

waterloopkundig laboratorium  
delft hydraulics laboratory

compartimentering Oosterschelde

Philipsdam

stabiliteit overlaat Hoog Bekken

AFGEHANDELD

verslag berekeningen

---

R 1666

juni 1981

04.050.1331

Wetenschappelijk Instituut  
Rijksuniversiteit Groningen  
Postbus 30.001 3000 RB Groningen

---

compartimentering Oosterschelde

Philipsdam  
stabiliteit overlaat Hoog Bekken

verslag berekeningen

---

R 1666

juni 1981

## INHOUD

	blz.
1. <u>Inleiding</u> .....	1
2. <u>Samenvatting en konklusies</u> .....	2
3. <u>Opzet van de berekeningen</u> .....	5
3.1 Getijberekening.....	5
3.2 Stabiliteitsberekening.....	6
4. <u>Resultaten van de berekeningen</u> .....	9
4.1 Situatie op 10 februari 1981.....	9
4.2 Situatie tijdens ontwerp-storm.....	10
5. <u>Stabiliteit betonblokken</u> .....	12
5.1 Stabiliteit bij stroomaanval.....	12
5.2 Stabiliteit bij golfaanval.....	14
6. <u>Algemene ontwerpaspecten</u> .....	16

## REFERENTIES

## FIGUREN

- 1 Overzicht en dwarsprofiel overlaat Hoog Bekken
- 2 Kombergingsoppervlakte Hoog Bekken
- 3 Stabiliteit volgens M 711-II
- 4 Stabiliteit volgens Knauss
- 5 Stabiliteit volgens W.E.S.

### Situatie op 10 februari 1981; overlaat 280 m

- 6 Waterstanden
- 7, 8 Debieten en stroomsnelheden
- 9...12 Overzicht veiligheidsfactoren

### Situatie tijdens ontwerpstorm; overlaat 420 m

- 13, 14 Waterstanden
- 15...17 Debieten en stroomsnelheden
- 18 Overzicht veiligheidsfactoren
- 19 Minimum veiligheidsfactoren als functie van startwaarde binnenwaterstand

### Situatie tijdens ontwerpstorm; overlaat 280 m

- 20 Waterstanden
- 21...23 Debieten en stroomsnelheden
- 24 Overzicht veiligheidsfactoren
- 25 Minimum veiligheidsfactoren als functie van startwaarde binnenwaterstand

## PHILIPSDAM

### STABILITEIT OVERLAAT HOOG BEKKEN

#### 1. Inleiding

Op 10 februari 1981 is bij laag water de ringdijk van het Hoge Bekken bij de Philipsdam (figuur 1) gesloten. Tijdens het hieropvolgende hoog water, waarbij een verhoging van het voorspelde hoogwater is opgetreden van 0,80 m, is het bekken door middel van de overlaat in de ringdijk gevuld. Door de stroming over de kruin van de volgens het bestek uitgevoerde overlaat is op een groot aantal plaatsen stabiliteitsverlies opgetreden van het benedenstroomse deel van de kruin en het benedenstroomse talud.

Teneinde te kunnen vaststellen in hoeverre dit stabiliteitsverlies alleen een gevolg is geweest van de extreem lage waterstand op het bekken (NAP -0,80 m) of mede veroorzaakt is door een te licht ontwerp (stortsteen 10/60 kg) zijn getij- en stabiliteitsberekeningen uitgevoerd.

In dit verslag worden de resultaten van de berekeningen gepresenteerd, waarbij in eerste instantie is getracht het opgetreden stabiliteitsverlies te reproduceren. Aansluitend zijn berekeningen uitgevoerd bij een ontwerp-storm voor de situatie dat het Hoge Bekken als bufferbekken funktioneert, waarbij hogere binnenwaterstanden optreden dan op 10 februari 1981. Aan de hand van deze berekeningen kan een eventueel aangepast ontwerp voor de overlaat in de ringdijk worden vastgesteld.

De berekeningen zijn uitgevoerd door ing. G. Hartsuiker. Het verslag is samengesteld door ir. G.J. Akkerman en ing. G. Hartsuiker.

## 2. Samenvatting en konklusies

Er zijn berekeningen uitgevoerd voor de waterbeweging over de kruin en op het bekken en voor de stabiliteit van de stortsteen van de overlaat. Deze berekeningen zijn verricht voor de situatie op 10 februari 1981 en voor de situatie tijdens een ontwerp-storm.

De berekening van de waterbeweging is uitgevoerd met behulp van een eenvoudig getijberekeningsprogramma. De bij de berekening benodigde grootheden, zoals: waterstandsverloop buiten het bekken, kombergingskarakteristiek van het bekken en de afmetingen van het sluitgat zijn ontleend aan gegevens van Rijkswaterstaat. Voor de situatie op 10 februari 1981 is een variatie in kruinhoogte toegepast en voor de situatie tijdens een ontwerp-storm variaties in kruinlengte en startwaarde van de waterstand op het bekken.

De stabiliteitsberekeningen voor de situatie op 10 februari 1981 zijn uitgevoerd volgens drie verschillende methoden. Aan de hand van de resultaten kan worden bepaald welke methode, voor de speciale omstandigheden bij de overlaat, de beste overeenkomst geeft met de gekonstateerde verschijnselen (speciale omstandigheden zijn: lage benedenwaterstand, betonblokken op de kruin en vrijwel dichte kern). De toegepaste methoden van stabiliteitsberekeningen zijn: volgens resultaten uit het modelonderzoek M 711, deel II, volgens gegevens van Knauss en volgens bewerkte gegevens van het Waterways Experiment Station (W.E.S.).

Gelet op de onderzochte damvormen zal een berekening volgens de gegevens van W.E.S. de meeste overeenkomst moeten vertonen. Berekeningen volgens M 711-II zijn alleen toepasbaar voor de kruin en voor een benedenstroomse waterstand hoger dan de kruin, terwijl de berekeningen volgens Knauss geldig zijn voor het benedenstroomse talud en voor een benedenwaterstand lager dan de kruin.

De uitgevoerde berekeningen voor de ontwerp-storm geven aan in hoeverre het ontwerp van de overlaat moet worden aangepast en hierbij kan onderscheid worden gemaakt tussen het binnentalud en het buitentalud (gevaar voor schade tijdens respectievelijk vullen en ledigen van het bekken).

In dit verslag wordt tevens een beschouwing gegeven over de stabiliteit van betonblokken op de kruin en/of op het binnentalud van de overlaat onder invloed van stroomaanval of golfaanval. Bovendien worden enige algemene ontwerp-aspekten behandeld.

Aan de hand van de berekeningen van de waterbeweging en de stabiliteit van de stortsteen kunnen de volgende konklusies worden getrokken:

1. De waterbeweging op het bekken voor de situatie op 10 februari 1981 kan tot het moment van optreden van schade worden gereproduceerd door de berekeningen met een kruinhoogte op NAP +1,95 m. Na het optreden van schade gaat het vullen sneller dan de berekening aangeeft in verband met de plaatselijk verlaagde kruinhoogte. Voor deze fase geven de berekeningen met een kruinhoogte op NAP +1,85 m meer overeenkomst.
2. De stabiliteitsberekeningen volgens M711-II zijn slechts beperkt toepasbaar (benedenwaterstand boven de kruin). Voorzover toepasbaar geeft deze methode geen stabiliteitsverlies aan (veiligheidsfactoren 1,2 à 1,3). In het prototype is de schade opgetreden bij benedenwaterstanden lager dan de kruin.
3. De stabiliteitsberekeningen volgens Knauss geven een beperkte overeenkomst met de gekonstateerde gebeurtenissen. Er kan volgens deze methode stabiliteitsverlies optreden, doch het tijdstip waarop dit kan gebeuren ligt duidelijk later dan het gekonstateerde tijdstip van schade.
4. De stabiliteitberekeningen volgens W.E.S. geven een goede overeenkomst met de gekonstateerde gebeurtenissen op 10 februari 1981, zowel ten aanzien van het tijdstip van optreden van een kritieke situatie (veiligheidsfactor  $\approx 1,0$ ), als het aangeven van de mogelijkheid van stabiliteitsverlies (veiligheidsfactor  $< 1,0$ ).

De stabiliteitsberekeningen bij een ontwerp-storm voor de situatie dat het Hoge Bekken als bufferbekken in bedrijf is, zijn uitgevoerd volgens de gegevens van W.E.S. Uit de resultaten van deze berekeningen kunnen de volgende konklusies worden getrokken:

5. Het binnentalud van de overlaat is voor de situatie van vullen stabiel, indien stortsteen 60/300 kg wordt toegepast (minimum veiligheidsfactor 1,3 à 1,4 bij startwaarde N.A.P. +0,50 m). De startwaarde op het bekken, voor het begin van vullen, heeft een grote invloed op de optredende veiligheidsfactoren (lage startwaarde geeft lage veiligheidsfactor).
6. Het buitentalud van de overlaat is voor de situatie van ledigen (na de ontwerp-storm) stabiel, indien stortsteen 10/60 kg wordt toegepast (veiligheidsfactor 1,8 à 2,0).

Aan de hand van de beschouwing over betonblokken op de kruin en/of op het binnentalud onder invloed van stroomaanval of golfaanval kunnen de volgende konklusies worden getrokken:

7. Betonblokken op de kruin hebben een grote stabiliteit ten aanzien van stroomaanval, indien de blokken goed geplaatst en goed opgesloten zijn.

8. Betonblokken op het binnentalud hebben een grote stabiliteit ten aanzien van stroomaanval, indien een drukontlasting voor het uitwaartse verhang wordt aangebracht. De blokken moeten eveneens goed geplaatst en goed opgesloten zijn.
9. De stabiliteit van betonblokken op de kruin onder invloed van golfaanval (en stroomaanval) is moeilijk te schatten. Uit een berekening (met een aantal aannamen) blijkt, dat bij de betonblokken met een dikte van 0,2 m de golfhoogte beperkt moet blijven tot enige decimeters.



### 3. Opzet van de berekeningen

#### 3.1 Getijberekening

De berekening van de waterbeweging op het Hoge Bekken en op de kruin van de overlaats in de ringdijk is uitgevoerd met behulp van een eenvoudig getijberekeningsprogramma (kombergingsberekening). Er wordt bij de berekening van uit gegaan dat de waterspiegel op het bekken horizontaal is (op een bekken van deze afmetingen is dit ook vrijwel het geval).

De getijberekening kan worden uitgevoerd, indien de volgende grootheden bekend zijn:

- waterstandsverloop buiten het bekken,
- kombergingskarakteristiek van het bekken,
- afmetingen van het sluitgat (breedte, diepte),
- afvoercoëfficiënten van het sluitgat.

De stroming over de kruin van de overlaat wordt beschreven door de formules van onvolkomen of volkomen overlaat (voor de afvoercoëfficiënten is een waarde van 1,0 aangenomen). Er is aangenomen dat in verband met de relatief dichte kern van de ringdijk de stroming door de dijk, en hiermee het aandeel in de vulling of lediging van het bekken, te verwaarlozen is.

Het rekenproces wordt uitgevoerd met tijdstappen van 6 minuten. Tijdens het rekenproces worden grootheden welke voor de stabiliteitsberekeningen nodig zijn berekend en opgeslagen. Deze grootheden zijn onder andere: bovenstroomse en benedenstroomse waterstand en stroomsnelheid en waterstand op de kruin.

De berekening van de waterbeweging is uitgevoerd voor een tweetal situaties, namelijk:

1. situatie op 10 februari 1981
2. situatie tijdens ontwerp-storm.

#### ad 1

Bij deze situatie is de ringdijk gesloten. Het bekken is echter nog niet op diepte gebracht. In figuur 2 is de kombergingskarakteristiek voor deze situatie gegeven.

De lengte van de overlaat bedraagt ca. 280 m; de kruin van de overlaat is aangelegd op NAP +1,95 m, terwijl de ontwerp-hoogte (na inklinking) NAP +1,85 m bedraagt.

De waterstand op het bekken vóór het begin van vullen ligt op NAP -0,80 m.

De waterstand buiten het bekken is afgeleid van het meetpunt Philipsdam-West (stappenbaak).

De getijberekeningen zijn uitgevoerd voor twee kruinhoogten, namelijk NAP +1,95 m en NAP +1,85 m.

#### ad 2

Bij deze situatie is de ringdijk gesloten en het bekken is op diepte gebracht. In figuur 2 is de kombergingskarakteristiek voor deze situatie gegeven.

De lengte van de overlaat bedraagt 420 m of 280 m (afhankelijk van het al of niet doorgebaggerd zijn van de bouwput rond het riolensysteem); de kruin ligt op NAP +1,85 m.

De waterstand op het bekken zal normaal gesproken niet beneden NAP +0,50 m liggen. De waterstand buiten het bekken is afgeleid uit gegevens van Implic (storm met een H.W. van ca. NAP +3,50 m).

De getijberekeningen zijn uitgevoerd voor een lengte van de overlaat van 420 en 280 m en een startwaarde op het bekken van NAP, NAP +0,50 m of NAP +1,00 m.

### 3.2 Stabiliteitsberekening

De stabiliteit van de stortsteen op de kruin en het talud van de overlaat kan niet rechtstreeks worden gekoppeld aan verval of stroomsnelheid. Bij het bepalen van de stabiliteit is onder andere ook de waterdiepte boven de kruin in relatie tot de steenafmetingen en de drempelhoogte van invloed. Bij de overlaat spelen bovendien zaken mee zoals: de lage benedenwaterstand (duidelijk beneden de kruin), de betonblokken op de kruin en de vrijwel dichte kern.

De methoden voor het bepalen van de stabiliteit in dit bijzondere geval zijn beperkt. Teneinde een goed stabiliteitskriterium te kunnen kiezen zijn berekeningen uitgevoerd volgens 3 verschillende methoden. Aan de hand van de resultaten van deze berekeningen kan worden beoordeeld welke methode de beste benadering geeft van het op 10 februari 1981 opgetreden stabiliteitsverlies. Met behulp van de aldus gekozen methode kan uiteindelijk de stabiliteit tijdens de ontwerp-storm worden bepaald.

De toegepaste methoden voor het berekenen van de stabiliteit zijn:

1 Volgens resultaten uit M 711-II [1]

In figuur 3 wordt een beschrijving gegeven van deze methode. De formule van M 711-II is experimenteel bepaald voor een overlaat met een brede kruin bij

waarden van  $h_{dam}$  (waterdiepte boven de kruin), welke groter waren dan ca. 5 x de gemiddelde steendiameter. Uit een onderzoek van Ashida en Bayazit [2] blijkt, dat bij relatief kleine waterdiepten, de stroomparameter van Shields ( $\psi = \tau_{kr} / (\rho_s - \rho_w) D \cdot g$ ) toeneemt. De toename is afhankelijk van de verhouding waterdiepte/steendiameter. Indien wordt aangenomen dat de stroom op de drempelkruin op een vergelijkbare wijze zich als een eenparige stroom gedraagt, dan kunnen de kritieke stroomsnelheden volgens M 711-II worden aangepast zoals beschreven in figuur 3. Samenvattend kan worden gezegd dat deze methode geldig is voor het benedenstroomse deel van de kruin bij situaties dat de waterstand op de kruin niet te klein is en de benedenwaterstand hoger dan de kruin is.

### 2 Volgens gegevens van Knauss [3]

In figuur 4 wordt een beschrijving gegeven van deze methode. De formule van Knauss is toepasbaar voor de stabiliteit van stortsteen op een relatief lang talud zonder uitstromend water, zoals bijvoorbeeld bij "spillways" van stuwdammen. Uitgangspunten zijn dat de benedenwaterstand laag is en dat de stroming vrijwel evenwijdig aan het talud plaats vindt.

Samenvattend kan worden gezegd dat deze methode geldig is voor het benedenstroomse talud bij situaties dat de benedenwaterstand lager is dan de kruin.

### 3 Volgens gegevens van Waterways Experiment Station (W.E.S.) [4]

In figuur 5 wordt een beschrijving gegeven van deze methode. De methode volgens W.E.S. is ontleend aan stabiliteitsproeven voor dammen met en zonder toegangsweg (gelet op het dwarsprofiel bestaat er een grote overeenkomst tussen de onderzochte situaties en de situatie bij de overlaat). De dammen kunnen worden gekenmerkt als relatief lage dammen met een brede kruin en een dichte kern. Bij het onderzoek is een ruime variatie in benedenwaterstand toegepast.

Samenvattend kan worden gezegd dat deze methode geldig is voor het benedenstroomse talud bij situaties dat de benedenwaterstand hoger of lager dan de kruin is.

