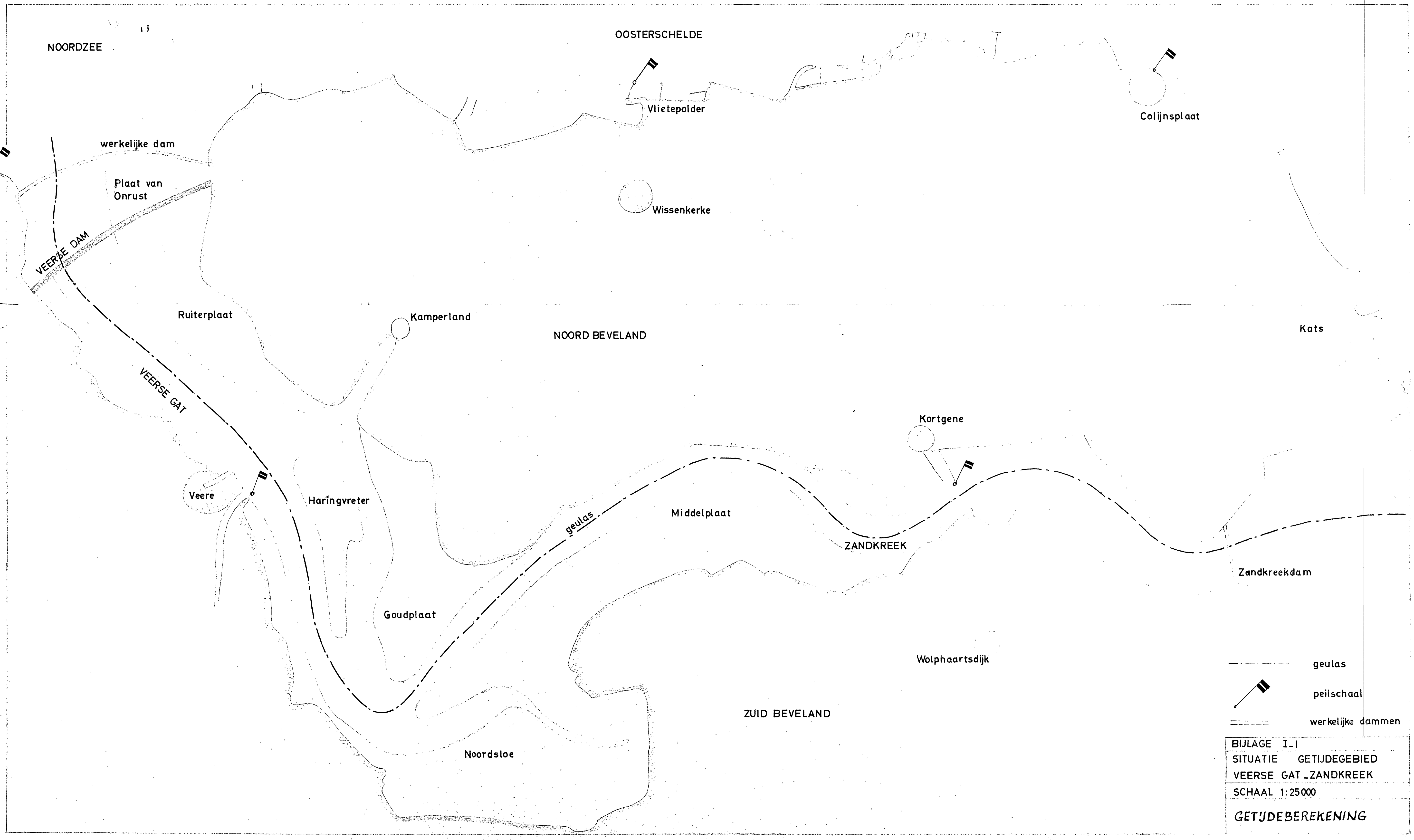
TABEL IV-4-2

Aangepaste kombergingsoppervlakte per punt in ha.

pt	-2.00	-1.50	-1.00	-0.50	NAP	+0.50	+1.00	+1.50	+2.00
1									
2	270	283	300	325	343	398	492	549	560
3	262	281	308	354	381	457	518	576	655
4	230	249	281	322	366	445	522	698	905
5	165	180	207	245	288	351	490	655	798
6	96	117	145	186	237	286	385	428	465
7	88	114	148	198	250	280	313	330	355
8	99	132	185	232	275	340	380	398	400

