Commissie Rivierdijken

Proefprofiel III

Monument - "Winssen"

41

A-75.076
Centrum voor Onderzoek Waterkeringen

Proefprofiel III Monument

Inhoud.

		blz.
I.	Inleiding en opdracht	1
II.	Beschrijving	2
	1. Algemeen	2
	uiterwaard	2
	dijk	2
	binnendijks gebied	2
	2. Beschrijving huis met de zonnewijzer	2
III.	Beschikbare gegevens	4
IV.	Beschrijving geologische opbouw	6
V.	Principe oplossingen	7
VI.	Beoordeling waterkerend vermogen	9
	1. Kruinhoogte	9
	2. Stabiliteit binnentalud	9
	2.a. bestaande situatie	9
	2.b. ontwerp A	13
	2.c. ontwerp B	13
	2.d. ontwerp C	14
	3. Opdrukken lagen binnendijks	15
	3.a. bestaande situatie, ontwerp B, ontwerp C	15
	3.b. ontwerp A	16
	4. Welvorming	16
	5. Stabiliteit buitentalud	16
	5.a. bestaande situatie, ontwerp A	16
	5.b. ontwerp B	17
	5.c. ontwerp C	17
	6. Aantasting buitentalud door golfaanval	18
	7. Leidingen	18
VII.	Algemene aspecten met betrekking tot monumenten aan de binnenzijde van een waterkering	20
	1. Situering	20
	2. Leidingen	21
	3. Onderhoud en inspectie beheerder waterkering	21
VIII.	Conclusies en slotopmerkingen	23
IX	Literatuur	24

Bijlagenlijst behorende bij nota A-75.076 form.-tek.nr.

1.	Situatie 1:250.000	A4-76.148
2.a	Situatie 1: 25.000	A4-76.193
2.b	Hoogtekaart	A4-76.131
3.a	Detail	A4-76.151
3.þ	Dwarsprofiel gemeten door de Provinciale Waterstaat Gelderland	4Z-76.168
3.c	Maatgevende afvoergolf	A4-76.197
4.	Bestaand profiel	3Z-76.167
5.	Ontwerpprofiel A	3Z-76.068
6.	Ontwerpprofiel B	3Z-76.069
7.	Ontwerpprofiel C	3Z-76.106
8.	Geo-elektrisch onderzoek (tekst)	
8.1	Situatie	A4-76.142
8.2.	Schema Wenneropstelling	A4-75.020
8.3	Metingen	3Z-75.115
9.	Bepaling waterspanningen (tekst)	
9.1	Potentiaallijnen meting 7A bestaande sit. M.H.W. + 12,98 m	3Z-76.065
9.2	Potentiaallijnen meting 7B bestaande sit. M.H.W. + 12,48 m	3Z-76.066
9.3	Potentiaallijnen meting 7C bestaande sit. M.H.W. + 11,98 m	3Z-76.067
9.4	Potentiaallijnen meting 2A ontwerp A M.H.W. + 12,98 m	3Z-76.062
9.5	Potentiaallijnen meting 2B ontwerp A M.H.W. + 12,48 m	3Z-76.063
9.6	Potentiaallijnen meting 2C ontwerp A M.H.W. + 11,98 m	3Z-76.064
9.7	Potentiaallijnen meting 10A ontwerp B M.H.W. + 12,98 m	4Z-75.206
9.8	Potentiaallijnen meting 11A ontwerp B M.H.W. + 12,48 m	4Z-75.207
9.9	Potentiaallijnen meting 12A ontwerp B M.H.W. + 11,98 m	4Z-75.208
9.10	Potentiaallijnen meting 13A ontwerp C M.H.W. + 12,98 m	4Z-75.209
9.11	Potentiaallijnen meting 14A ontwerp C M.H.W. + 12,48 m	4Z-75.210
9.12	Potentiaallijnen meting 15A ontwerp C M.H.W. + 11,98 m	4Z-75.211
10.	Grondonderzoek (tekst)	
	1. Doorlatendheid	
	2. Wrijvingseigenschappen	
	3. Volumegewichten	
	4. Grondeigenschappen onder het monument	
10.1	Overzicht boringen	3Z-76.222
11.1	Maatgevende glijcirkels bestaande situatie	3Z-76.218
11.2	Maatgevende glijcirkels ontwerp A	3Z-76.219
11.3	Maatgevende glijcirkels ontwerp B	3Z-76.220
11.4	Maatgevende glijcirkels ontwerp C	3Z-76.221

Proefprofiel III: MONUMENT

"Het huis met de zonnewijzer, 't Paradijs"