Er zijn geen stabiliteitsberekeningen uitgevoerd volgens gegevens van recent uitgevoerd onderzoek naar de stabiliteit van de Markiezaatskade (M 1741 [7]). De bij dit onderzoek toegepaste waarden van de verhouding  $D_n/d$  (steendiameter/damhoogte) zijn namelijk duidelijk groter dan bij de overlaat en bovendien is de gehele dam doorlatend (bij overlaat een dichte kern).

De stabiliteitsberekeningen zijn verricht voor een aantal situaties zoals beschreven in paragraaf 3.1. De voor de stabiliteitsberekeningen van belang zijnde grootheden zijn als volgt:

- gemiddeld steengewicht = 20 of 35 kg (voor situatie op 10 februari 1981; volgens opgave van R.W.S.)
- gemiddeld steengewicht = 35 of 180 kg (voor situatie tijdens ontwerp-storm)
- dichtheid stortsteen = 2725 kg/m<sup>3</sup>
- pakkingsfaktor  $\Phi = 0,625$
- helling binnentalud  $\psi = 14^{\circ}$  voor methode Knauss

Uit het gemiddeld steengewicht en de dichtheid is de nominale steendiameter bepaald volgens:

$$- D_n = \sqrt[3]{\text{gemiddeld steengewicht/dichtheid}}$$

Teneinde een beoordeling te kunnen maken over de reserve ten opzichte van stabiliteitsverlies en om de verschillende methoden onderling te kunnen vergelijken zijn er voor elke methode veiligheidsfactoren bepaald. De veiligheidsfactoren zijn als volgt gedefiniëerd:

- voor methode M 711-II

$$v\text{-kritiek} / v\text{-optredend}$$

- voor methode Knauss

$$q\text{-kritiek} / q\text{-optredend}$$

- voor methode W.E.S.

$$\sqrt{H_1\text{-kritiek} / H_1\text{-optredend}}$$

De beschreven veiligheidsfactoren geven in principe allemaal een beoordeling van de stabiliteit volgens een snelheidskriterium. Een uitzondering vormt de methode W.E.S. bij situaties van onvolkomen overlaat.

Een veiligheidsfactor lager dan 1,0 betekent in alle gevallen stabiliteitsverlies. Voor het ontwerpen van een stabiele topklaag zal een veiligheidsfactor van 1,3 à 1,4 gewenst zijn (N.B. bij de overlaat treden geen duidelijke kopeffecten op zoals bij het opstorten van een sluitkade; de stroming is vrijwel tweedimensionaal).

#### 4. Resultaten van de berekeningen

##### 4.1 Situatie op 10 februari 1981

In figuur 6 worden voor de twee varianten van kruinhoogte de waterstanden gegeven aan de buitenzijde van het bekken (gemeten) en op het bekken (berekend). De figuren 7 en 8 geven de berekende debieten en stroomsnelheden. De stroomsnelheden bereiken tijdens het vullen maximum waarden van 2,00 à 2,15 m/s (afhankelijk van de kruinhoogte) en bij het ledigen waarden van 1,00 à 1,10 m/s.

In de figuren 9 tot en met 12 wordt een overzicht gegeven van de optredende veiligheidsfactoren bij de verschillende methoden van stabiliteitsberekening. Gepresenteerd zijn de veiligheidsfactoren voor twee steengewichten en voor twee kruinhoogten.

Teneinde een beoordeling te kunnen maken omtrent de juistheid van de berekeningen zal eerst een opsomming worden gegeven van de gekonstateerde gebeurtenissen op 10 februari 1981 (ooggetuigeverslag; geen absolute nauwkeurigheid):

18.45 uur - buitenwaterstand gelijk aan kruin

19.00 uur - water over de kruin: ca. 0,05 m

19.15 uur - binnenwaterstand lager dan NAP -0,50 m; stenen tikken (begin kritieke situatie)

19.30 uur - binnenwaterstand boven NAP; begin van schade

20.10 uur - hoog water; binnenwaterstand gelijk aan buitenwaterstand.

Gelet op de verticale getijbeweging blijkt dat in de fase tot het begin van schade de resultaten bij een kruinhoogte van NAP +1,95 m een goede overeenkomst vertonen met het ooggetuigeverslag. Na het optreden van schade gaat het vullen van het bekken sneller dan de berekeningen aangeven; voor deze fase vertonen de berekeningen bij een kruinhoogte van NAP +1,85 m meer overeenkomst. Blijkbaar is door het optreden van schade de kruin plaatselijk verlaagd, waardoor het vullen sneller plaatsvindt.

Gelet op de veiligheidsfactoren bij de verschillende methoden van stabiliteitsberekening kan worden gezegd dat:

- Berekeningen volgens M 711-II zijn slechts in beperkte mate toepasbaar. Vanaf het moment dat deze methode toepasbaar is (benedenwaterstand boven de kruin), geeft de berekening minimum veiligheidsfactoren van 1,2 à 1,3. In het prototype heeft de schade dan reeds plaats gevonden.

- Berekeningen volgens Knauss geven aan dat stabiliteitsverlies kan optreden. Het tijdstip waarop dit kan gebeuren ligt rond 19.40 uur. Op het moment dat volgens het ooggetuigeverslag de stenen tikken (begin kritieke situatie) geeft deze methode nog erg grote veiligheidsfactoren ( $> 2,0$ ; sterk afhankelijk van steengewicht en kruinhoogte).
- Berekeningen volgens W.E.S. geven over het algemeen een goede overeenkomst met de gekonstateerde gebeurtenissen. Het begin van de kritieke situatie (veiligheidsfactor ca. 1,0) ligt volgens de berekening rond 19.10 à 19.20 uur. Op het tijdstip van begin van schade zijn de berekende veiligheidsfactoren 0,8 à 0,9.

Samenvattend kan worden gezegd dat de stabiliteitsberekeningen volgens de gegevens van W.E.S. de beste overeenkomst geven met de opgetreden verschijnselen. Dit is ook verklaarbaar uit het feit dat de bij het W.E.S.-onderzoek onderzochte damvormen het best in overeenstemming zijn met het dwarsprofiel van de overlaat. Voor het berekenen van de stabiliteit van de overlaat tijdens de ontwerp-storm is daarom gekozen voor een berekening volgens de bewerkte gegevens van W.E.S.

#### 4.2 Situatie tijdens ontwerp-storm

In figuur 13 worden voor een kruinlengte van 420 m de waterstanden gegeven aan de buitenzijde van het bekken en op het bekken tijdens de gehele storm-cyclus. Voor de waterstanden op het bekken zijn resultaten gegeven voor drie verschillende startwaarden.

Figuur 14 geeft voor de periode van vullen dezelfde waterstanden, echter enigszins gedetailleerder aangezien deze periode de meest kritieke situatie voor de stabiliteit is.

De figuren 15 tot en met 17 geven voor de drie startwaarden de debieten en stroomsnelheden. De stroomsnelheden bereiken, afhankelijk van de startwaarde, maximum waarden van 1,90 tot 2,15 m/s (respektievelijk NAP +1,00 m en NAP).

Figuur 18 geeft voor een aantal steengewichten de optredende veiligheidsfactoren (volgens W.E.S.) bij een startwaarde van NAP +0,50 m en een kruinlengte van 420 m. De minimum veiligheidsfactor bedraagt voor een gemiddeld steengewicht van 35 kg en 180 kg respektievelijk ca. 1,1 en 1,4. Soortgelijke figuren zijn gemaakt voor startwaarden van NAP en NAP +1,0 m, deze figuren worden in dit verslag echter niet gepresenteerd.

In figuur 19 worden de minimum veiligheidsfactoren gegeven als functie van de

startwaarde. Hieruit blijkt dat de variatie in startwaarde aanzienlijke verschillen in de veiligheidsfaktor oplevert (lagere startwaarde geeft lagere veiligheidsfaktor).

Figuur 20 geeft voor de periode van vullen de waterstanden bij een kruinlengte van 280 m uitgaande van verschillende startwaarden.

De figuren 21 tot en met 23 geven de debieten en de stroomsnelheden voor de onderzochte startwaarden. De stroomsnelheden bereiken maximum waarden van 2,15 tot 2,40 m/s (respectievelijk NAP +1,00 m en NAP).

In figuur 24 worden voor een aantal steengewichten de veiligheidsfactoren gegeven bij een startwaarde van NAP +0,50 m. De minimum veiligheidsfactoren bedragen voor een gemiddeld steengewicht van 35 kg en 180 kg, respectievelijk ca. 1,0 en 1,3.

Figuur 25 geeft de minimum veiligheidsfactoren als functie van de startwaarde.

Evenals voor de situatie van het vullen van het bekken zijn voor de ontwerp-storm ook berekeningen uitgevoerd van de situatie tijdens het ledigen van het bekken. De resultaten van deze berekeningen tonen aan dat deze situatie veel minder kritiek is.

Bij een gemiddeld steengewicht van 35 kg bedragen de minimum optredende veiligheidsfactoren 1,8 à 2,0 (onafhankelijk van de startwaarde).

Samenvattend kan worden gezegd dat voor het binnentalud van de overlaat voor de situatie van het vullen bij een startniveau van NAP +0,5 m een gemiddeld steengewicht nodig is van 180 kg (veiligheidsfaktor 1,4 en 1,3 voor kruinlengte van respectievelijk 420 m en 280 m).

Voor de situatie dat de kruinlengte van de overlaat beperkt is tot 280 m, kan voor het verkrijgen van extra veiligheid een enigszins hogere minimum waterstand op het bekken worden vastgesteld (veiligheidsfaktor 1,4 bij NAP +0,70 m). Voor het buitentalud van de overlaat kan voor de situatie van het ledigen worden volstaan met een gemiddeld steengewicht van 35 kg.

## 5. Stabiliteit betonblokken

### 5.1 Stabiliteit bij stroomaanval

Indien betonblokken goed zijn geplaatst bezitten ze een uitstekende stabiliteit bij een overtrekkende stroom. Dit blijkt wel uit de moeizame wijze waarop een blok van zijn plaats kan komen, namelijk rechtstandig omhoog, wat inhoudt dat alleen liftkrachten vat op een blok hebben en sleepkrachten niet. Verder is de totale ruwheid van een blokkenzetting slechts gering, waardoor de sleep- en liftkrachten relatief klein zijn in vergelijking met een steenbestorting van dezelfde afmetingen.

Wordt bijvoorbeeld uitgegaan van een blokkenzetting met blokken  $0,5 \times 0,5 \times 0,25 \text{ m}^3$  (breedte \* lengte \* dikte) dan zou de weerstand tegen oplichten als volgt kunnen worden geschat.

Stel dat de blokken een praktische verticale plaatsingsnauwkeurigheid hebben (na zettingen etc.) van enige centimeters, zodat een blok circa 0,05 m boven een voorliggende kan uitsteken.

De sleepkracht per m' kan bij een expositiehoogte van een blok van 0,05 m worden gesteld op  $\frac{1}{2} \rho_w u^2 \cdot 0,05 \text{ N/m}'$ .

Blijkens onderzoeken met in de stroom uitstekende voorwerpen (M 1724 [5]: drukverdeling langs de rand van een asfaltslab) en onderzoek naar omklappen van een zinkstuk (R 460-IV) blijkt een druksprong op te treden ter grootte van circa  $\frac{1}{2} \rho_w u^2$  ( $\rho_w$  = dichtheid van het water; u = aanstroomsnelheid). Deze oplichtende druk is dus gelijk aan de sleepdruk (met een sleepcoëfficiënt = 1).

Uit onderzoek naar de stabiliteit van randen van bodembeschermingen (verslag R 460-XI/R 1431), bleek echter dat de effectieve breedte waarover deze liftdruk werkt groter was dan de aanstroomhoogte van een blok, zodat de resulterende liftkracht circa tweemaal de sleepkracht bedroeg. Aannemende dat ook hier de liftkracht tweemaal de sleepkracht bedraagt wordt een liftkracht per m' gevonden van  $\frac{1}{2} \rho_w u^2 \cdot 0,05 \cdot 2 \text{ N/m}'$ , ofwel per m<sup>2</sup> van  $\frac{1}{2} \rho_w u^2 \cdot \frac{0,05}{0,5} \cdot 2 \text{ N/m}^2$ .

Bij afwezigheid van golfwerking maakt deze kracht op het moment van stabiliteitsverlies evenwicht met het gewicht per m<sup>2</sup> van de blokken onder water, dus:

$$(\rho_b - \rho_w) \cdot g \cdot \text{blokhoogte} = \frac{1}{2} \rho_w u^2 \frac{0,05}{0,5} \times 2$$

$$(2200 - 1000) \cdot 10 \cdot 0,25 = \frac{1}{2} 1000 u^2 \frac{0,05}{0,5} \times 2$$



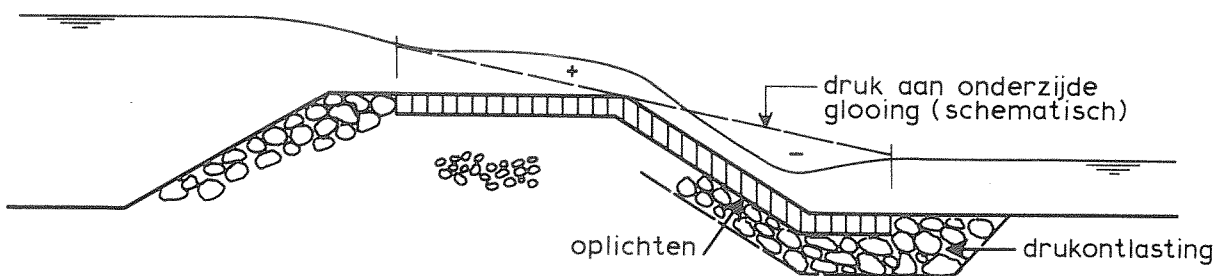
dus  $u_{\max} = 5,4 \text{ m/s} \rightarrow \text{stel } 5 \text{ m/s}$ .

Hieruit blijkt de uitstekende stroombestendigheid bij een goede aaneengesloten blokkenzetting.

Zou een blok echter volledig geëxposeerd worden (aanstroomhoogte 0,25 m) dan kan de liftdruk bij (dreigende) kanteling van het blok over het gehele blok werkzaam worden gedacht. Uit het momentevenwicht om het kantelpunt blijkt dan dat de toelaatbare stroomsnelheid 2,6 m/s, dus stel 2,5 m/s bedraagt.

Blokken gelegd op een kruin, zoals bij de overlaat van het Hoge Bekken van de Philipsdam, waarbij een goede plaatsing mogelijk is (geen afronding van de kruin zoals bij de damvakken van de omkading van het Markiezaat), vormen derhalve een goede konstruktie, indien golfwerking hierbij niet van belang zou zijn. De omstandigheden zijn hier dusdanig dat geen wateroverdrukken onder de blokken optreden. Een voorwaarde is verder wel dat de blokkenkruin goed opgesloten wordt tussen bijvoorbeeld een stevige rij palen ter weerszijden. Uit het onderzoek M 1741 [7] bleek namelijk dat bij toepassing van losse betonbanden verschuiving van de blokkenzetting in zijn geheel over de damkruin in benedenstroomse richting kon optreden, door de kogellagerwerking van het onderliggende filtermateriaal (grind).

Een andere situatie doet zich voor bij blokken geplaatst op de binnenglooing. Ook hier is weliswaar hetzelfde voordeel aanwezig van een zeer goede stroombestendigheid tegenover de hoge stroomsnelheden ter plaatse, maar hier bestaat tevens de mogelijkheid tot oplichten van de blokken vanwege de naar buitengerichte drukkracht ten gevolge van het verhang, zoals in onderstaande schets is aangegeven.

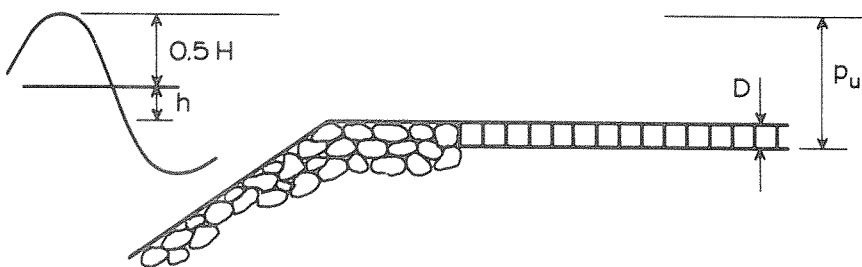


De wateroverdrukken onder de blokkenglooiing kunnen aldus erg groot zijn, zodat deze konstruktie moet worden afgeraden. Overigens bleek een dergelijk oplichten van de binnenglooiing ook tijdens proeven bij het onderzoek M 1741 op te treden. Alleen indien een forse ingreep in de vorm van een drukontlastingsvoorziening wordt toegepast zou een dergelijke konstruktie kans van slagen kunnen hebben. Dit kan bijvoorbeeld door een relatief poreuze laag onder de blokken aan te brengen, zoals in de schets is aangegeven, dan wel ontwateringsvoorzieningen in de glooiing zelf (buisjes door de blokken of iets dergelijks) te treffen.