LECTORI  
S  
SALUTEM

LECTORI



NOORDZEE

OOSTERSCHELDE

Vlietepolder

Colijnsplaat

werkelijke dam

Plaat van Onrust

VEERSE DAM

Wissenkerke

Ruiterslaat

Kamperland

NOORD BEVELAND

Kats

VEERSE GAT

Kortgene

Veere

Haringvleter

Middelplaat

ZANDKREEK

Zandkreekdam

Goudplaat

geulas

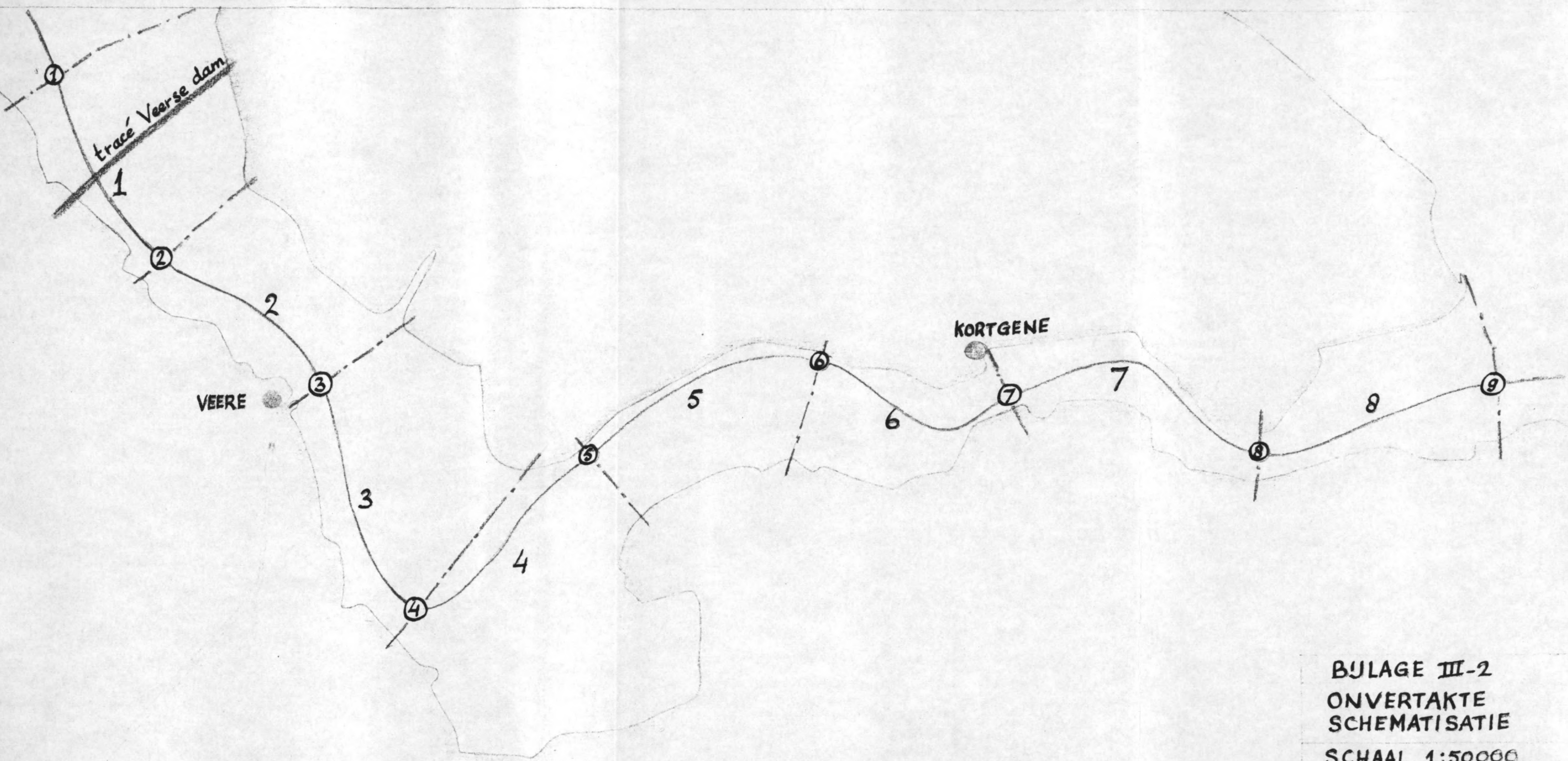
Wolphaartsdijk

ZUID BEVELAND

Noordsloe

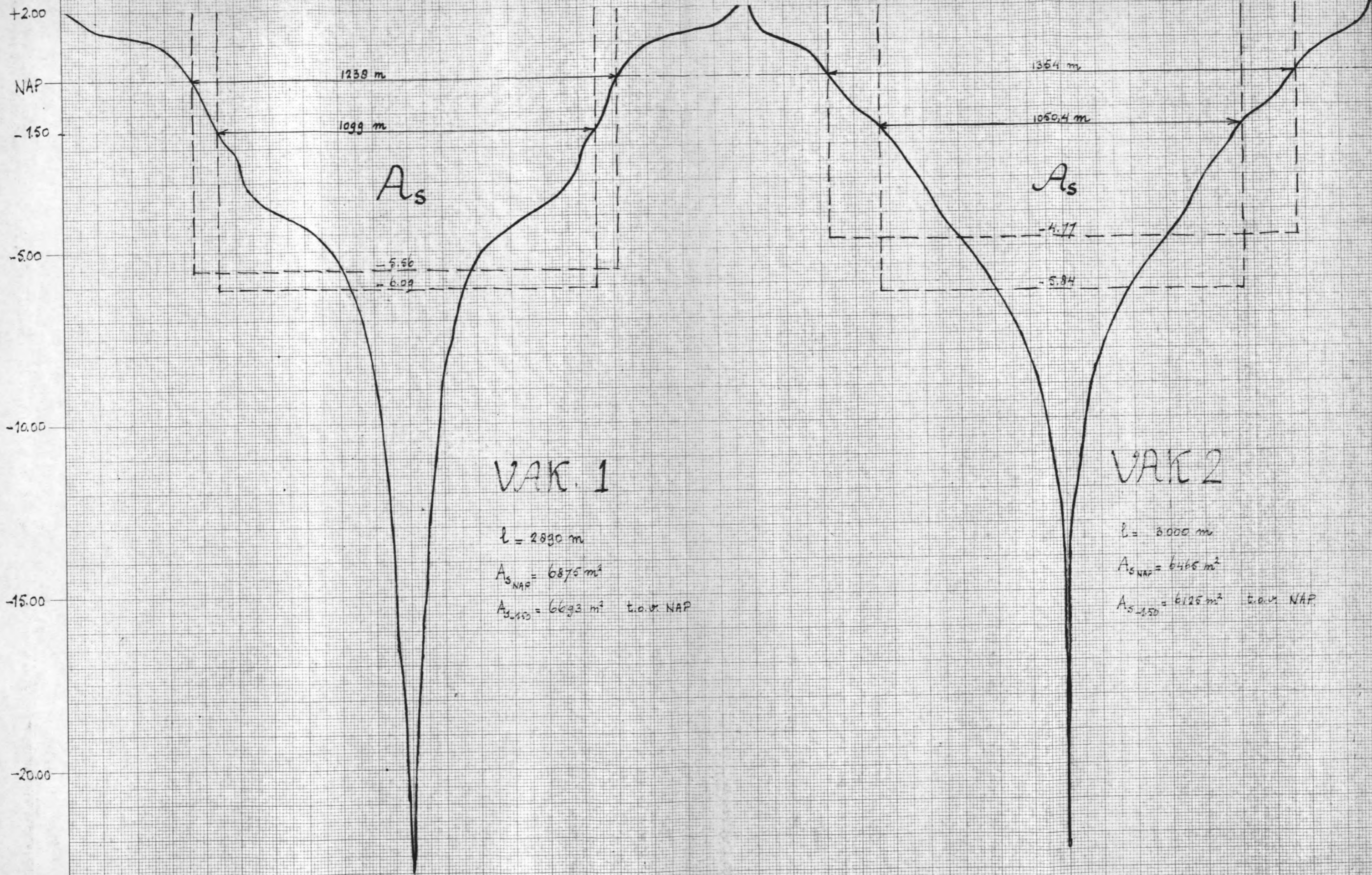
- geulas
- ▬ peilschaal
- ==== werkelijke dammen

BIJLAGE I-1  
 SITUATIE GETIJDEGEBIED  
 VEERSE GAT - ZANDKREEK  
 SCHAAL 1:25000  
**GETIJDEBEREKENING**



BULAGE III-2  
ONVERTAKTE  
SCHEMATISATIE  
SCHAAL 1:50000  
GETUDEBEREKENING

# STROOMVOERENDE OPPERVLAKTE



$A_s$

$A_s$

VAK 1

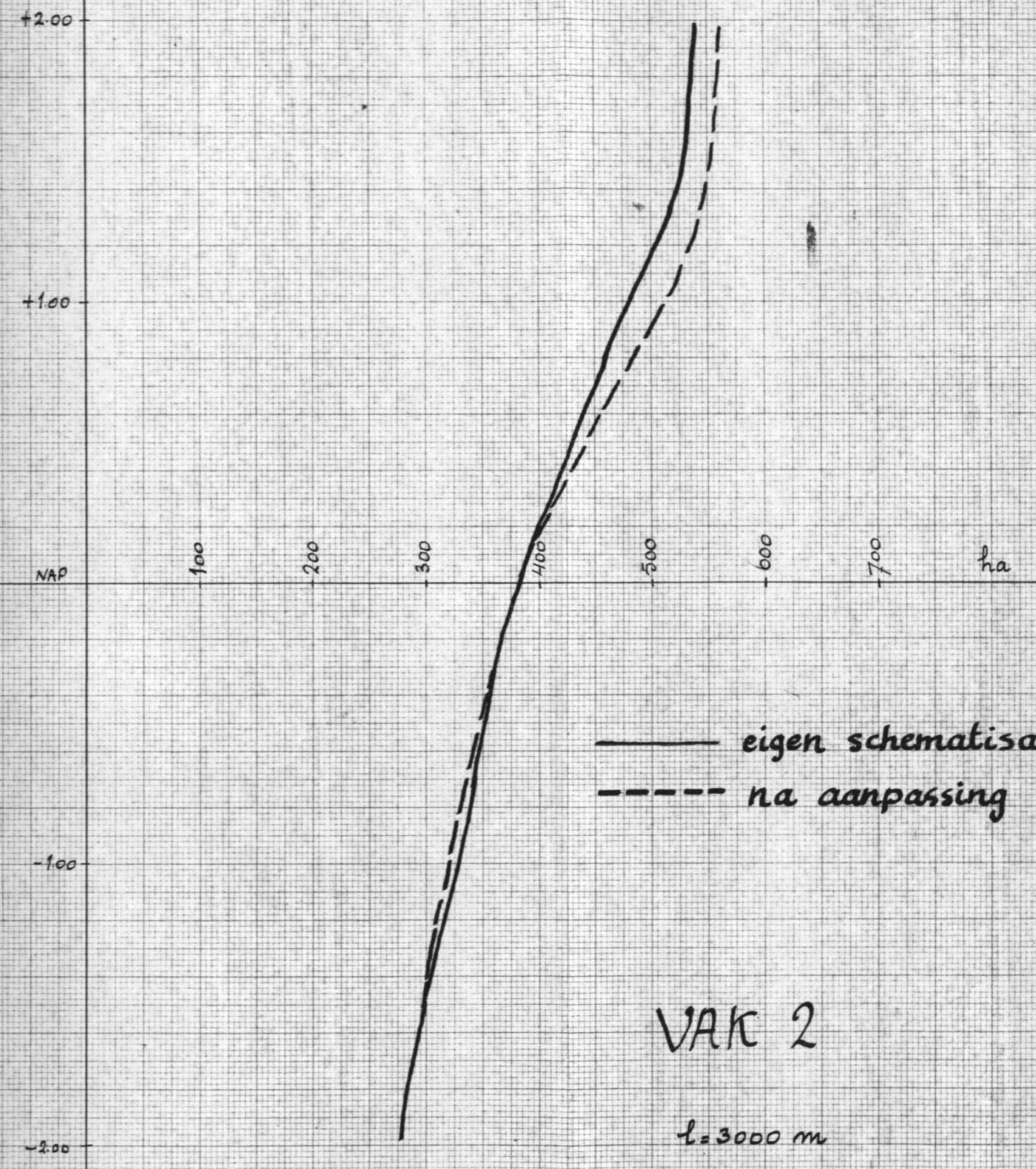
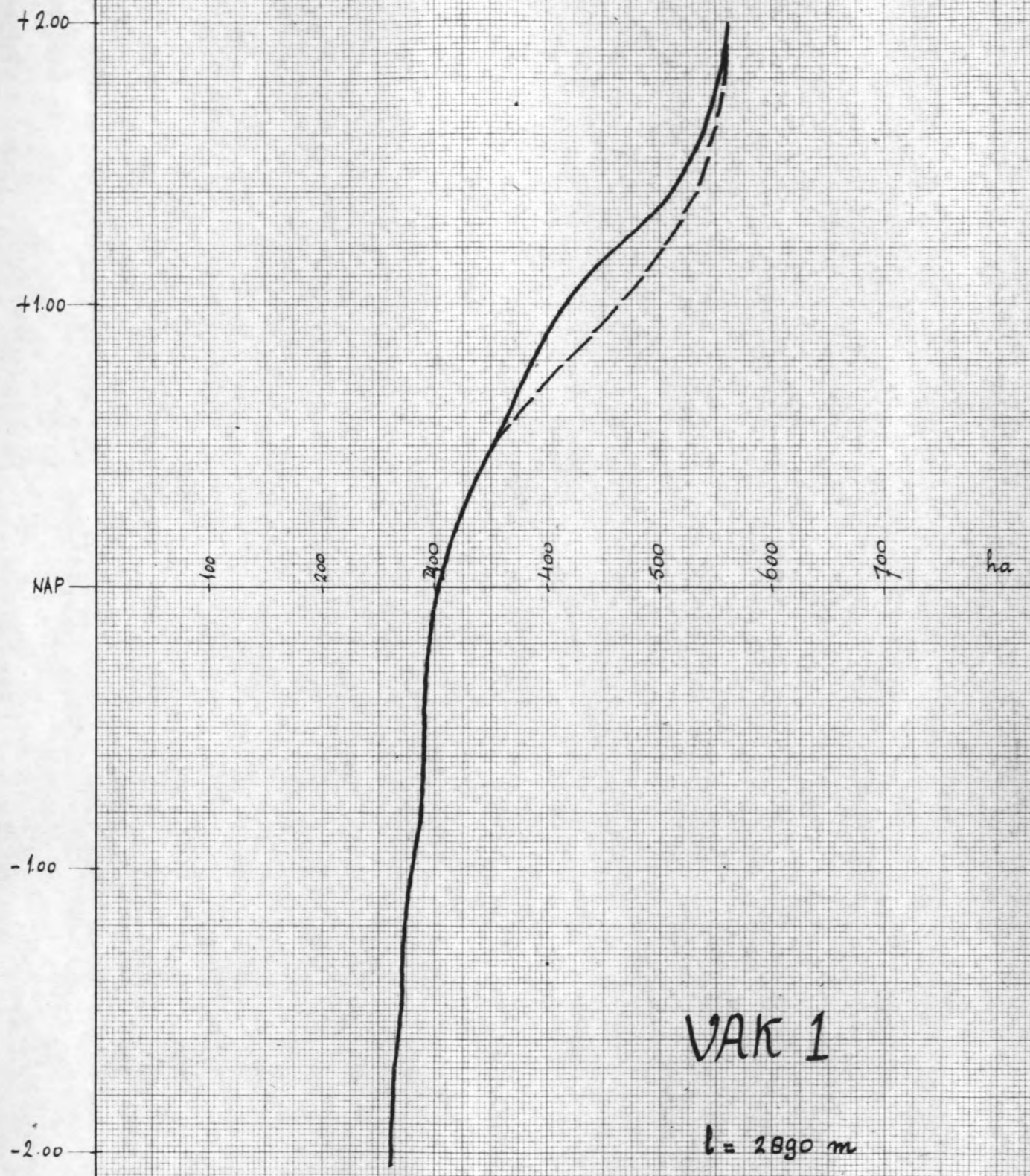
VAK 2