I. Inleiding en opdracht

Door de commissie Rivierdijken werd aan het Centrum voor Onderzoek Waterkeringen verzocht na te gaan wat het effect zou zijn van een verlaging van de maatgevende waterstanden met 0,50 en 1,00 m op de voorgenomen rivierdijkverbeteringen. Tevens werd gevraagd hoe de "milieuschade" bij deze verschillende ontwerppeilen ter plaatse van enkele representatief geachte dijkvakken door het maken van een aantal scherp gedimensioneerde ontwerpen zo beperkt mogelijk gehouden zou kunnen worden. Het onderzoek waarover hier wordt gerapporteerd betreft een gedeelte van de linkerbandijk van de Waal, liggend in het polderdistricht Maas en Waal bij hmp 127,5 (zie bijlage 1 en 2).
Dit dijkvak werd uitgekozen vanwege twee omstandigheden:
Binnendijks en gedeeltelijk in het dijklichaam bevindt zich een monument ter plaatse bekend als "Het huis met de zonnewijzer".
Buitendijks bevindt zich een landschappelijk attractieve rij populieren. Gevraagd is de verbeteringen zo te ontwerpen, dat zo mogelijk zowel het monument als de rij populieren worden gespaard.
In deze nota worden oplossingen aangegeven die voor de verbetering van het betreffende dijkgedeelte in aanmerking komen, zodat respectievelijk bij M.H.W, M.H.W. - 0,50 m en M.H.W. - 1,00 m een voor zijn taak opgewassen dijklichaam aanwezig blijft.

II. Beschrijving

1. Algemeen

Uiterwaard

Voor het betreffende dijkprofiel liggen de Winssensche Waarden. De breedte hiervan bedraagt ca. 500 m. De uiterwaard wordt omringd door zomerkaden welke een minimum hoogte van N.A.P.+ 10.30 m hebben. Tussen het buitentalud en de buitendijkse sloot staat een rij populieren.

Dijk

Dwarsprofielen, gemeten door de Provinciale Waterstaat in Gelderland (zie bijlage 3.b.) en het Centrum (zie bijlage 4) geven aan dat de kruinhoogte van de bestaande dijk N.A.P + 14,00 m is. Het buitentalud van de bestaande dijk ligt ter plaatse van het huis ongeveer onder een helling van 1:2,9. Het bestaande binnentalud is nogal ongelijk en heeft een gemiddelde helling van ongeveer 1:1,3. Op de taluds is een grasmat aanwezig. Het maatgevend hoogwater op de Waal bij hmp 127,5 bedraagt N.A.P. + 12,98 m (zie bijlage 3.c.).

Binnendijks gebied

Het maaiveld achter de dijk heeft een hoogte die varieert van N.A.P. + 9,41 m bij de binnenteen tot N.A.P. + 7,20 m nabij een op 29 m. afstand van de dijk gelegen sloot.
De slootbodem ligt op een niveau van N.A.P. + 6,20 m.
Het binnendijkse maaiveld achter de sloot ligt ongeveer op N.A.P. + 7,20m.
Achter het beschouwde dijkvak is op ca. 150m uit de binnenteen een watergang aanwezig. De maximale waterstand in deze watergang bedraagt volgens het polderdistrict Maas en Waal N.A.P. + 6,45 m. Er zijn langs het dijkvak tussen hmp 128,5 - hmp 123,5 geen kwelkaden aanwezig.

2. Beschrijving huis met de zonnewijzer

Het betreft een boerderij te Winssen die eigendom is van het polderdistrict Maas en Waal en met behulp van een geschilderde zonnewijzer gedateerd kan worden op 1798. Het huis heeft een rieten wolfdak, een

voorgevel met vlechtingen en vensters met zes schuiframen waarvoor luiken.
Het huis is gefundeerd op staal. De onderzijde van de fundering ligt op N.A.P. + 7,60 m.
Het huis is blijkens opgave van het polderdistrict aangesloten op het waterleidingnet (voor de ligging van de waterleidingbuis zie bijlage 3.a.).
Onder een gedeelte van het huis is volgens een door de Provinciale Waterstaat verstrekte situatie en dwarsprofiel (zie bijlage 3.a. en 3.b.) een kelder aanwezig. De bovenkant van de stenen vloer ligt op N.A.P. + 8,20 m. Het vloerniveau van het huis ligt op N.A.P. + 9,00 m. De vloer is een houten balkvloer. Onder de vloer is een kruipruimte van ca. 0,60 m aanwezig. Zoals uit de dwarsprofielen blijkt is er een zinkput aanwezig waarvan de onderkant reikt tot een niveau van N.A.P. + 6,40 m (zie bijlage 3.b.).

III. Beschikbare gegevens

De volgende gegevens van het betreffende gebied waren beschikbaar:
- de hoogtekaart no. 39 H. noord;
- de waterstaatskaart;
- een geologische kaart;
- enkele dwarsprofielen gemeten door de Provinciale Waterstaat in Gelderland;
- de nota klei-inventarisatie uiterwaarden van Stiboka
- een geo-elektrisch onderzoek aan de binnenteen van de dijk en enkele boringen en sonderingen, welke zijn uitgevoerd in het kader van de dijkverbeteringsplannen van het polderdistrict.
- waterstand op de rivier

De waterstand op de rivier (Waal), overeenkomend met een afvoer van 18.000 m^3/s te Lobith (M.H.W.) bedraagt N.A.P. + 12,98 m bij hmp 127,5 (zie bijlage 3.c.).
In onderstaande tabel is naast de in 1970 bij een afvoer van 9.500 m^3/s opgetreden stand ook die van 1926 weergegeven.

		waterstand hmp 127,5
M.H.W.	bij Q = 18.000 m^3/s	N.A.P. + 12,98 m
1970	bij Q = 9.500 m^3/s	N.A.P. + 11,64 m
1926	bij Q = ca. 12.500 m^3/s	N.A.P. + 12,10 m

In 1970 en 1926 hebben zich bij het betrokken profiel volgens het polderdistrict Maas en Waal geen ernstige moeilijkheden voorgedaan.