## 5.2 Stabiliteit bij golfaanval

Veel onderzoek is verricht aan golfaanval op met blokken beklede buitentaluds. Hierbij worden meerdere schademechanismen onderkend (zie bijvoorbeeld M 1410 deel II [8]). Bij een blokkenkruin lijkt alleen het "quasi-statisch" drukverschil relevant als oorzaak van het stabiliteitsverlies (geen golfklapverschijnselen), vooral door de relatief poreuze onderlagen.

Dit quasi-statisch drukverschil  $p_u$  zou als volgt kunnen worden geschat.



Voor de situatie van het golfdal onder het kruinniveau is het drukverschil maximaal  $p_u = 0,5H + h + D$ , met  $H$  = golfhoogtebovenstrooms en  $h$  = waterdiepte bovenstrooms. Aangezien het zeer onwaarschijnlijk is dat een dergelijke overdruk optreedt kan een faktor  $k$  worden ingevoerd voor het in rekening brengen van lokale invloeden (faseverschuiving minder ongunstig, reductie golfdrukvoortplanting etc.). Aan de hand van de proefresultaten M 1741 kan globaal de waarde van  $k$  worden vastgesteld:

- proef met kruin en binnentalud van blokken  $0,5 \times 0,5 \times 0,25 \text{ m}^3$  begin schade op de kruin bij  $H = 0,9 \text{ m}$  en  $h = 0 \text{ m}$

$$k (0,5 H + h + D) \rho g = (\rho_b - \rho) g D$$

na invulling volgt:  $k = 0,43$ .

- proef met alleen een blokkenkruin met blokken  $0,6*0,6*0,3 \text{ m}^3$  begin schade op de kruin bij  $H = 1,7 \text{ m}$  en  $h = -0,3 \text{ m}$   
na invulling:  $k = 0,45$ .
- ter vergelijking een proef met op beide glooiingen en op de kruin een blokkenzetting met blokken  $0,6*0,6*0,3 \text{ m}^3$  begin schade op de kruin bij  $H = 1,3 \text{ m}$  en  $h = 0,2 \text{ m}$ , dan is  $k = 0,33$ .

Deze lagere waarde van  $k$  lijkt logisch, omdat de golfdrukvoortplanting onder de blokken zal zijn geremd door de relatief dichte buitenbekleding.

In het geval van de onderhavige overlaat kan bij de omstandigheden van de ontwerp-storm een maximum stroomsnelheid boven de kruin optreden van circa  $2 \text{ m/s}$  (figuur 16) bij een waterdiepte bovenstrooms ten opzichte van de kruin van  $0,6 \text{ m}$ . Dit betekent een opwaartse druk als gevolg van deze overtrekkende stroom van circa  $200 \text{ N/m}^3$  (bij een onregelmatigheid in de hoogteligging van  $0,05 \text{ m}$ ) hetgeen een fractie is van de toelaatbare druk ( $3000 \text{ N/m}^3$  bij een blok van  $0,25 \text{ m}$  dikte).

Door de relatief hoge overspoelingshoogte, kan bij additionele golfwerking het niveau van de golfdalen boven het niveau van de damkruin liggen. Voor het vaststellen van het quasi-statisch drukverschil dient daarom de gehele golfhoogte in rekening te worden gebracht.

Als verder eenzelfde reductiefactor  $k$  wordt aangehouden van circa  $0,4$  (hetgeen wel arbitrair is) dan worden de volgende toelaatbare golfhoogten gevonden:

$$\begin{aligned} D = 0,2 \text{ m} & \quad H_{\text{max}} = 0,55 \text{ m} \\ D = 0,3 \text{ m} & \quad H_{\text{max}} = 0,90 \text{ m} \\ D = 0,4 \text{ m} & \quad H_{\text{max}} = 1,20 \text{ m} \end{aligned}$$

Gezien alle onzekerheden bij de voorgaande afleiding kan voorshands worden gesteld dat de maximum golfhoogte beperkt zou moeten blijven tot enige decimeters voor blokken met een dikte van circa  $0,2 \text{ m}$  en tot een halve meter voor blokken met een dikte van circa  $0,4 \text{ m}$ .

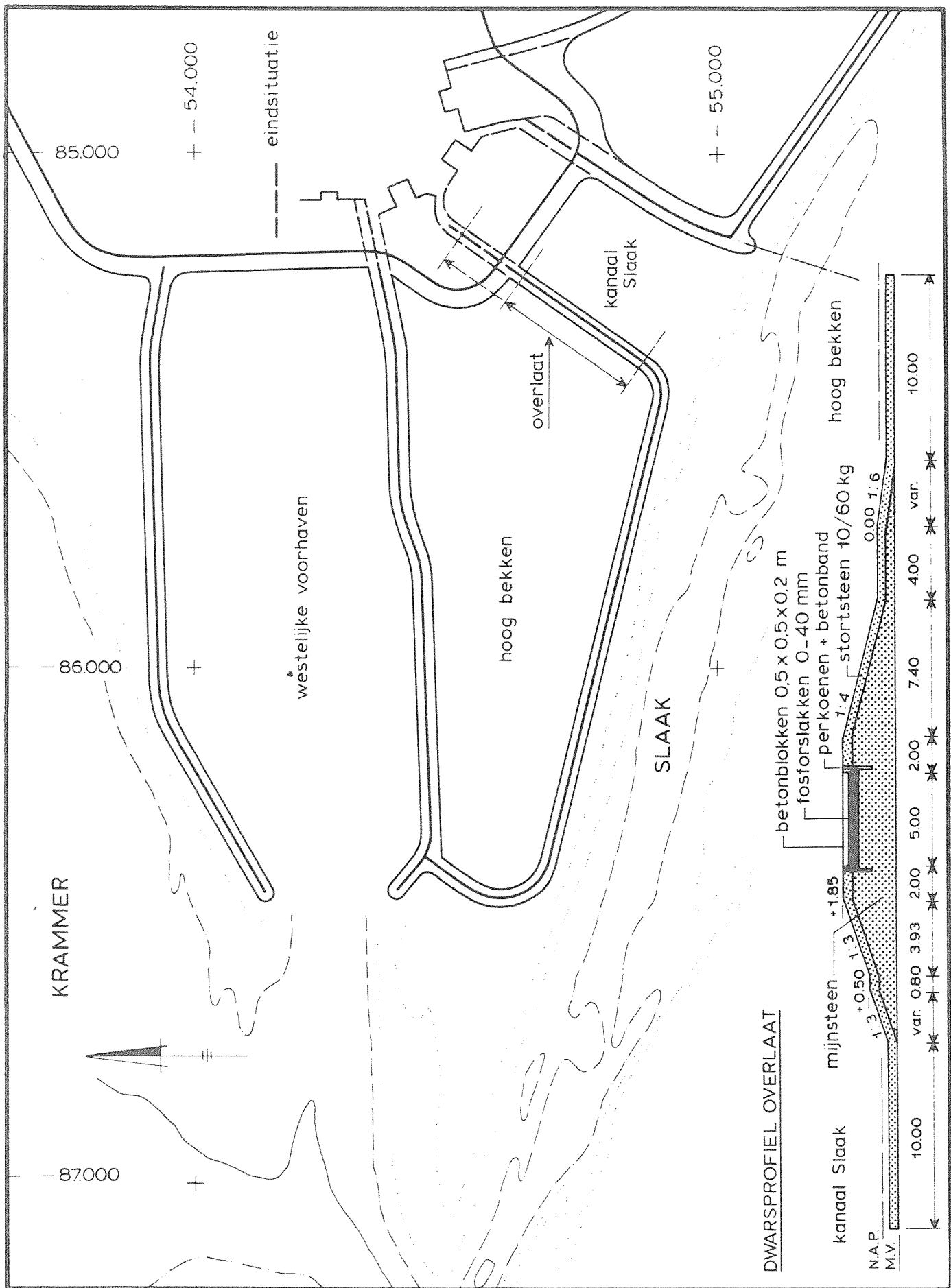
## 6. Algemene ontwerpaspecten

Bij het ontwerp van het dwarsprofiel van de overlaat moet aan de volgende punten de nodige aandacht worden besteed:

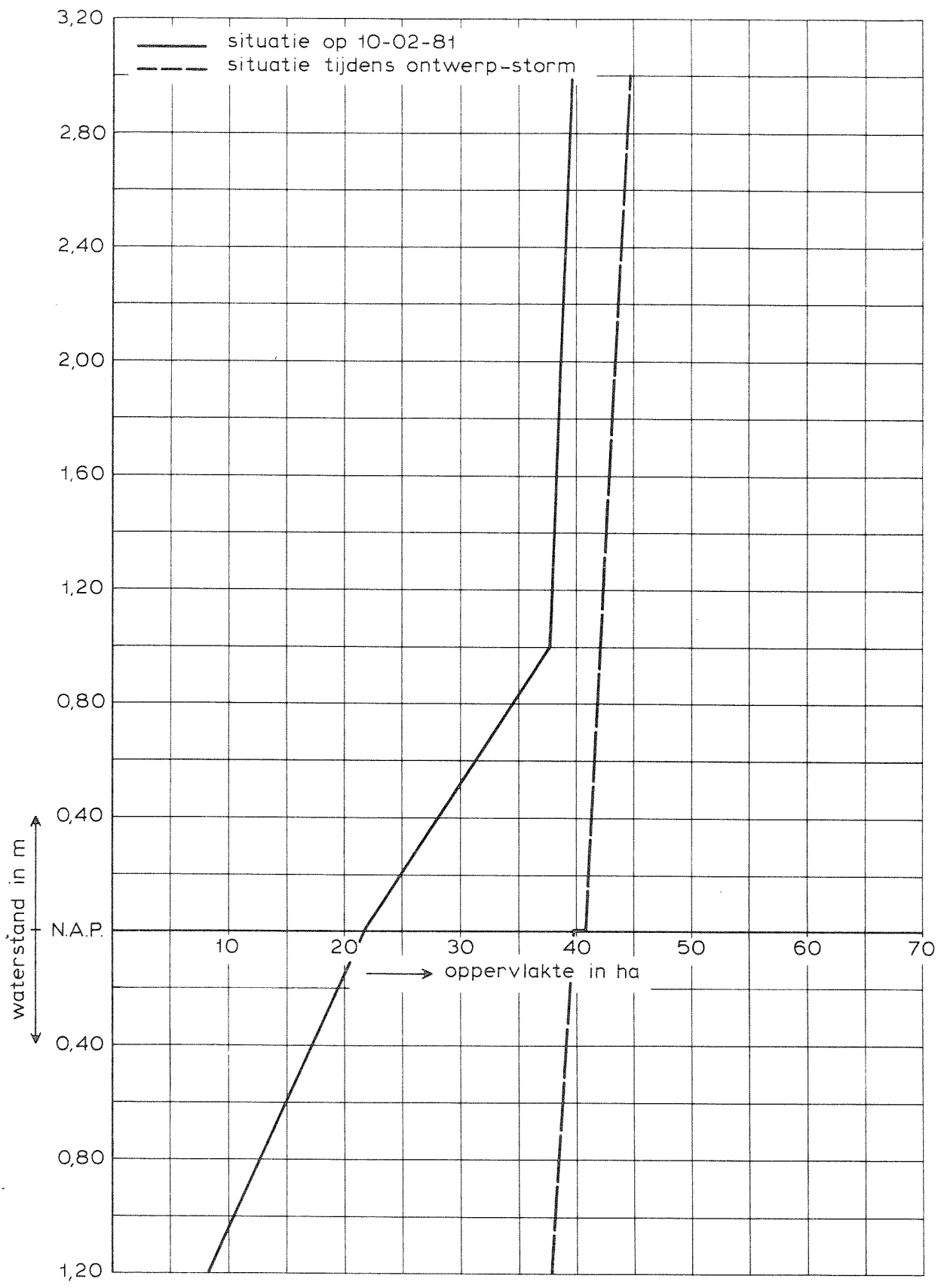
- de betonblokken op de kruin moeten worden opgesloten om verplaatsingen en hiermee het inleiden van stabiliteitsverlies te voorkomen (zie paragraaf 5)
- de laagdikte van de stortsteen op de kruin aansluitend op de betonblokken zal 3 stenen dik moeten zijn, om op de plaats, waar de schade begint enige reserve te hebben (na het optreden van enige schade blijft een toplaag van voldoende steengewicht aanwezig)
- de laagdikte van de stortsteen op het talud zal 2 stenen dik moeten zijn voor het verkrijgen van enige reserve (de laagdikte kan echter iets geringer zijn dan op de kruin, omdat de stabiliteit van het talud minder kritisch is)
- de teenkonstruktie aansluitend aan het talud zal enige meters moeten bedragen (bescherming tegen ondergraving)
- de breedte van het stortsteen-gedeelte op de kruin aansluitend aan de betonblokken kan 2 m blijven; een breedte van bijvoorbeeld 4 m geeft geen wezenlijke vergroting van de stabiliteit (de schade begint ter plaatse van de benedenstroomse rand van de kruin en schrijdt voort, zowel in bovenstroomse als in benedenstroomse richting).

## REFERENTIES

- 1 Waterloopkundig Laboratorium  
Stroombestendigheid sluitgatrempel; brede kruin  
Verslag modelonderzoek, M 711, deel II
- 2 ASHIDA, K. and BAYAZIT, M.  
Initiation of motion and roughness of flows in steep channels  
Proc. 15<sup>th</sup> IAHR congress, Istanbul, Sept. 1973
- 3 KNAUSS, J.  
Computation of maximum discharge at overflow rockfill dams (a comparison  
of different model test results)  
13th Congr. des Grands Barrages, Q.50, R.9, 1979
- 4 U.S. ARMY ENG. WATERWAYS EXPERIMENT STATION  
Stability of riprap and discharge characteristics  
Overflow embankments, Arkansas River, Arkansas  
Techn. Rep. 2-650, 1964
- 5 Waterloopkundig Laboratorium  
Stormvloedkering Oosterschelde  
Drukverdeling aan de rand van een asfaltslab bij verschillende aanstroom-  
richtingen  
Verslag modelonderzoek, M 1724, 1980
- 6 Waterloopkundig Laboratorium  
Stabiliteit van de rand van bodembeschermingen  
Verslag modelonderzoek R460, deel IV
- 7 Waterloopkundig Laboratorium  
Compartimenteringswerken Oesterdam  
Stabiliteit stenen dammen  
Verslag modelonderzoek, M 1741, deel II; (nog te verschijnen)
- 8 Waterloopkundig Laboratorium  
Taludbekleding van gezette steen onder golfaanval  
Invloed van de doorlatendheid van de fundering  
Verslag modelonderzoek, M 1410, deel II, 1980



OVERZICHT EN DWARSPROFIEL OVERLAAT  
HOOG BEKKEN



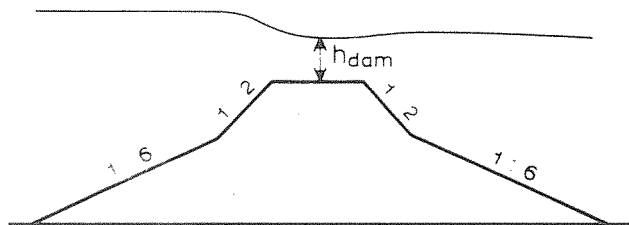
KOMBERGINGSOPPERVLAKTE HOOG BEKKEN

WATERLOOPKUNDIG LABORATORIUM

R 1666

FIG. 2

Volgens M 711-II kan de kritieke stroomsnelheid op een drempel met een brede kruin als volgt worden beschreven:



$$\frac{V_{kr}}{\sqrt{\Delta g D_n}} = 1,4 \log 3,5 \frac{h_{dam}}{D_n} \quad (1)$$

hierin is:

$V_{kr}$  = kritieke stroomsnelheid, bepaald ter plaatse van de kleinste waterdiepte op de drempel (m/s)

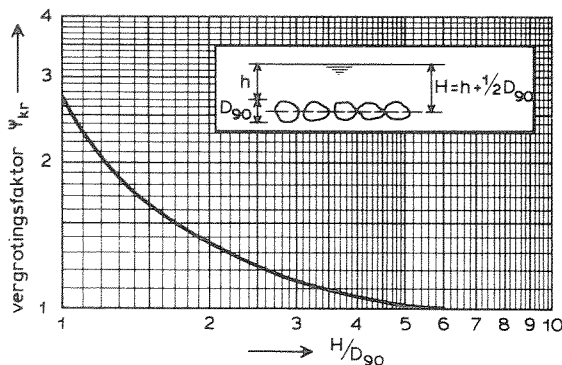
$g$  = versnelling van de zwaartekracht (m/s<sup>2</sup>)

$\Delta$  = relatieve dichtheid van de stortsteen (-)

$D_n$  = nominale steendiameter (m)

$h_{dam}$  = waterdiepte boven de dam (m)

Deze formule is experimenteel bepaald bij waarden van  $h_{dam}$ , welke groter waren dan ca. 5 x gemiddelde steendiameter. Bij relatief kleine waterdiepten blijkt de stroomparameter van Shields toe te nemen (zie onderstaande grafiek; volgens gegevens van Ashida en Bayazit [2]).