$l = 1099 \text{ m}$   
 $A_{s_{\text{NAP}}} = 6875 \text{ m}^2$   
 $A_{s_{-1.50}} = 6693 \text{ m}^2 \text{ t.o.v. NAP}$

$l = 1050.4 \text{ m}$   
 $A_{s_{\text{NAP}}} = 6465 \text{ m}^2$   
 $A_{s_{-1.50}} = 6125 \text{ m}^2 \text{ t.o.v. NAP}$

# KOMBERGINGSOPPERVLAKTE B

↑ R



— eigen schematisatie  
- - - na aanpassing

RANDVOORWAARDE ① bij gemiddeld getij

↑ h  
m

+2.00

1.80

1.60

1.40

1.20

+1.00

0.80

0.60

0.40

0.20

NAP

0.20

0.40

0.60

0.80

-1.00

1.20

1.40

1.60

1.80

-2.00

- Vrouwspanpolder
- Rnw ①
- Aangepaste Rnw ①
- Vlietpolder
- Veene

0 1 2 3 4 5 6 7 8 9 10 11 12 12.25

# RANDVOORWAARDE ⑨ bij gemiddeld getij

↑ h  
m

+2.00

1.80

1.60

1.40

1.20

+1.00

0.80

0.60

0.40

0.20

0

0.20

0.40

0.60

0.80

-1.00

1.20

1.40

1.60

1.80

-2.00

Extra aanpassing Rivo ⑨

Colijnsplaat  
Kats en aangepaste Rivo ⑨  
Kortgene  
Rivo ⑨  
Wemeldinge

Veere  
Colijnsplaat  
Aangepaste Rivo ②  
Kortgene  
Rivo ⑨  
Kats  
Wemeldinge



# HARMONISCHE ANALYSE

Randvoorwaarde ① gemiddeld getij

SCHEMA van RUNGE

$y_0 = +83$	$\sigma_0 = y_{12} = y_0$ +83	$\sigma_1 = y_1 + y_{11}$ +138	$\sigma_2 = y_2 + y_{10}$ +68	$\sigma_3 = y_3 + y_9$ -19	$\sigma_4 = y_4 + y_8$ -107	$\sigma_5 = y_5 + y_7$ -190	$\sigma_6 = y_6$ -111	
$y_1 = +141$		$\delta_1 = y_1 - y_{11}$ +144	$\delta_2 = y_2 - y_{10}$ +190	$\delta_3 = y_3 - y_9$ +197	$\delta_4 = y_4 - y_8$ +157	$\delta_5 = y_5 - y_7$ +92		
$y_2 = +133$	$\sigma\sigma_0 = \sigma_0 + \sigma_6$ -28		$\sigma\sigma_1 = \sigma_1 + \sigma_5$ -52		$\sigma\sigma_2 = \sigma_2 + \sigma_4$ -39		$\sigma\sigma_3 = \sigma_3$ -19	
$y_3 = +89$	$\delta\sigma_0 = \sigma_0 - \sigma_6$ +194		$\delta\sigma_1 = \sigma_1 - \sigma_5$ +328		$\delta\sigma_2 = \sigma_2 - \sigma_4$ +175			
$y_4 = +25$	$\sigma\sigma_0 + \sigma\sigma_2$ I -67	$\sigma\sigma_1 + \sigma\sigma_3$ II -71	$\delta\sigma_0 + \frac{1}{2} \delta\sigma_2$ I +282	$0,866 \delta\sigma_1$ II +284	$\sigma\sigma_0 - \frac{1}{2} \sigma\sigma_2$ I -8	$-\sigma\sigma_3 + \frac{1}{2} \sigma\sigma_1$ II -7	$\delta\sigma_0$ I +194	$-\delta\sigma_2$ II -175
$y_5 = -49$	$12 b_0 = I + II$ -138		$6 b_1 = I + II$ +566		$6 b_2 = I + II$ -15		$6 b_3 = I + II$ +19	
$y_6 = -111$	$12 b_6 = I - II$ +4		$6 b_5 = I - II$ -2		$6 b_4 = I - II$ -1			
$y_7 = -141$	$\sigma\sigma_1 = \sigma_1 + \sigma_5$ +236		$\sigma\sigma_2 = \sigma_2 + \sigma_4$ +355		$\sigma\sigma_3 = \sigma_3$ +197			
$y_8 = -132$	$\delta\sigma_1 = \sigma_1 - \sigma_5$ +52		$\delta\sigma_2 = \sigma_2 - \sigma_4$ +41					
$y_9 = -108$			$\frac{1}{2} \sigma\sigma_1 + \sigma\sigma_3$ I +315	$0,866 \sigma\sigma_2$ II +308	$0,866 \delta\sigma_1$ I +45	$0,866 \delta\sigma_2$ II +36	$\sigma\delta_1$ I +236	$-\sigma\delta_3$ II -197
$y_{10} = -65$			$6 a_1 = I + II$ +623		$6 a_2 = I + II$ +81		$6 a_3 = I + II$ +39	
$y_{11} = -3$			$6 a_5 = I - II$ +7		$6 a_4 = I - II$ +9			
$y_{12} = +83$								
cos. coëff. $b_i$	$b_0 = -11.5$	$b_1 = +94.4$	$b_2 = -2.5$	$b_3 = +3.2$	$b_4 = -0.17$	$b_5 = -0.33$	$b_6 = +0.67$	
sin. coëff. $a_i$		$a_1 = +103.8$	$a_2 = +13.5$	$a_3 = +6.5$	$a_4 = +1.5$	$a_5 = +1.17$		
$\sqrt{a_i^2 + b_i^2}$								
$\text{tg } a_i/b_i$								
$y = + \cos(wt - ) + \cos(2wt - ) + \cos(3wt - ) + \cos(4wt - ) + \cos(5wt - ) + \cos(6wt - )$							B'JLAGE IV-1-HA-1	

# HARMONISCHE ANALYSE

Randvoorwaarde (9) gemiddeld getij

SCHEMA van RUNGE

$y_0 = +42$	$G_0 = y_{12} = y_0$ +42	$G_1 = y_1 + y_{11}$ +88	$G_2 = y_2 + y_{10}$ +69	$G_3 = y_3 + y_9$ +11	$G_4 = y_4 + y_8$ -78	$G_5 = y_5 + y_7$ -136	$G_6 = y_6$ -76	
$y_1 = +118$		$\delta_1 = y_1 - y_{11}$ +148	$\delta_2 = y_2 - y_{10}$ +237	$\delta_3 = y_3 - y_9$ +273	$\delta_4 = y_4 - y_8$ +234	$\delta_5 = y_5 - y_7$ +130		
$y_2 = +153$	$\delta G_0 = G_0 + G_6$ -34		$\delta G_1 = G_1 + G_5$ -48		$\delta G_2 = G_2 + G_4$ -9		$\delta G_3 = G_3$ +11	
$y_3 = +142$	$\delta G_0 = G_0 - G_6$ +118		$\delta G_1 = G_1 - G_5$ +224		$\delta G_2 = G_2 - G_4$ +147			
$y_4 = +78$	$\delta G_0 + \delta G_2$ I -43	$\delta G_1 + \delta G_3$ II -37	$\delta G_0 + \frac{1}{2} \delta G_2$ I +192	$0,866 \delta G_1$ II +194	$\delta G_0 - \frac{1}{2} \delta G_2$ I -30	$-\delta G_3 + \frac{1}{2} \delta G_1$ II -35	$\delta G_0$ I +118	$-\delta G_2$ II -147
$y_5 = -3$	$12 b_0 = I + II$ -80		$6 b_1 = I + II$ +386		$6 b_2 = I + II$ -65		$6 b_3 = I + II$ -29	
$y_6 = -76$	$12 b_6 = I - II$ -6		$6 b_5 = I - II$ -2		$6 b_4 = I - II$ +5			
$y_7 = -133$	$\delta G_1 = \delta_1 + \delta_5$ +278		$\delta G_2 = \delta_2 + \delta_4$ +471		$\delta G_3 = \delta_3$ +273			
$y_8 = -156$	$\delta G_1 = \delta_1 - \delta_5$ +18		$\delta G_2 = \delta_2 - \delta_4$ +3					
$y_9 = -131$			$\frac{1}{2} \delta G_1 + \delta G_3$ I +412	$0,866 \delta G_2$ II +408	$0,866 \delta G_1$ I +16	$0,866 \delta G_2$ II +3	$\delta G_1$ I +278	$-\delta G_3$ II -273
$y_{10} = -84$			$6 a_1 = I + II$ +820		$6 a_2 = I + II$ +19		$6 a_3 = I + II$ +5	
$y_{11} = -30$			$6 a_5 = I - II$ +4		$6 a_4 = I - II$ +13			
$y_{12} = +42$								

cos. coëff.  $b_i$      $b_0 = -6.7$      $b_1 = +64.3$      $b_2 = -10.8$      $b_3 = -4.8$      $b_4 = +0.8$      $b_5 = -0.3$      $b_6 = -0.5$

sin. coëff.  $a_i$      $a_1 = +136.7$      $a_2 = +3.2$      $a_3 = +0.8$      $a_4 = +2.2$      $a_5 = +0.7$

$\sqrt{a_i^2 + b_i^2}$

$\text{tg } a_i/b_i$

$y = + \cos(wt - ) + \cos(2wt - ) + \cos(3wt - ) + \cos(4wt - ) + \cos(5wt - ) + \cos(6wt - )$

BIJLAGE IV-1-HA-2

# VERTICAAL en HORIZONTALAAL GETY bij gemiddeld getij

## Berekening I $T_0$ -toestand onvertakte geul

$\uparrow Q$   
 $m^3/s$   
 $\uparrow h$   
 meter

+1000 +2.00  
 500 1.80  
 4000 1.60  
 3500 1.40  
 3000 1.20  
 +2500 +1.00  
 2.000 0.80  
 1.500 0.60  
 1.000 0.40  
 500 0.20  
 0 NAP  
 500 0.20  
 1000 0.40  
 1500 0.60  
 2000 0.80  
 -2500 -1.00  
 3000 1.20  
 3500 1.40  
 4000 1.60  
 4500 1.80  
 5000 -2.00

Ruw ①  
 Kortgene  
 Referentie Kortgene  
 Referentie Veere  
 Veere  
 Ruw ⑨

Q KORTGENE

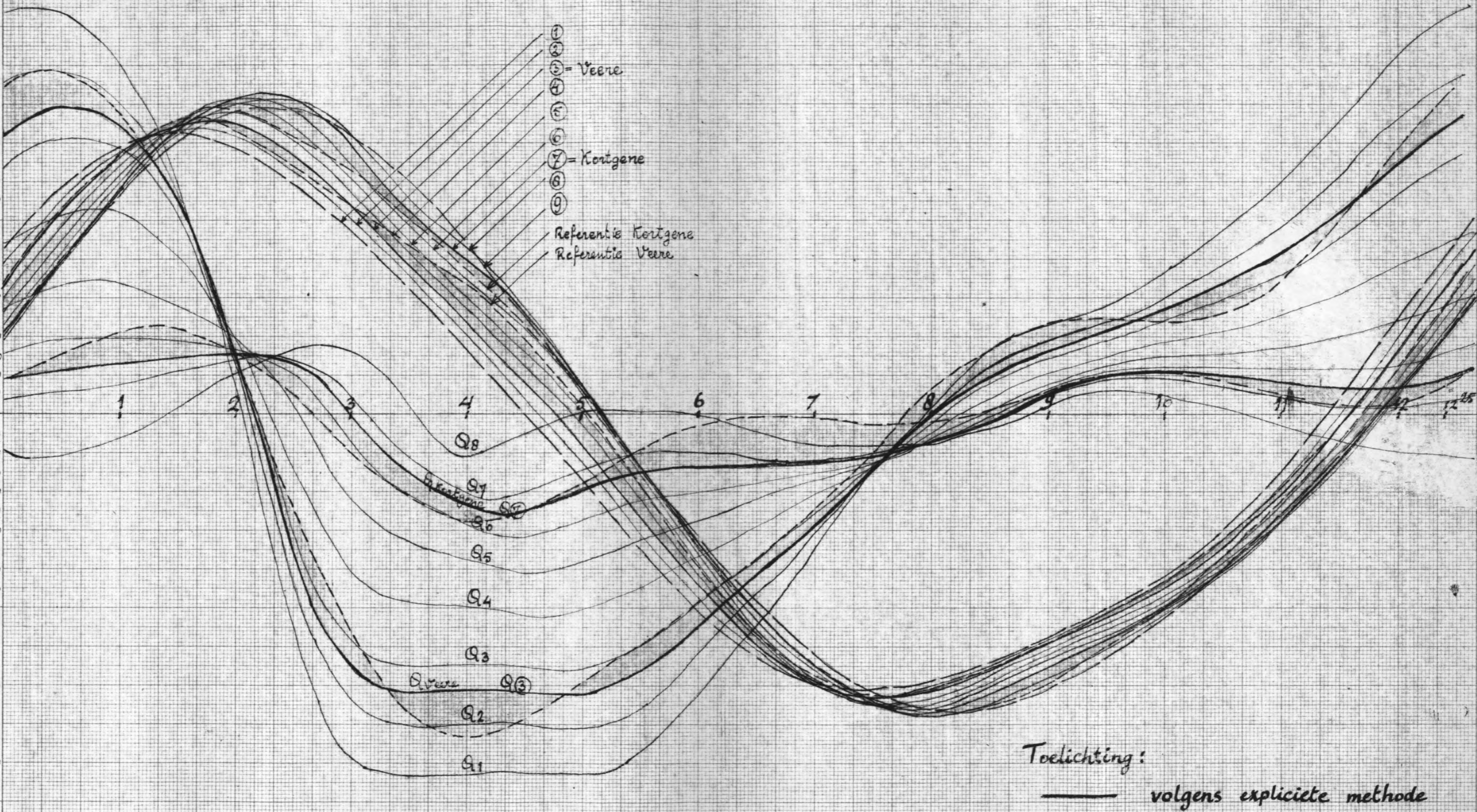
Q VEERE

**Toelichting**  
 ————— volgens expliciete methode  
 - - - - - vert. getij volgens gemiddelde getijkrommen  
 - - - - - hor. getij volgens harmonische berekening uitgevoerd door Rijkswaterstaat.