Aannemend dat de stroom zich als eenparige stroom gedraagt, dan kan de kritieke stroomsnelheid als volgt worden aangepast:

$$V_{kr} = V_{(1)} \sqrt{\alpha} \quad (2)$$

waarin:

$\alpha$  = vergrotingsfactor  $\psi_{kr}$  (uit bovenstaande grafiek) (-)

$V_{(1)}$  = kritieke stroomsnelheid bepaald uit vergelijking (1) (m/s)

STABILITEIT VOLGENS M 711-II

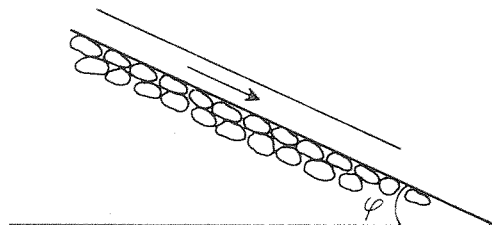
WATERLOOPKUNDIG LABORATORIUM

R 1666

FIG. 3



Volgens Knauss kan het kritieke debiet voor een stroming over een talud als volgt worden beschreven:



$$q_{kr} = 4,32 D_n^{1,5} (1,9 + 0,8 \Phi - 3 \sin \psi) \quad (1)$$

hierin is:

$q_{kr}$  = specifiek kritiek debiet per eenheidsbreedte (m<sup>2</sup>/s)

$D_n$  = nominale steendiameter (m)

$\Phi$  = pakkingsfaktor (-)

$\psi$  = hoek van het benedenstrooms talud (°)

Deze formule is bepaald aan de hand van resultaten van Hartung/Scheuerlein, welke door Knauss bewerkt en vereenvoudigd zijn.

De formule is geldig voor stroomaanval op relatief lange taluds, zonder uitstromend water (o.a. spillways van stuwdammen).

Voor afsluitdammen, welke relatief ondoorlatend zijn en waarbij de benedenwaterstand laag is (onder de kruin), kan deze formule worden toegepast.

Enige waarden voor de pakkingsfaktor  $\Phi$ :

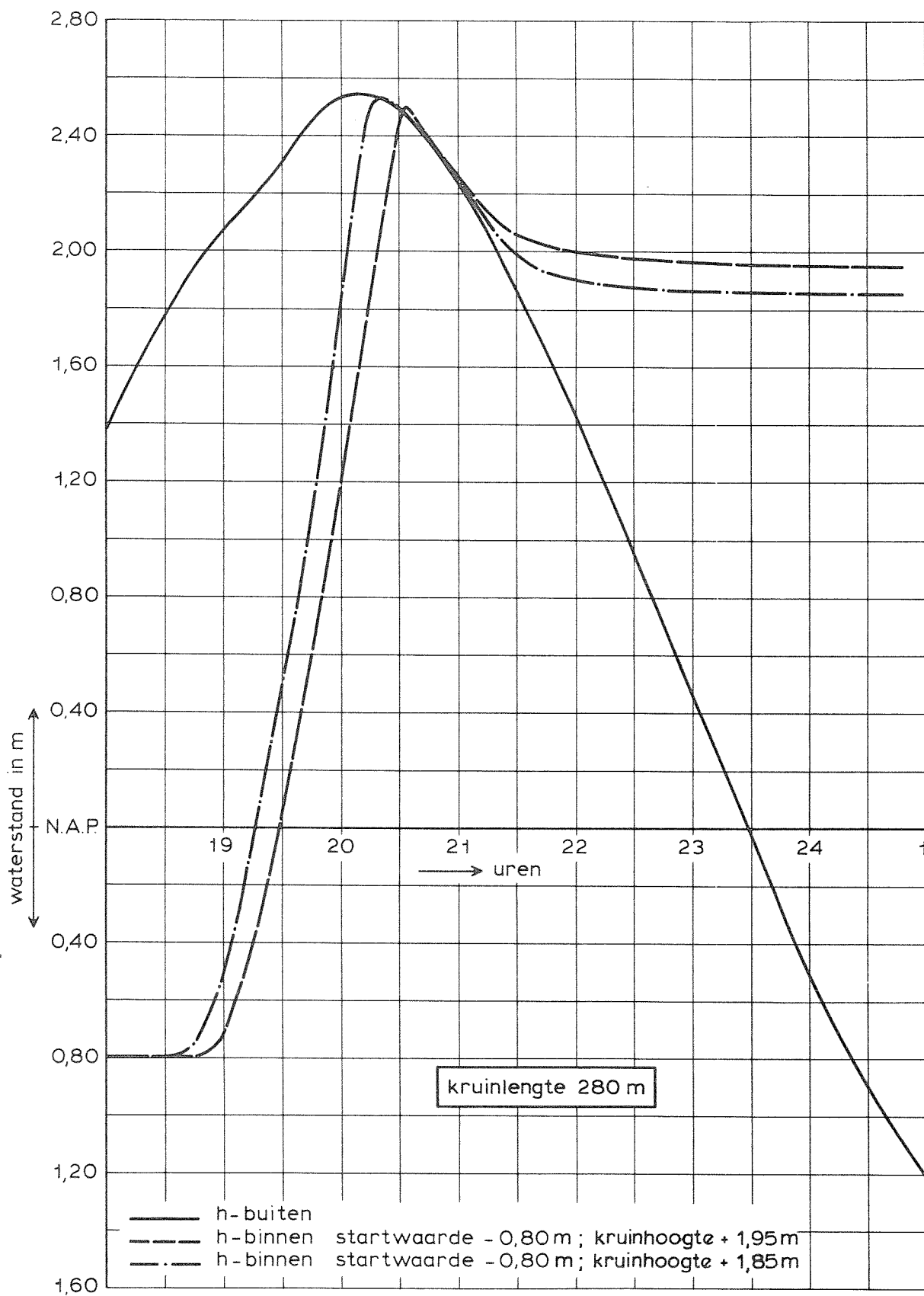
$\Phi = 0,625$  voor losgestorte steen

$\Phi = 1,125$  voor handgezette steen

Met  $\Phi = 0,625$  en  $\psi = 14^\circ$  (talud 1:4) wordt gevonden:

$$q_{kr} = 7,22 D_n^{1,5}$$





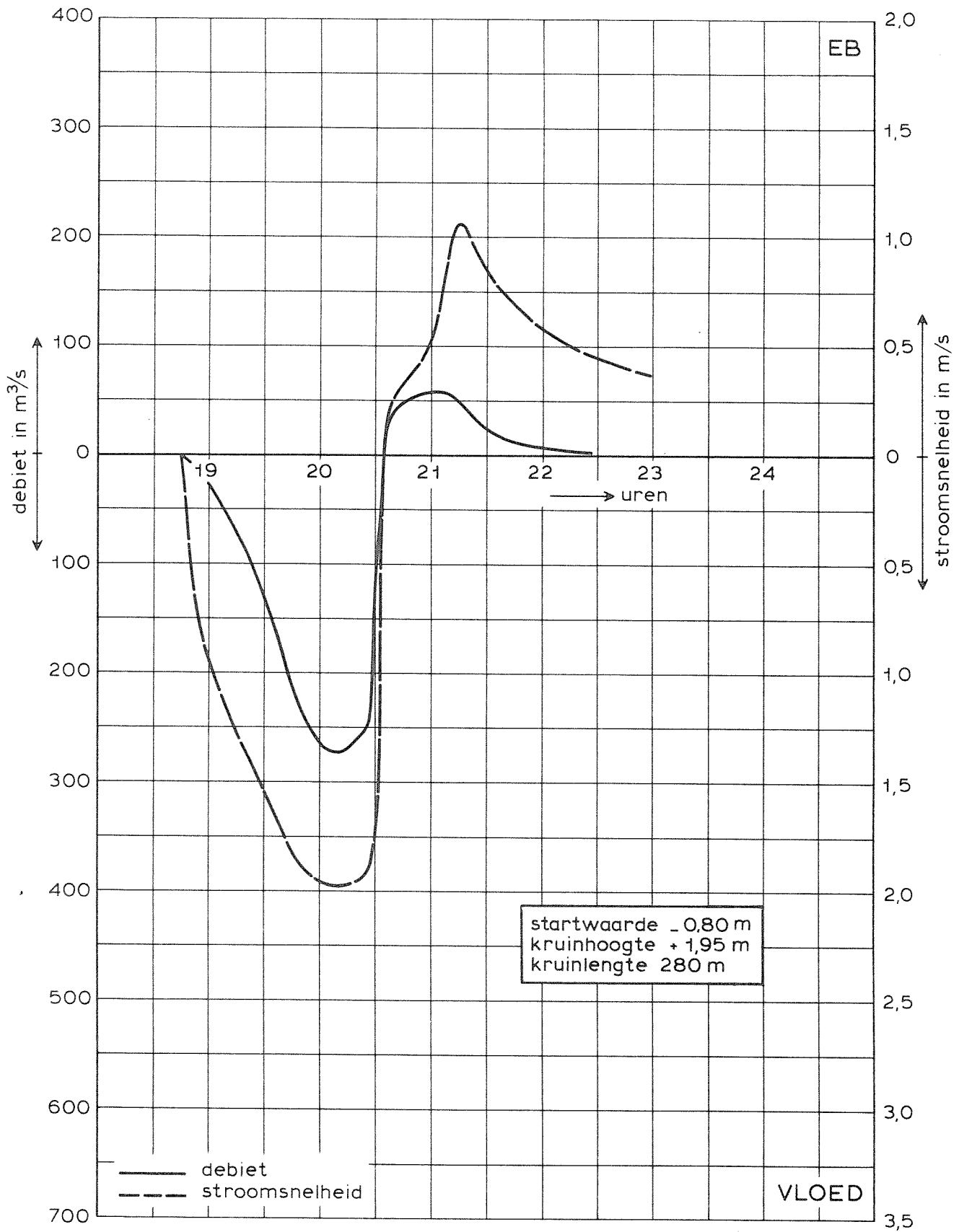
WATERSTANDEN

10 februari 1981

WATERLOOPKUNDIG LABORATORIUM

R 1666

FIG. 6



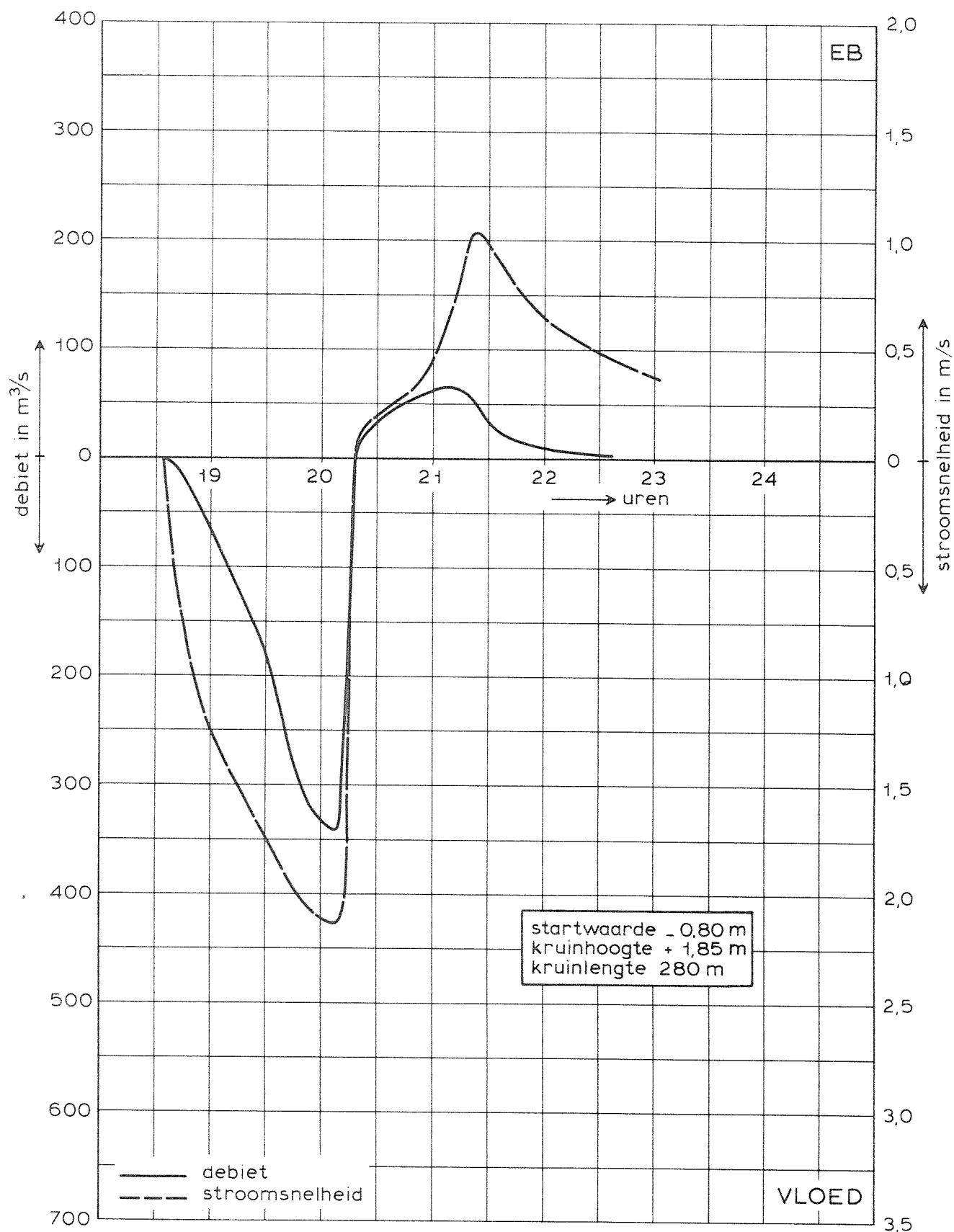
DEBIETEN EN STROOMSNELHEDEN

10 februari 1981

WATERLOOPKUNDIG LABORATORIUM

R 1666

FIG. 7



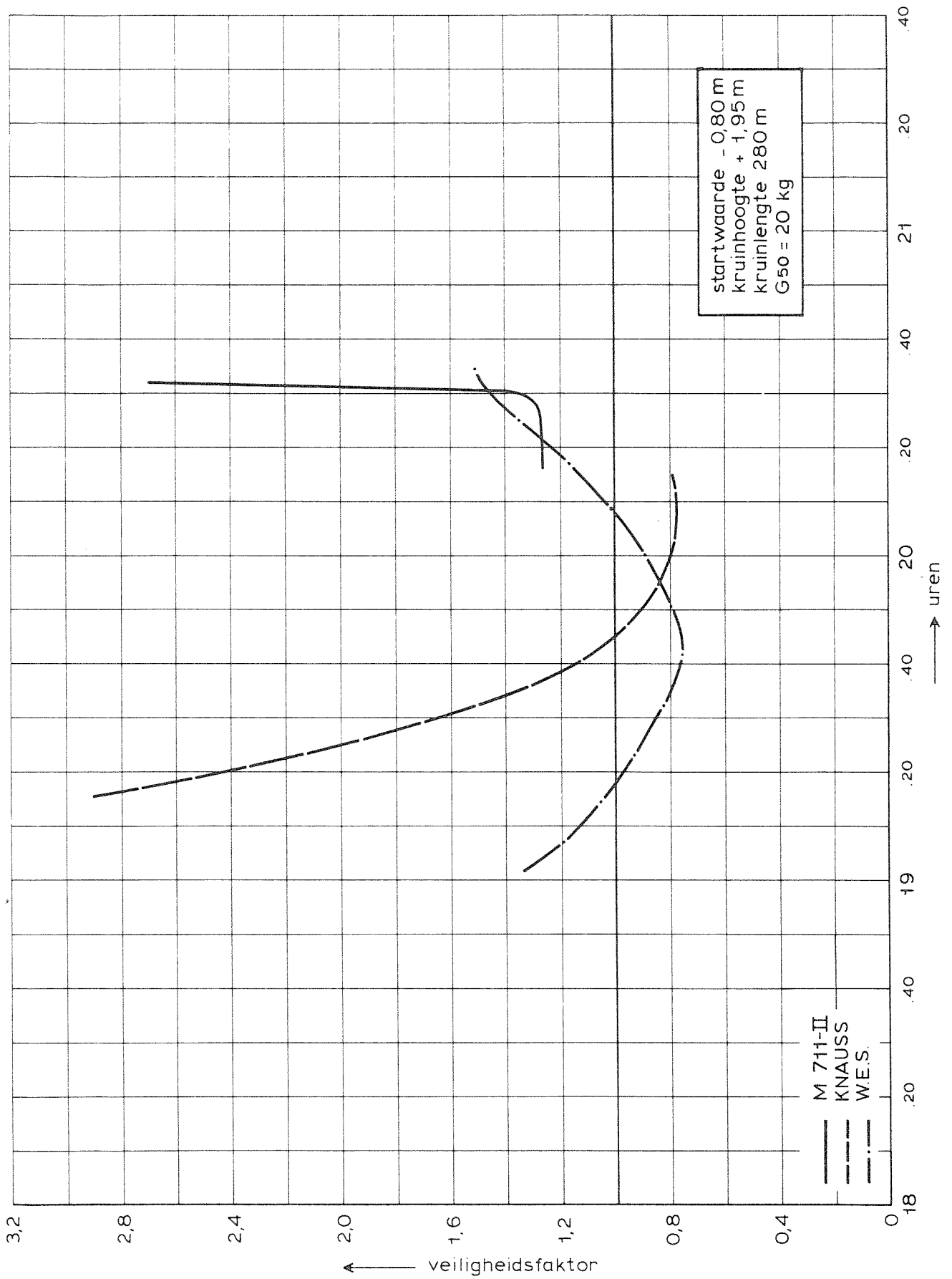
DEBIETEN EN STROOMSNELHEDEN

10 februari 1981

WATERLOOPKUNDIG LABORATORIUM

R 1666

FIG. 8



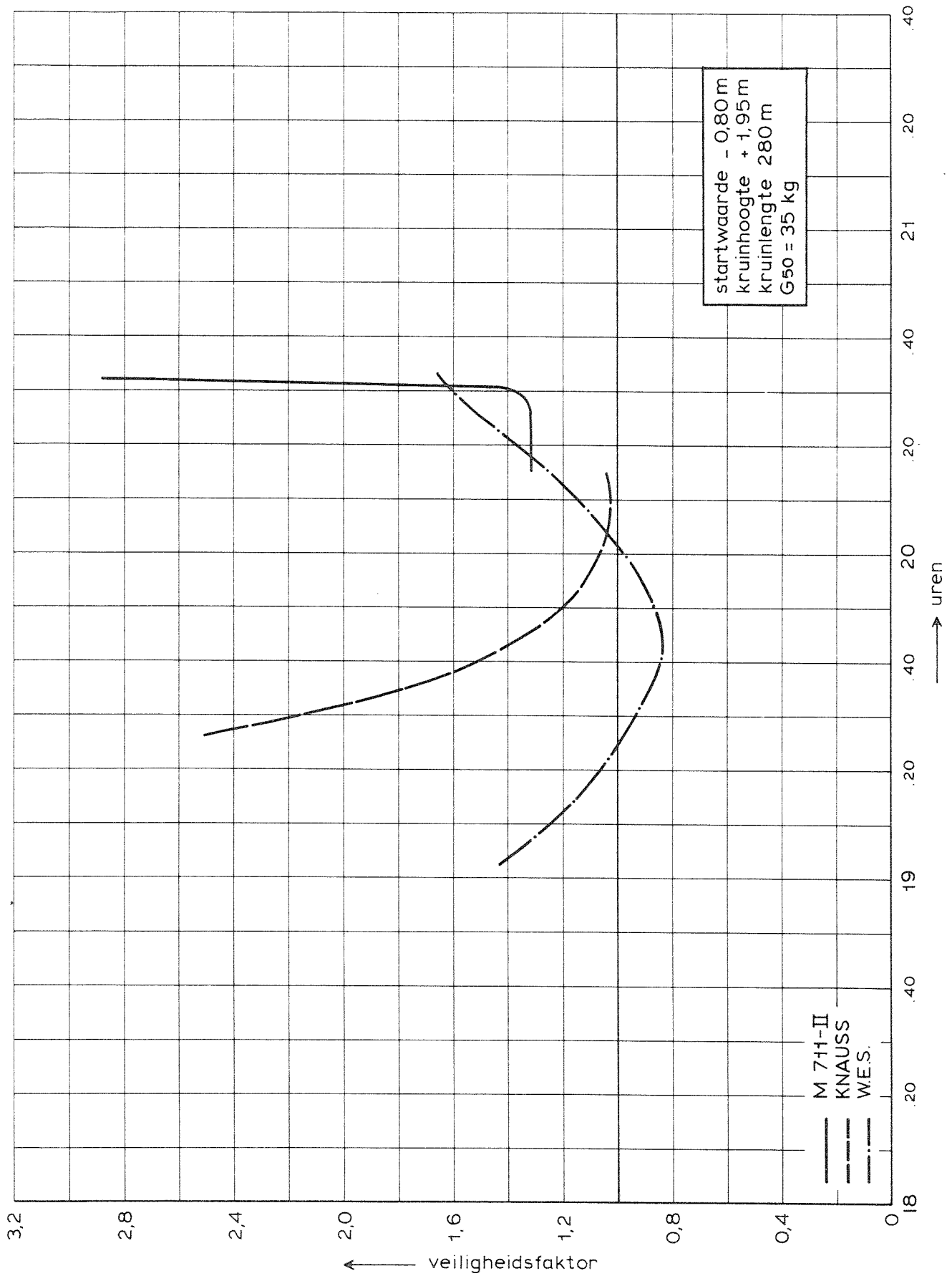
OVERZICHT VEILIGHEIDSFAKTOREN

10 februari 1981

WATERLOOPKUNDIG LABORATORIUM

R 1666

FIG. 9



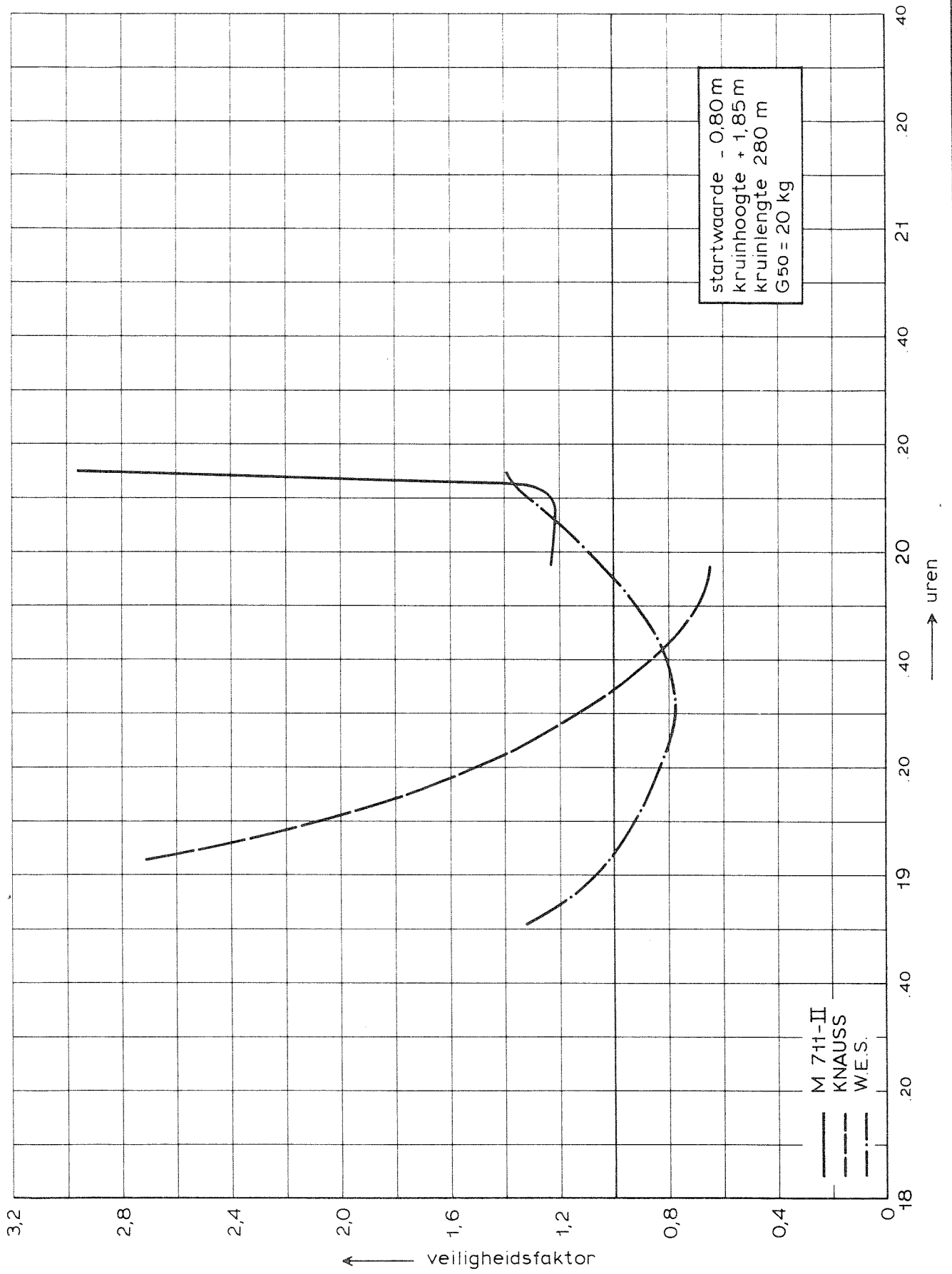
OVERZICHT VEILIGHEIDSFAKTOREN