# VERTICAAL en HORIZONTAAL GETY bij gemiddeld getij

Berekening IV  $T_0$ -toestand onvertakte geul

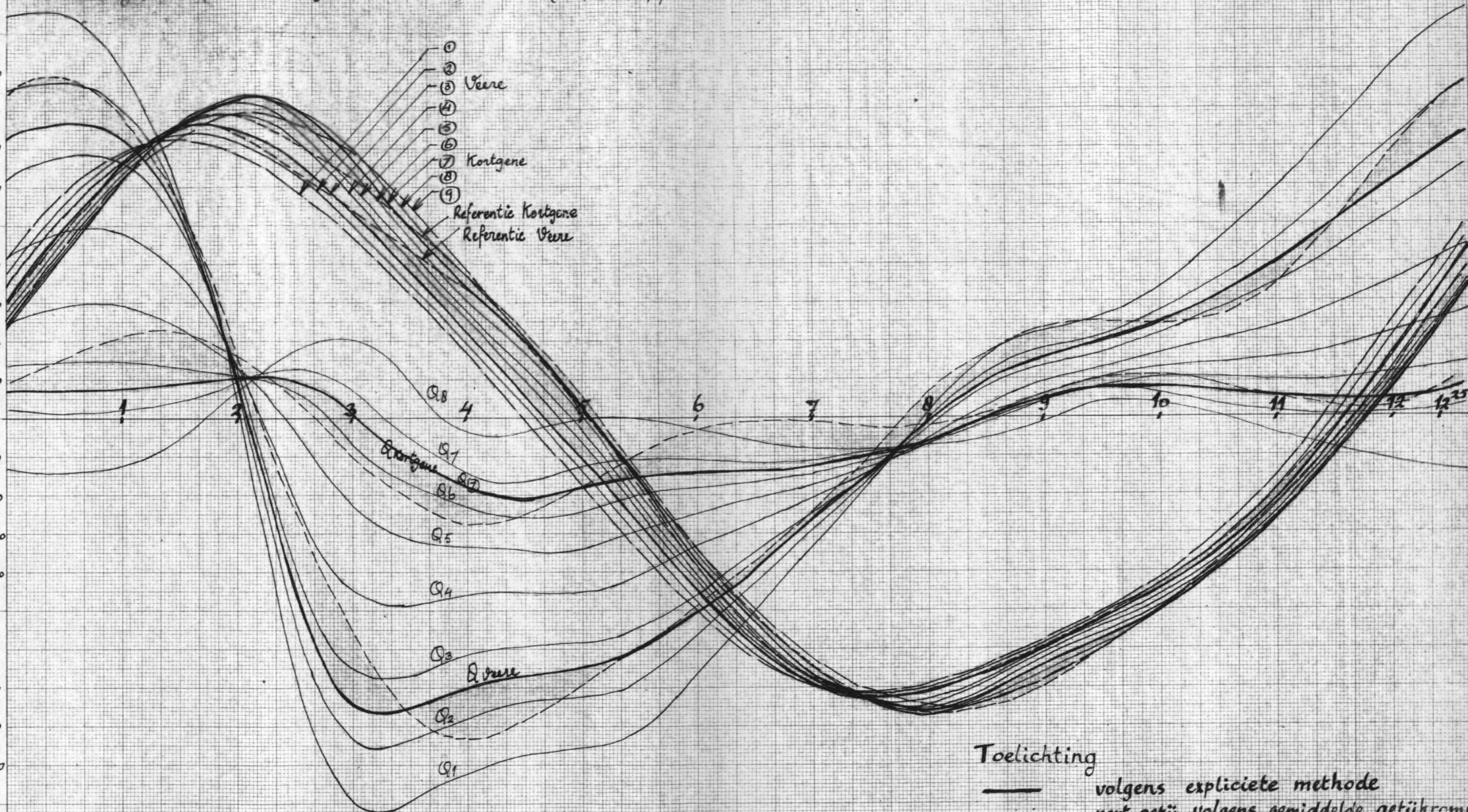
+  
 Vl  
 1 m/s  
 5000  
 4500  
 4000  
 3500  
 3000  
 +2500 +1.00  
 2000  
 1500  
 1000  
 500  
 0  
 500  
 1000  
 1500  
 2000  
 -2500 -1.00  
 3000  
 3500  
 4000  
 4500  
 5000 -2.00  
 El  
 -



**Toelichting:**  
 ————— volgens expliciete methode  
 - - - - - vert. getij volgens gemiddelde getijkrommen  
 - · - · - hor. getij volgens harmonische berekening uitgevoerd door Rijkswaterstaat

VERTICAAL en HORIZONTALAAL GETY bij gemiddeld getij  
 berekening VI onvertakte geul To - toestand (definitief)

VE  
 p q p h  
 5000  $\frac{m^3}{s}$  + 200m  
 4500 1.80  
 4000 1.60  
 3500 1.40  
 3000 1.20  
 + 2500 +1.00  
 2000 0.80  
 1500 0.60  
 1000 0.40  
 500 0.20  
 0  
 500 0.20  
 1000 0.40  
 1500 0.60  
 2000 0.80  
 - 2500 -1.00  
 3000 1.20  
 3500 1.40  
 4000 1.60  
 4500 1.80  
 5000 -2.00

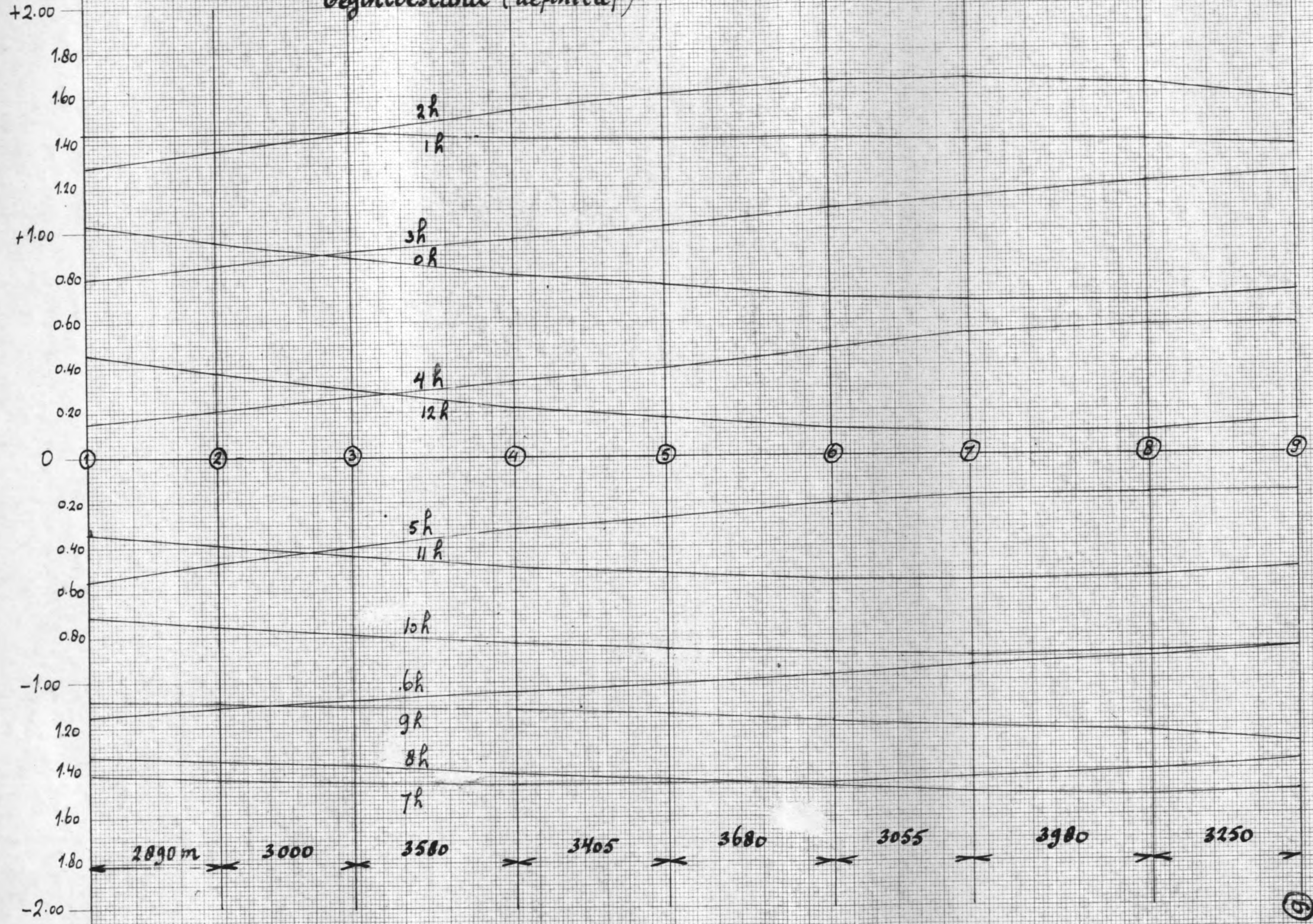


①  
 ②  
 ③ Veere  
 ④  
 ⑤  
 ⑥ Kortgene  
 ⑦  
 ⑧  
 ⑨  
 Referentie Kortgene  
 Referentie Veere

Q8  
 Q7  
 Q6  
 Q5  
 Q4  
 Q3  
 Q2  
 Q1

Toelichting  
 ————— volgens expliciete methode  
 - - - - - vert getij volgens gemiddelde getijkrommen  
 - . - . - hor. getij volgens harmonische berekening  
 uitgevoerd door Rijkswaterstaat

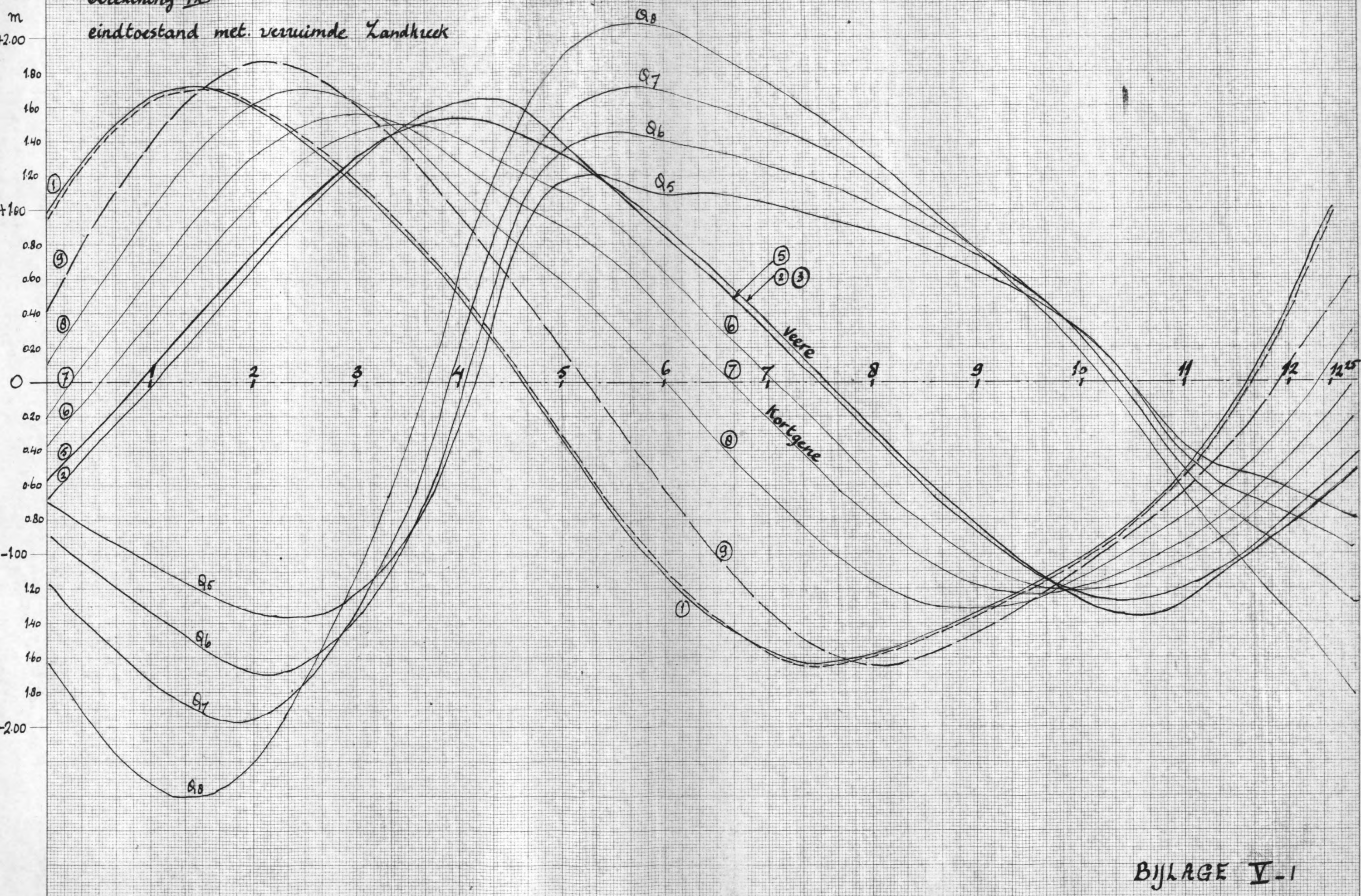
VERHANGLIJNEN bij gemiddeld getij  
 berekening VI onvertakte geul  
 begintoestand (definitief)



Randvoorwaarde ① Veere Kortgene Randvoorwaarde ⑨  
 2890m    3000    3580    3405    3680    3055    3980    3250

VERTICAAL en HORIZONTALAAL GETY bij gemiddeld springtij  
 Berekening IX  
 eindtoestand met. verruimde Landkrcek

$Q \uparrow$   $h \uparrow$   
 $m^3/s$   $m$   
 5000 +2.00  
 4500 1.80  
 4000 1.60  
 3500 1.40  
 3000 1.20  
 +2500 +1.00  
 2000 0.80  
 1500 0.60  
 1000 0.40  
 500 0.20  
 0  
 500 0.20  
 1000 0.40  
 1500 0.60  
 2000 0.80  
 -2500 -1.00  
 3000 1.20  
 3500 1.40  
 4000 1.60  
 4500 1.80  
 5000 -2.00  
 5500  
 6000