10 februari 1981

WATERLOOPKUNDIG LABORATORIUM

R 1666

FIG. 10



OVERZICHT VEILIGHEIDSFAKTOREN

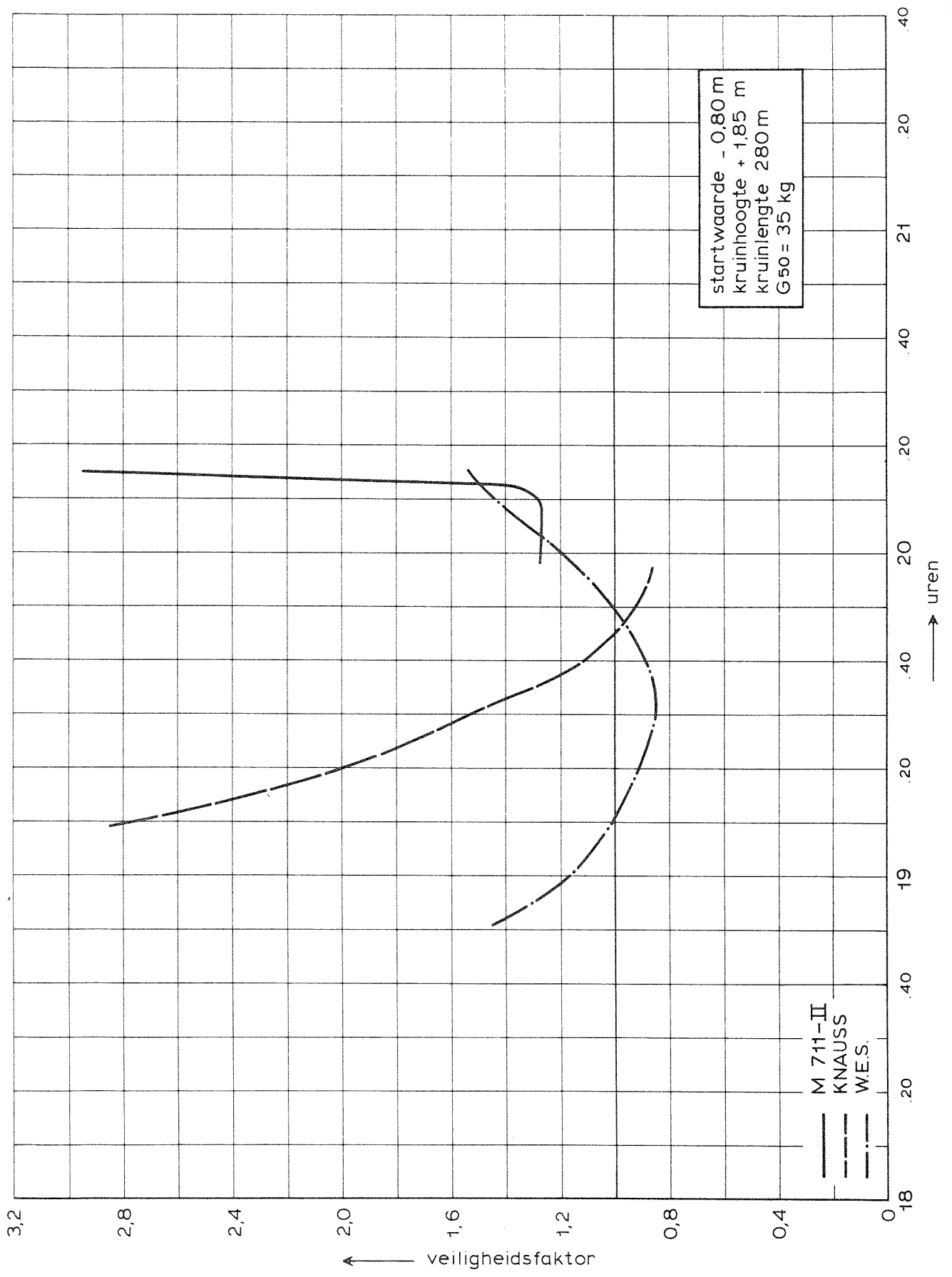
10 februari 1981

WATERLOOPKUNDIG LABORATORIUM

R 1666

FIG. 11





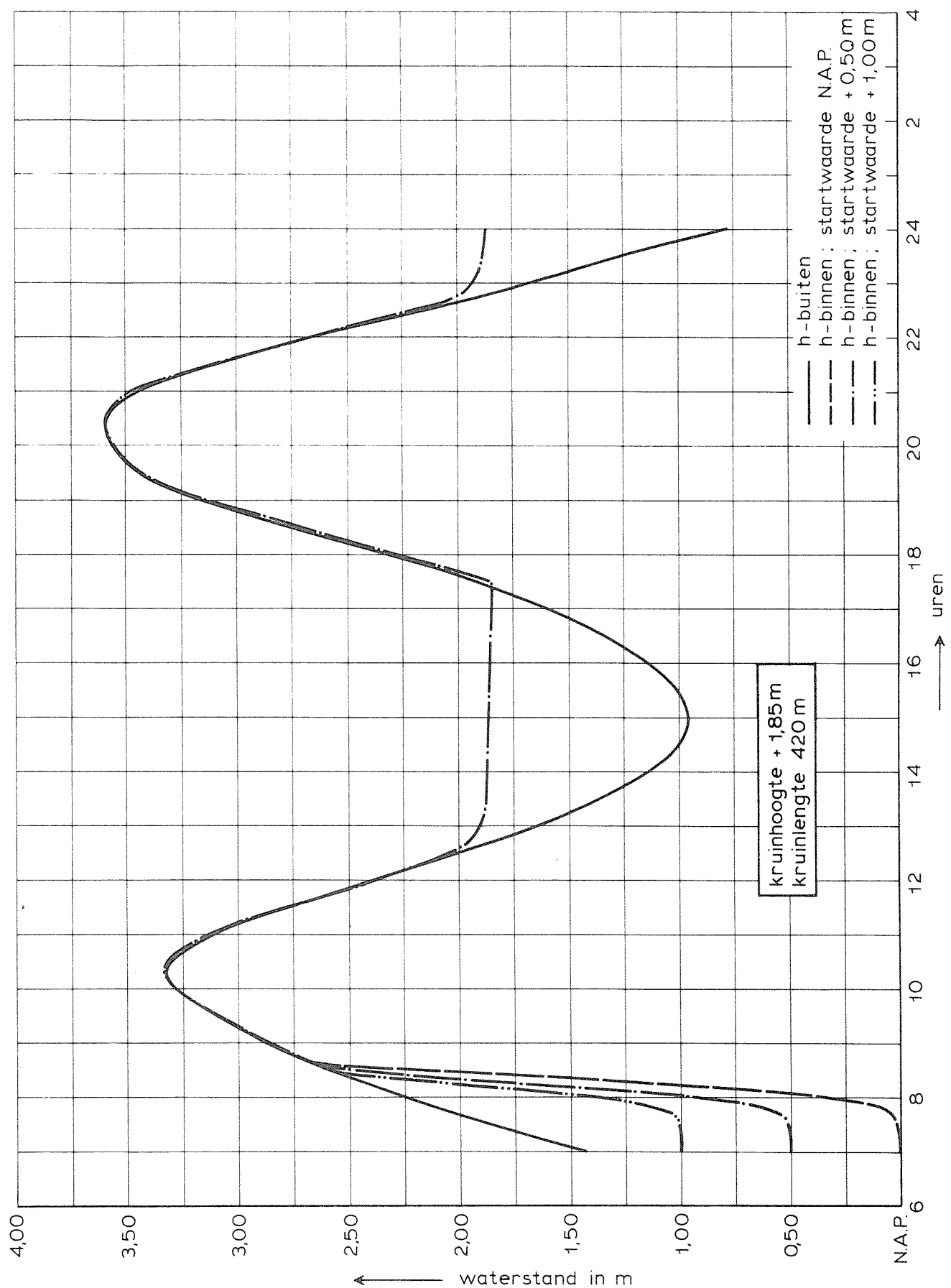
OVERZICHT VEILIGHEIDSFAKTOREN

10 februari 1981

WATERLOOPKUNDIG LABORATORIUM

R 1666

FIG. 12



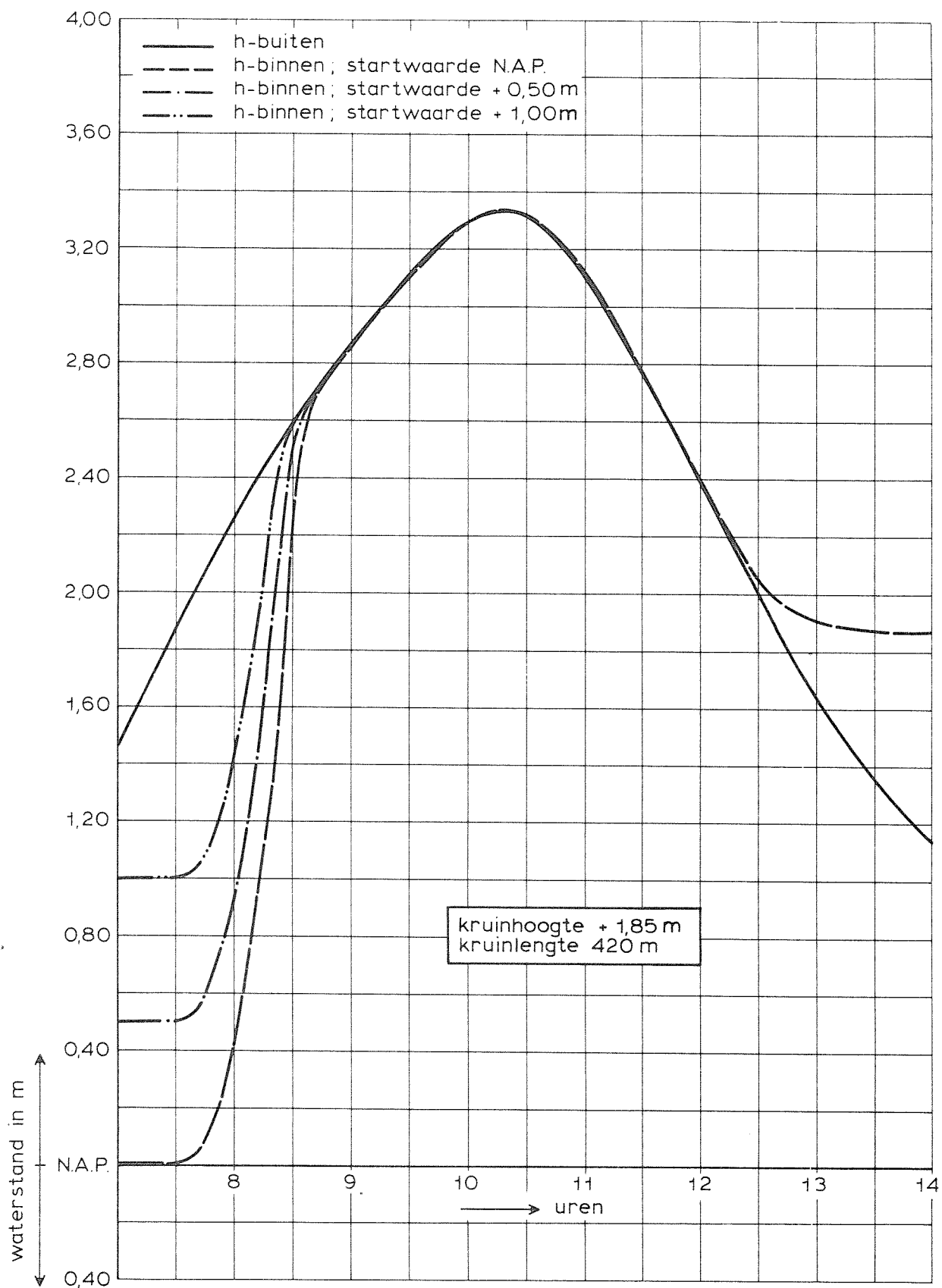
WATERSTANDEN

ontwerp storm

WATERLOOPKUNDIG LABORATORIUM

R 1666

FIG. 13



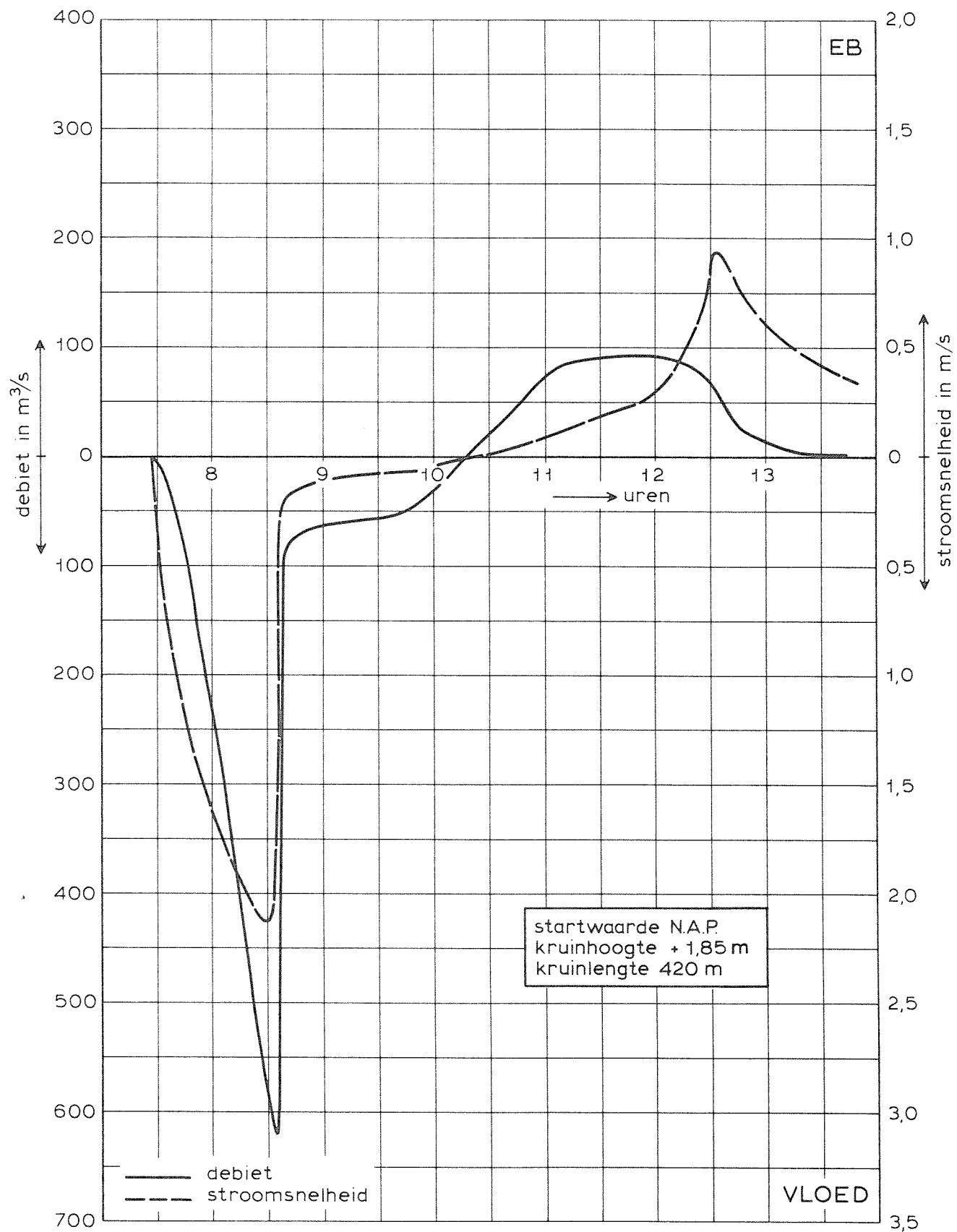
WATERSTANDEN

ontwerp storm

WATERLOOPKUNDIG LABORATORIUM

R 1666

FIG. 14



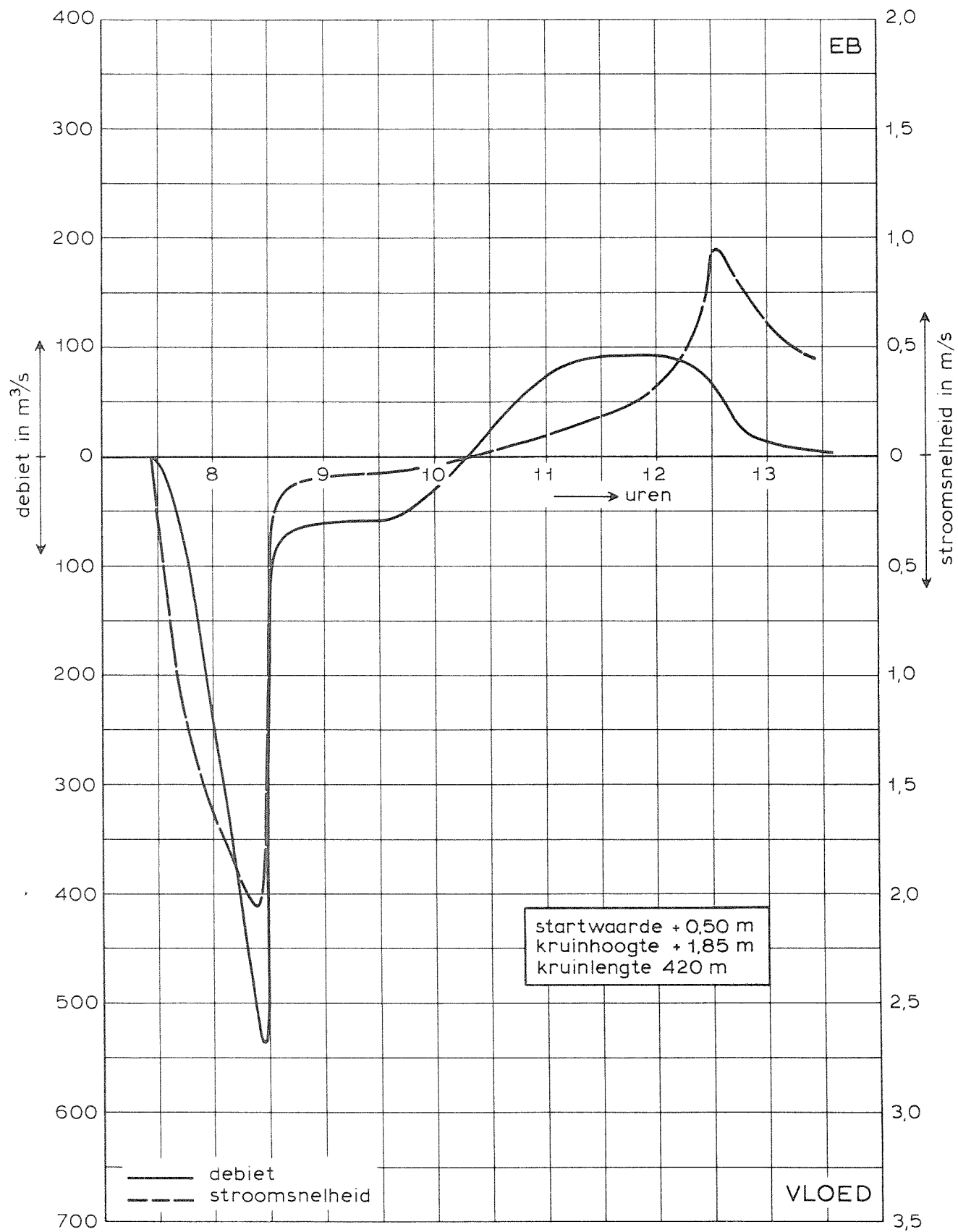