# GEMIDDELTE SNELHEDEN, Berekening IX

eindtoestand met veruimde Landkuuk bij gemiddeld springtij

$v$   
↑  
m/s

+2.00

1.80

1.60

1.40

1.20

+1.00

0.80

0.60

0.40

0.20

0

0.20

0.40

0.60

0.80

-1.00

1.20

1.40

1.60

1.80

-2.00

1

2

3

4

5

6

7

8

9

10

11

12

12.25

$v_8$

$v_7$

$v_6$

$v_5$

$v_5$

$v_6$

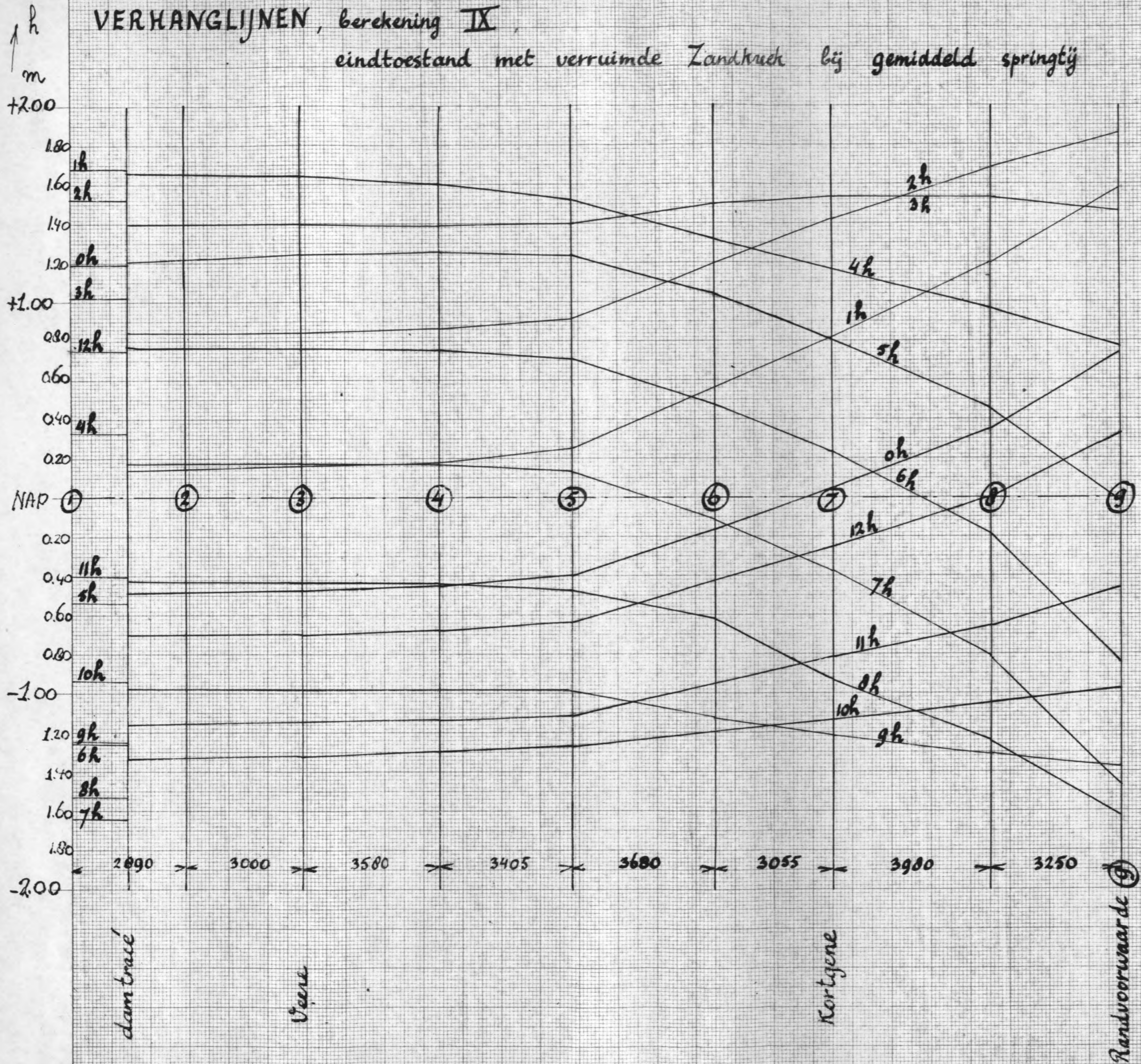
$v_7$

$v_8$



# VERHANGLIJNEN, berekening IX

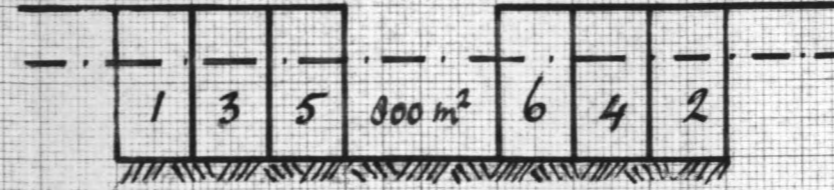
eindtoestand met verruimde Zandkuch bij gemiddeld springtij



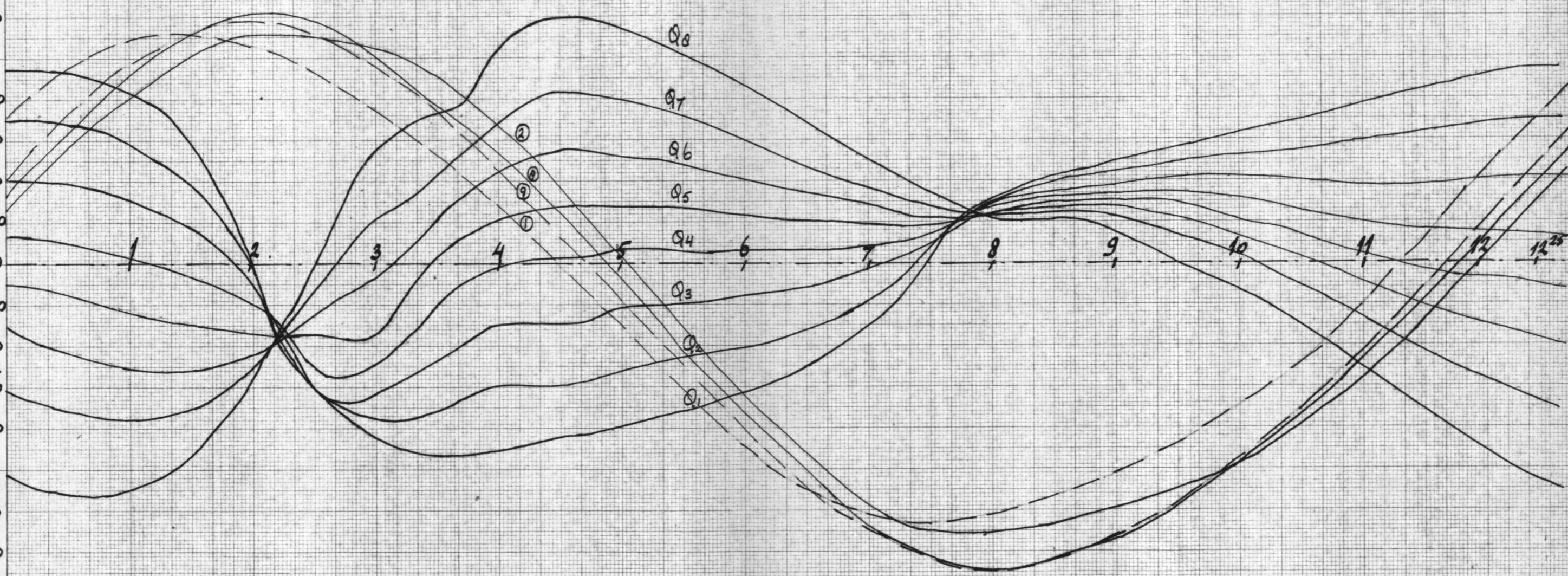
VERTICAAL en HORIZONTALAAL GETY bij gemiddeld doortij

Berekening XII

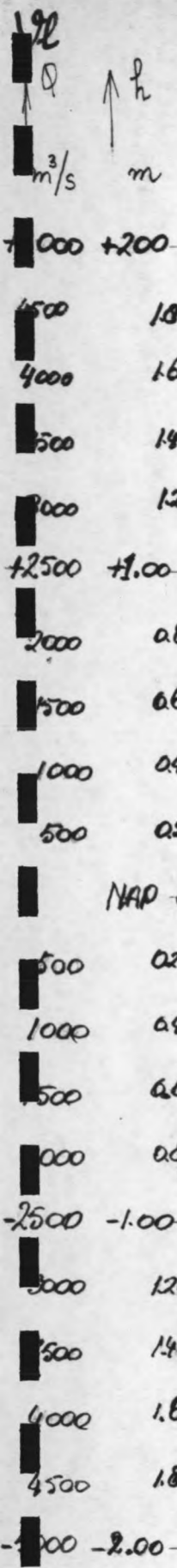
Sluitgat - 8 x 100 m



$Q$  ↑  $h$   
 $m^3/s$   $m$   
 +1000 +200  
 500 180  
 4000 160  
 500 140  
 1000 120  
 +2500 +100  
 1000 080  
 1500 060  
 1000 040  
 500 020  
 NAP 0  
 500 020  
 1000 040  
 1500 060  
 2000 080  
 -2500 -100  
 3000 120  
 500 140  
 1000 160  
 4500 180  
 -5000 -200



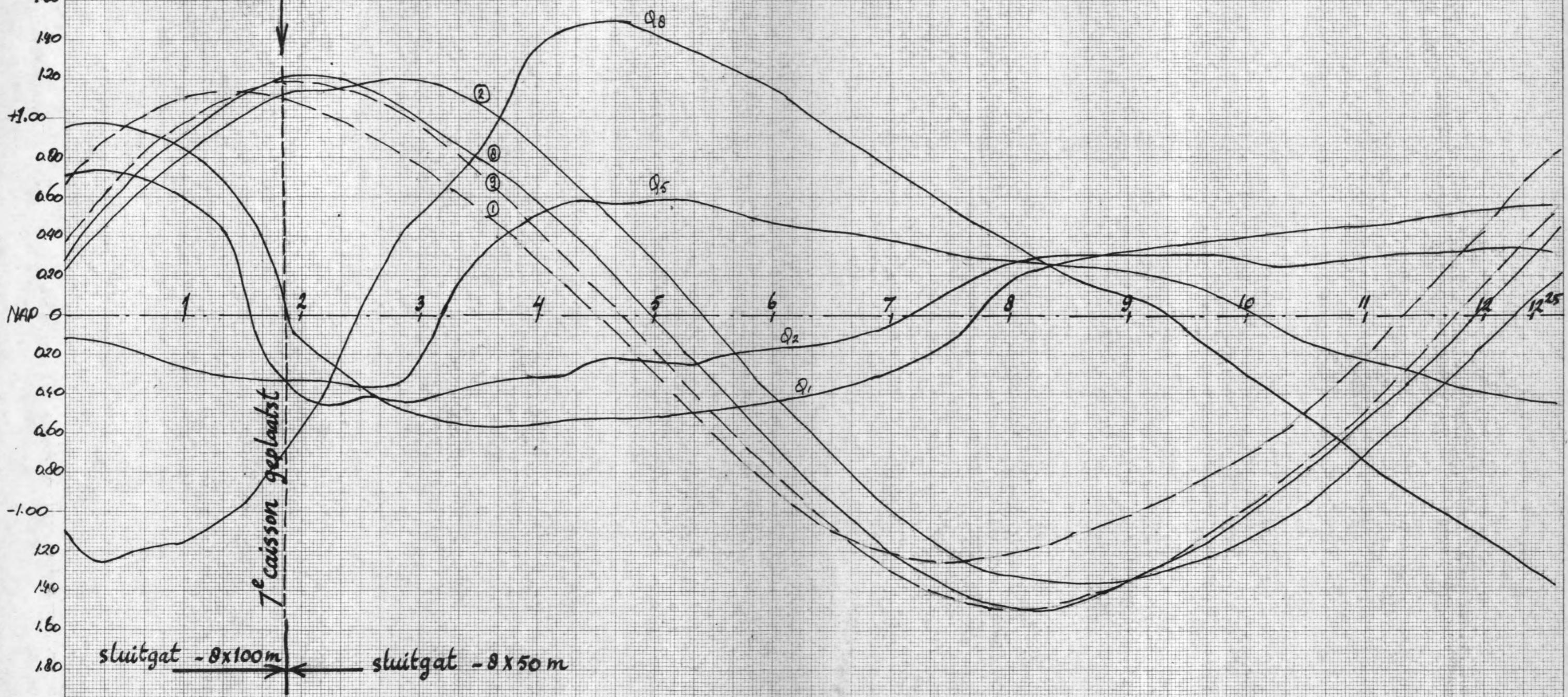
VERTICAAL en HORIZONTALAAL GETY bij gemiddeld doodtij  
 berekening XIII, plaatsing 7<sup>de</sup> caisson



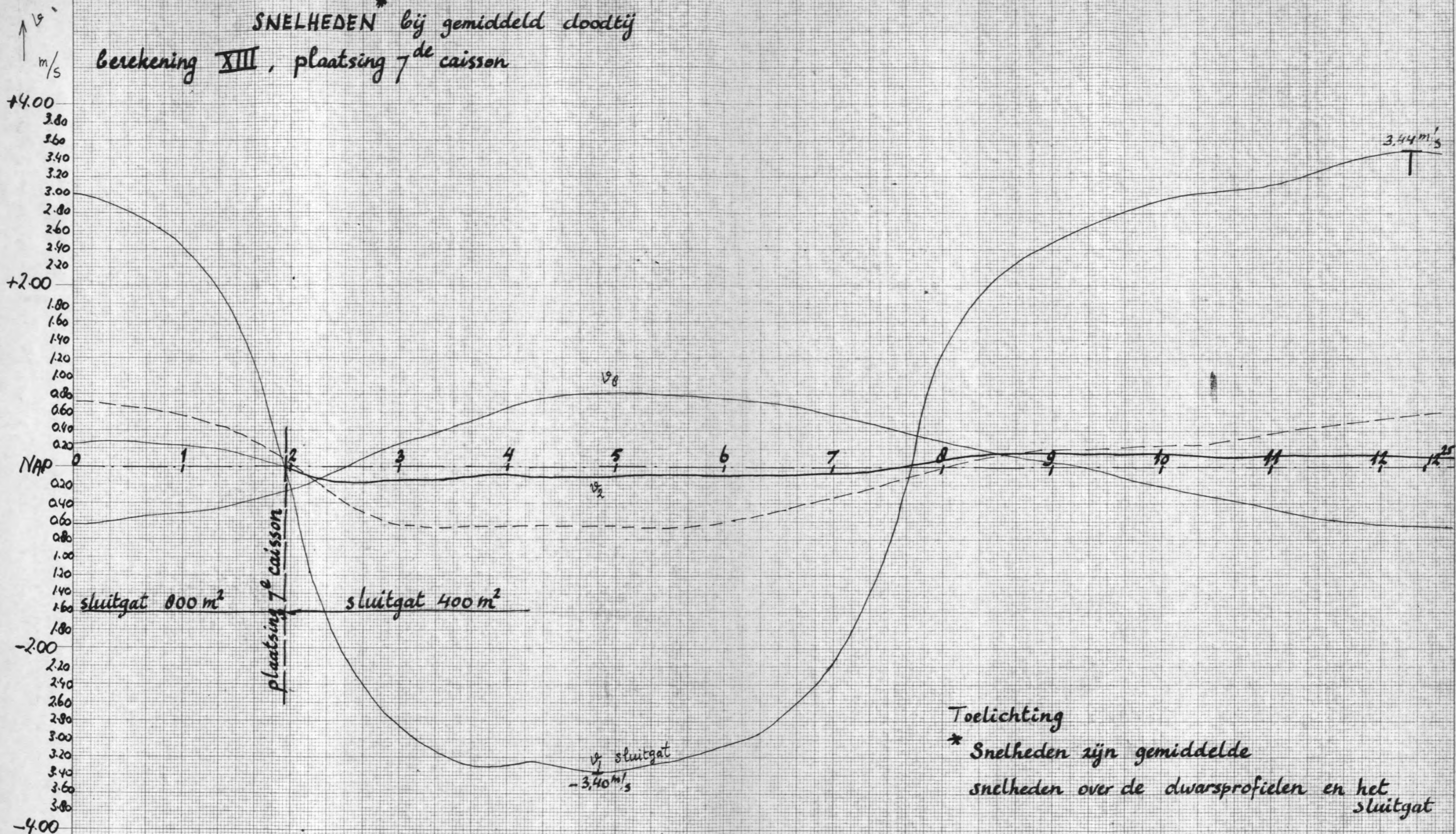
afzinken 7<sup>de</sup> caisson

7<sup>e</sup> caisson geplaatst

sluitgat - 8x100m      sluitgat - 8x50m

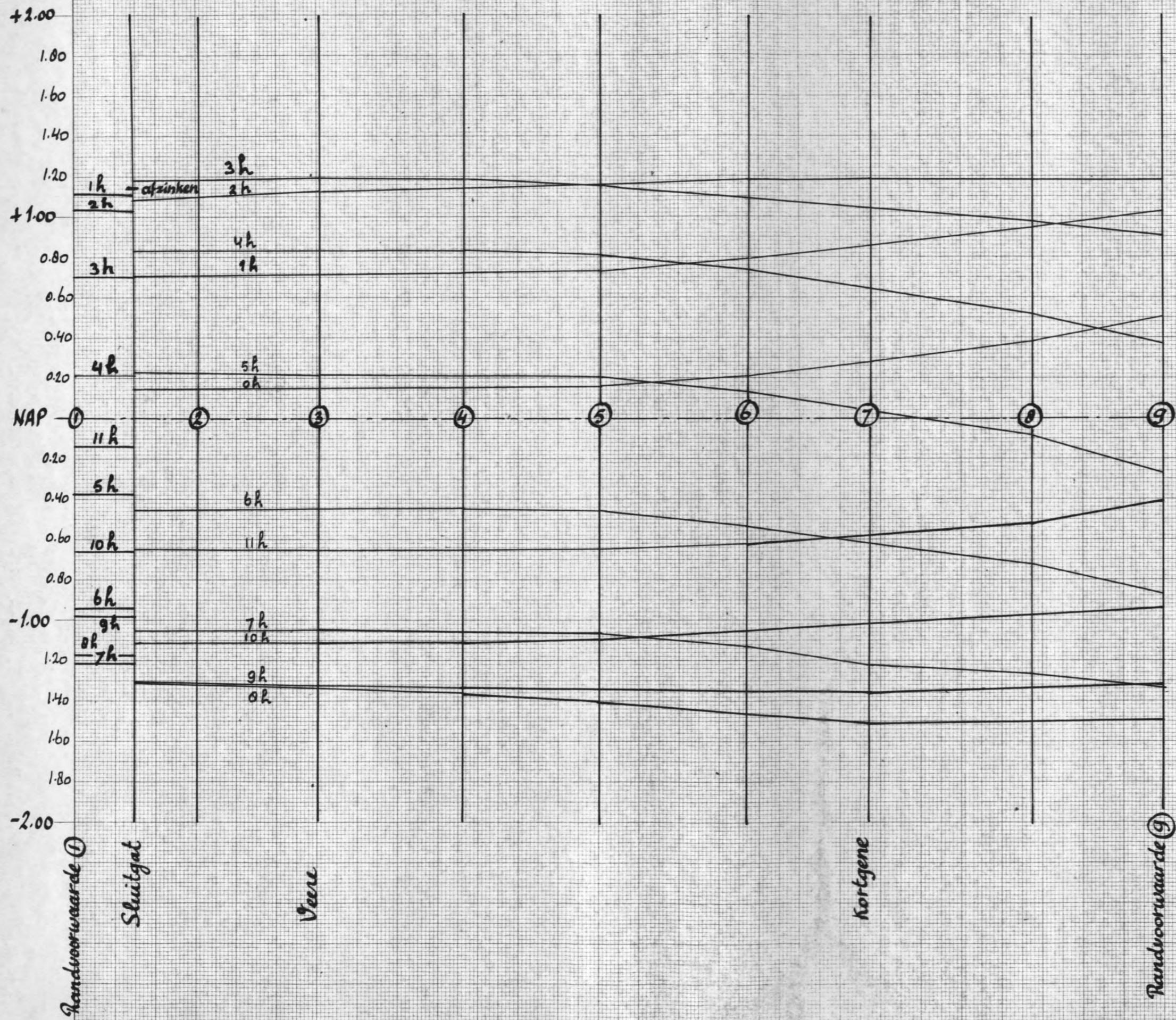


SNELHEDEN\* bij gemiddeld doodtij  
 Berekening XIII, plaatsing 7<sup>de</sup> caisson



↑ h  
m

# VERHANGLIJNEN bij gemiddeld doodtij plaatsing 7de caisson



VERBAND DOORSNEDEVERMINDERING sluitgat en TOENAME MAX. SNELHEID  
bij gemiddeld doottij