DEBIETEN EN STROOMSNELHEDEN

ontwerp storm

WATERLOOPKUNDIG LABORATORIUM

R 1666

FIG. 15



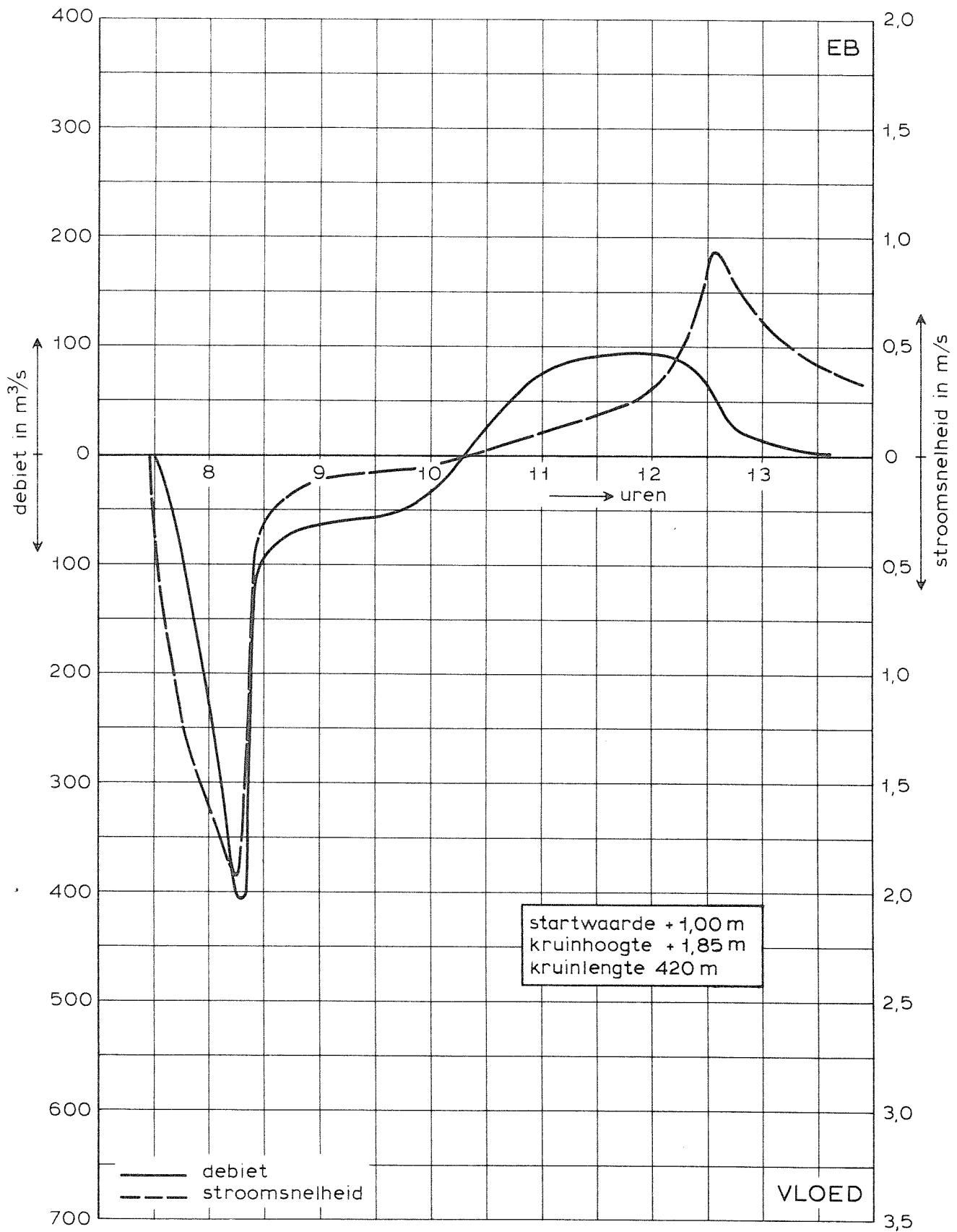
DEBIETEN EN STROOMSNELHEDEN

ontwerp storm

WATERLOOPKUNDIG LABORATORIUM

R 1666

FIG. 16



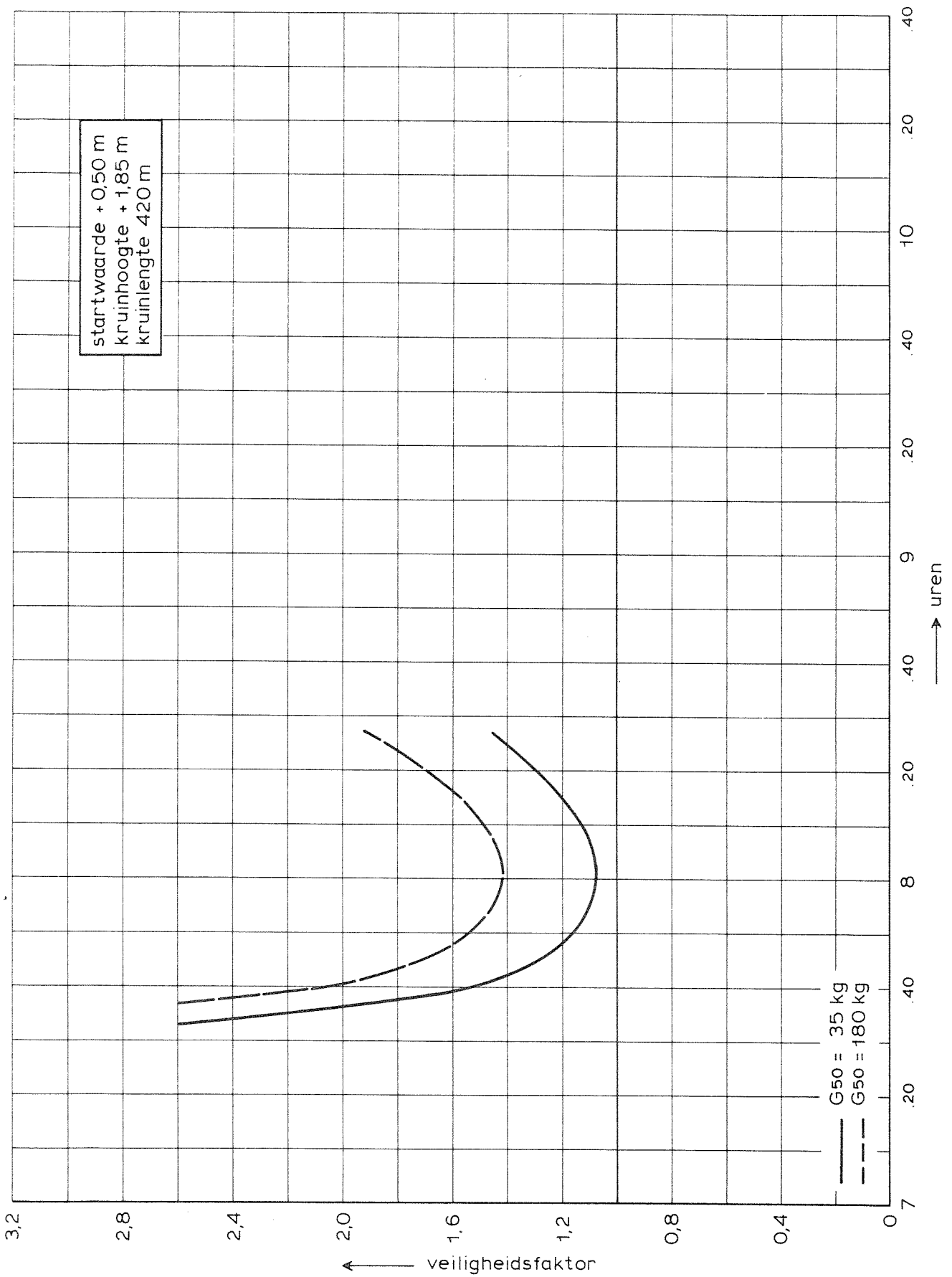
DEBIETEN EN STROOMSNELHEDEN

ontwerp storm

WATERLOOPKUNDIG LABORATORIUM

R 1666

FIG. 17



OVERZICHT VEILIGHEIDSFAKTOREN

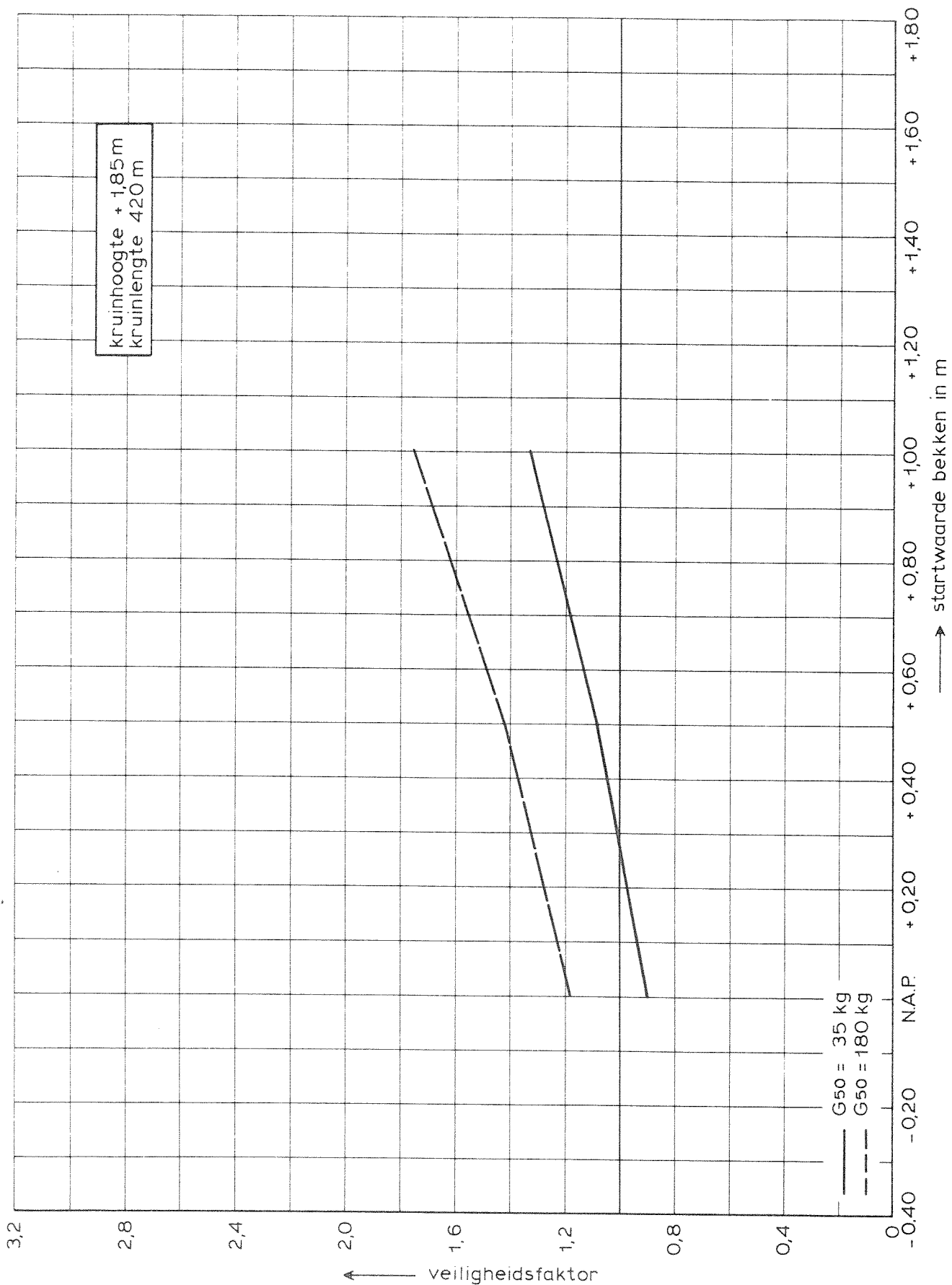
methode W.E.S.

ontwerp storm

WATERLOOPKUNDIG LABORATORIUM

R 1666

FIG. 18



MINIMUM VEILIGHEIDSFAKTOREN ALS FUNKTIE  
VAN STARTWAARDE BINNENWATERSTAND

methode W.E.S.

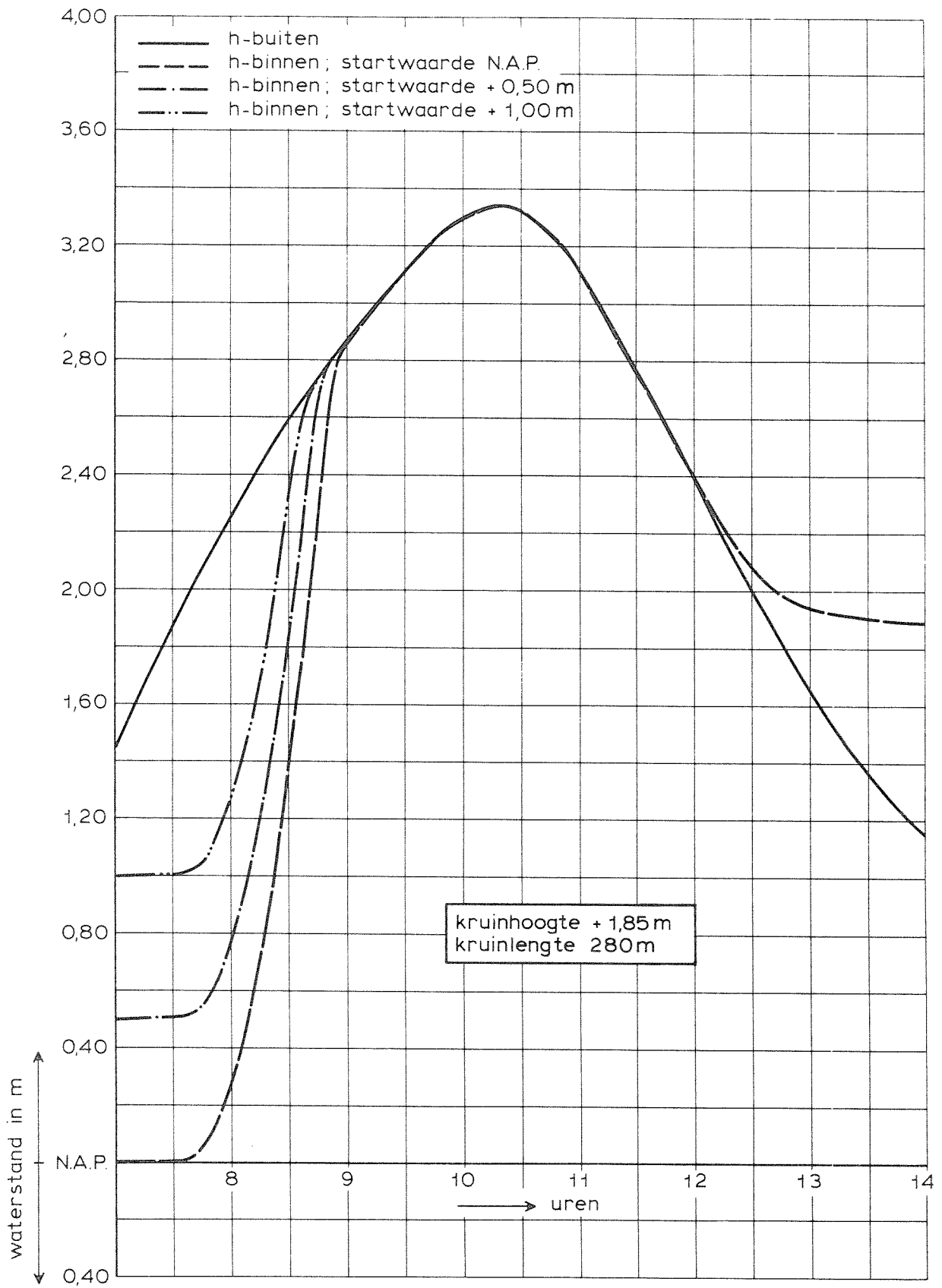
ontwerp storm

WATERLOOPKUNDIG LABORATORIUM

R 1666

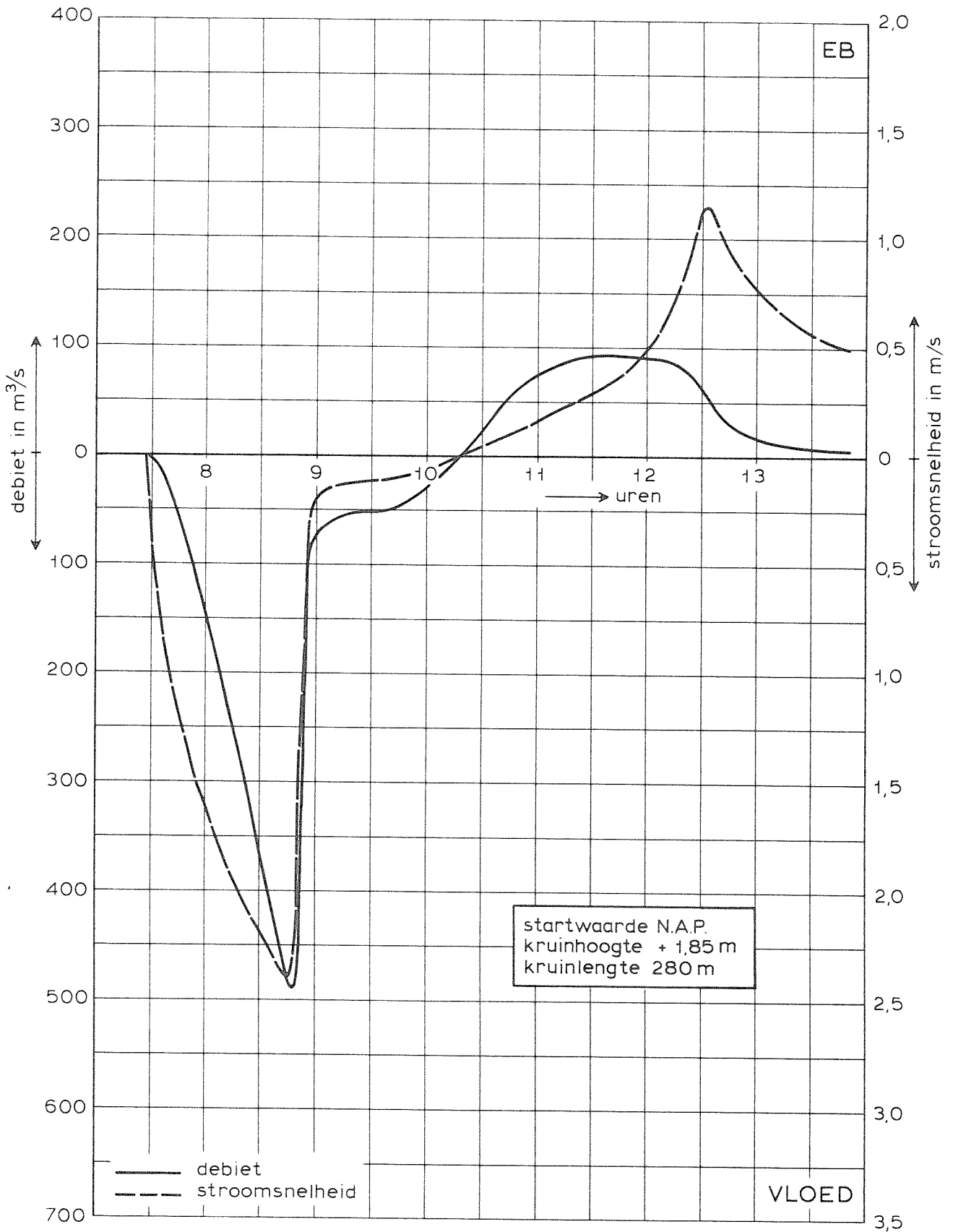
FIG. 19





WATERSTANDEN

ontwerp storm



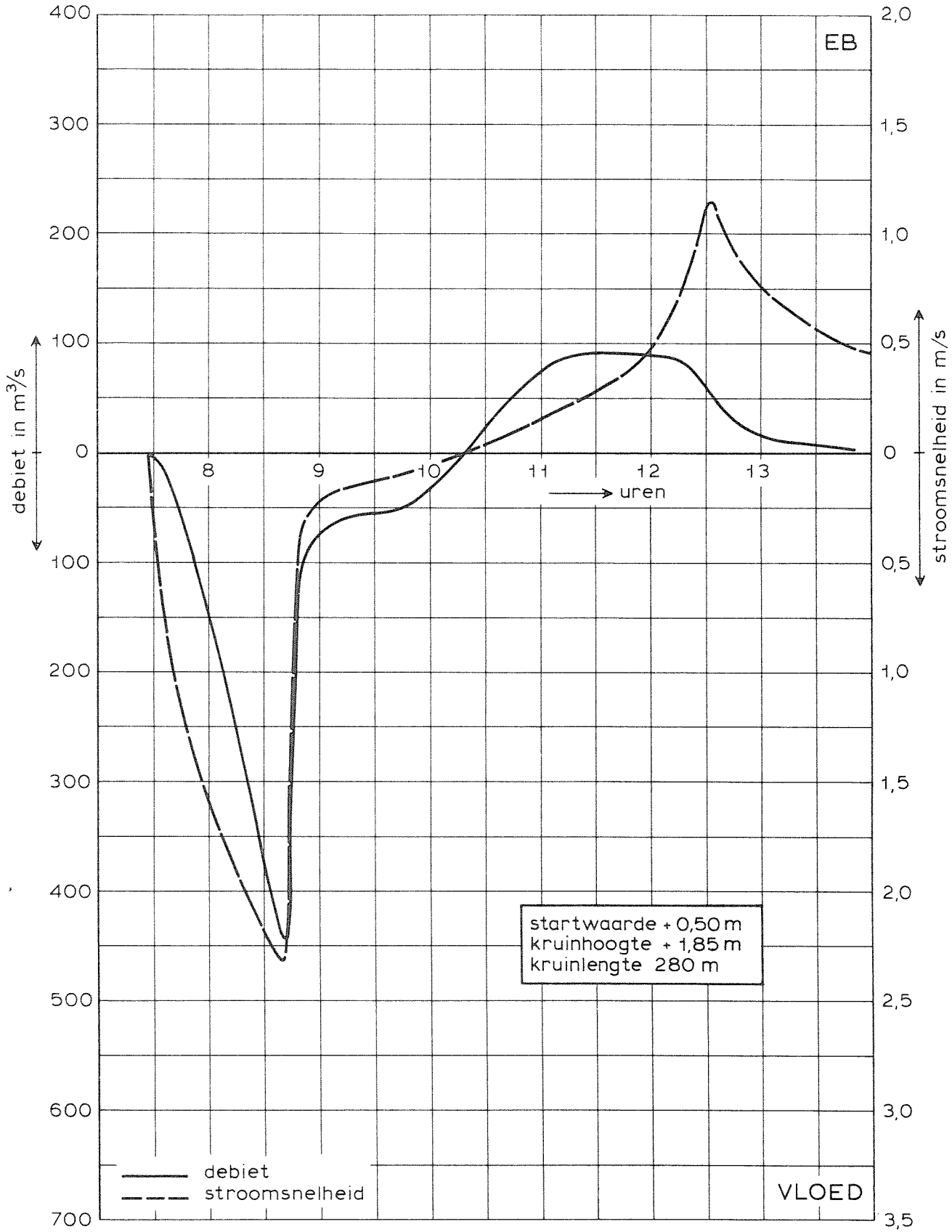
DEBIETEN EN STROOMSNELHEDEN

ontwerp storm

WATERLOOPKUNDIG LABORATORIUM

R 1666

FIG. 21



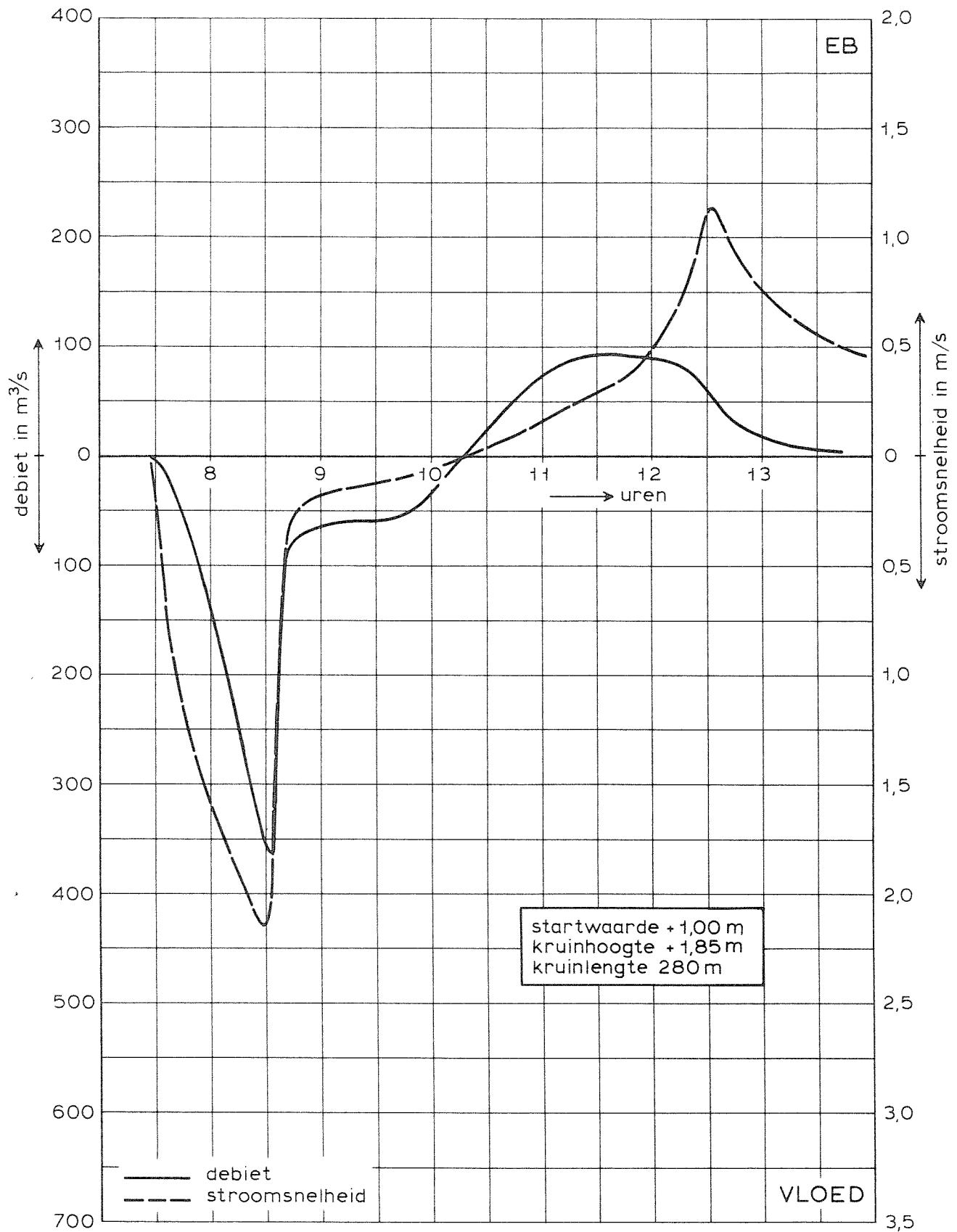
DEBIETEN EN STROOMSNELHEDEN

ontwerp storm

WATERLOOPKUNDIG LABORATORIUM

R 1666

FIG. 22



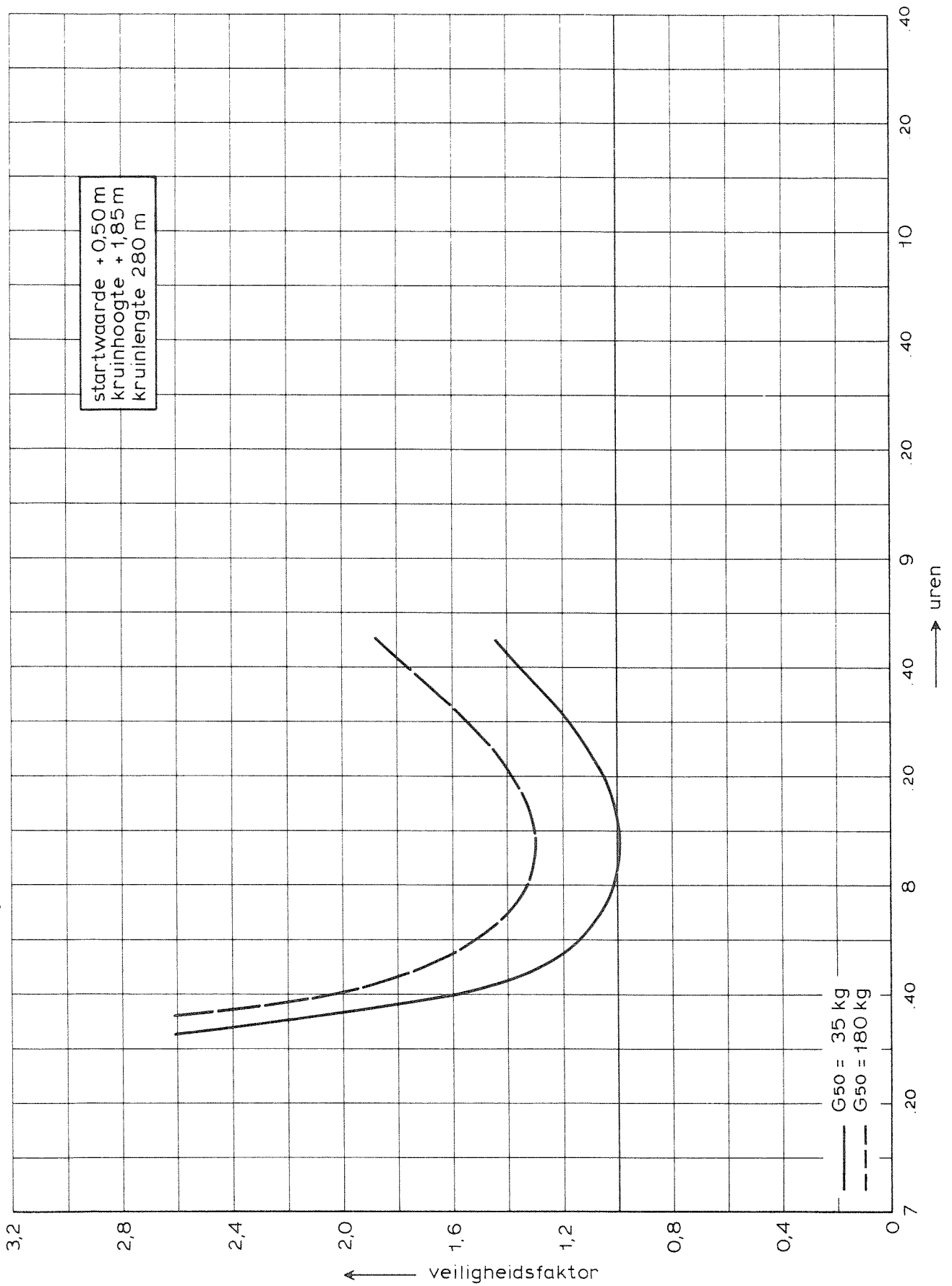
DEBIETEN EN STROOMSNELHEDEN

ontwerp storm

WATERLOOPKUNDIG LABORATORIUM

R 1666

FIG. 23



OVERZICHT VEILIGHEIDSFAKTOREN

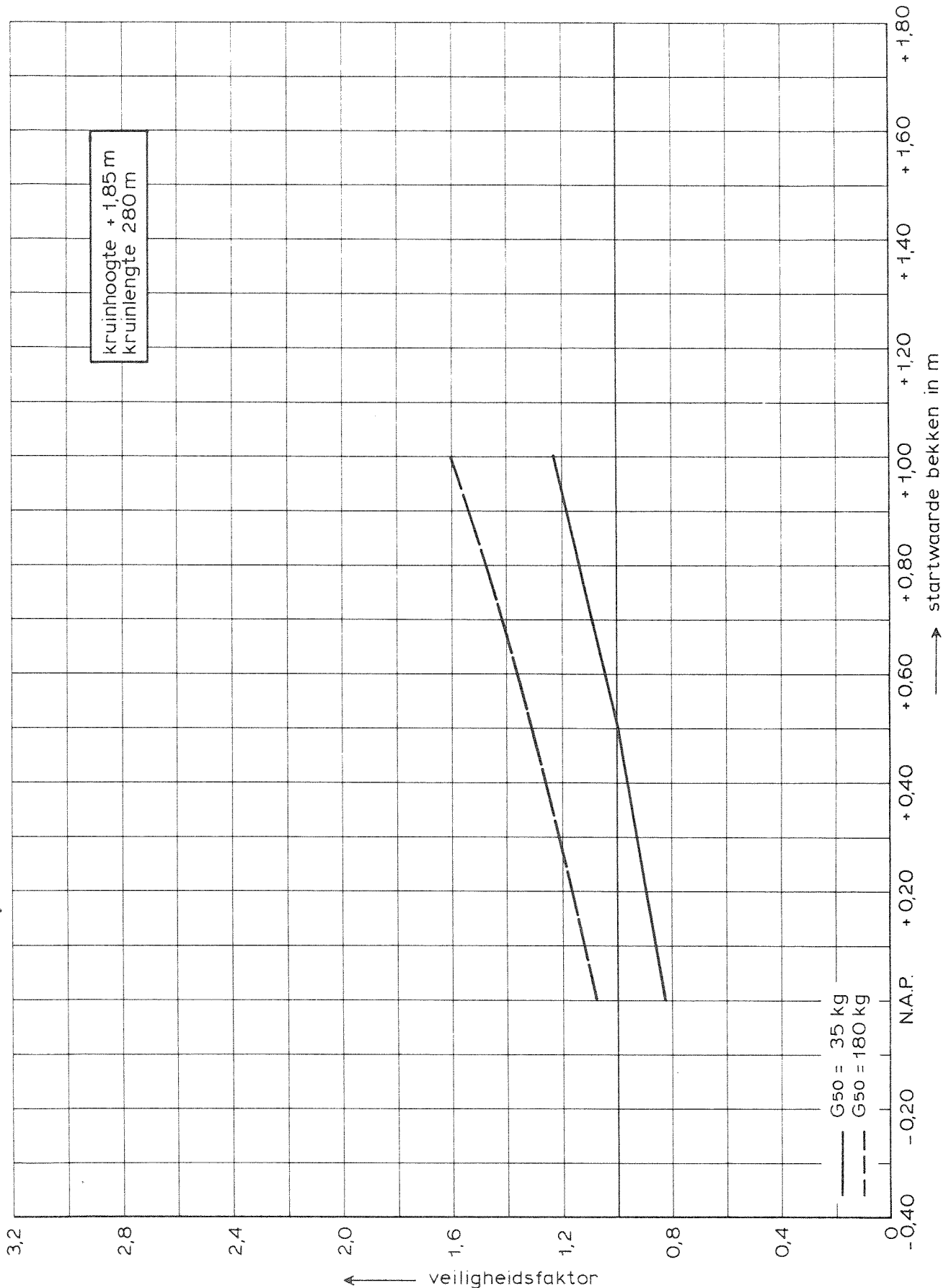
methode W.E.S.

ontwerp storm

WATERLOOPKUNDIG LABORATORIUM

R 1666

FIG. 24



MINIMUM VEILIGHEIDSFAKTOREN ALS FUNKTIE  
VAN STARTWAARDE BINNENWATERSTAND

methode W.E.S.  
ontwerp storm

WATERLOOPKUNDIG LABORATORIUM

R 1666 FIG. 25



p.o. box 177

2600 mh delft

the netherlands