Op basis van deze gegevens is het aanvullend onderzoek vastgesteld.
Dit onderzoek betrof:

a. aanvullend geo-elektrisch onderzoek
   Dit onderzoek is uitgevoerd door het Centrum om informatie te verkrijgen over de homogeniteit en eventuele discontinuïteiten in de bodemopbouw (zie bijlage 8).

b. grondonderzoek
   Zowel in de uiterwaard als in het dijklichaam zelf èn in het binnendijkse gebied is door middel van boringen de opbouw van de bodem bepaald. Tevens zijn de verschillende bodemeigenschappen vastgesteld,

die bij de stabiliteitsberekeningen van belang zijn (zie rapport L.G.M. en bijlage 10).

c. modelonderzoek grondwaterstroming
Voor de bepaling van de grondwaterspanningen en de grondwaterstromingen in, onder en nabij het dijklichaam is gebruik gemaakt van een elektrisch analogon (zie bijlage 9).

IV. Beschrijving geologische opbouw

Het Laboratorium voor Grondmechanica te Delft heeft de samenstelling van de bestaande dijk en de ondergrond onderzocht door middel van boringen (zie rapport L.G.M.). Hieruit blijkt dat, onder een kleilaag welke aanwezig is tot een niveau van N.A.P. + 4,30 m à 4,70 m, de ondergrond uit grof zand, op sommige diepten gemengd met grind, bestaat.

Het dijklichaam is opgebouwd uit klei tot zandige klei. Uit gegevens van de geologische kaart blijkt dat tot ca. 50 m diepte pleistocene afzettingen voorkomen. Het pleistocene pakket bestaat hoofdzakelijk uit matig tot zeer grof zand gemengd met grind. In beschrijvingen van een aantal diepe boringen, beschikbaar gesteld door het polderdistrict Maas en Waal, komen op wisselende diepte ook enkele kleilagen voor.

De basis van het pleistocene watervoerende pakket wordt gevormd door kleiige mariene afzettingen, behorend tot het vroeg Pleistoceen welke op een niveau van ca. 50 m beneden het maaiveld voorkomen. Het watervoerend vermogen (kD-waarde) van het pleistocene pakket werd door het Rijksinstituut voor Drinkwatervoorziening in dichtbij gelegen gebieden met ongeveer gelijke bodemopbouw op ca. 0,017 - 0,029 m^2/s (1500-2500 m^2/etm) bepaald. Uit gegevens door het polderdistrict Maas en Waal verstrekt blijkt, dat de grondopbouw enkele honderden meters ter weerszijden van hmp 127,5 ongeveer gelijk is. De grondwaterstroming door en onder de dijk kan derhalve tweedimensionaal worden geacht.

Dit betekent dat de grondwaterstroming kan worden bestudeerd door de stroming door een verticaal vlak loodrecht op de dijkas in beschouwing te nemen.

Het huis ligt volgens informatie van het polderdistrict Maas en Waal niet in een kwelgevoelig gebied. Er liggen ter plaatse geen kwelkaden.

Het Centrum heeft door middel van een geo-elektrisch onderzoek en enkele handboringen de dikte van de afdekkende kleilagen geverifieerd. Uit dit onderzoek is gebleken dat over een strookbreedte van tenminste 100 m buitendijks minimaal 1 m (onder de bodem van de sloot) klei aanwezig is en dat over het algemeen ongeveer 3 m klei aanwezig is.

V. Principe oplossingen

Bij het verdere onderzoek naar de stabiliteit van de dijk onder ontwerpomstandigheden is uitgegaan van de volgende aannamen en uitgangspunten.

- De veiligheid van het gebied binnen de bandijk moet worden gewaarborgd door verbetering van de bestaande kering; alternatieve tracé's zijn niet bestudeerd.
- Bebouwing op en in dijken kan nadelig zijn voor het waterkerend vermogen.

De nadelen en de gevaren waaraan hier aandacht zal moeten worden besteed zijn:

1. Verstoring kwellijnenpatroon.
   Bij rivierdijken kan door de verstoring die bebouwing in en nabij waterkeringen geeft een beïnvloeding van het kwellijnenpatroon of een onderbreking of verzwakking van de afdekkende kleilaag aan de binnenzijde van de waterkering optreden. Hierdoor kunnen de waterspanningen in het dijklichaam ongunstig worden beïnvloed (zie bijlage 9).

2. Optreden van zandmeevoerende wellen.
   Ook is het mogelijk dat bij bebouwing aan de binnenzijde van een waterkering niet te lokaliseren wellen onder de bebouwing optreden (zie VI.4.).

3. Aantasting dijk door golfoverslag.
   Bij rivierdijken waarbij onder extreme omstandigheden golfoverslag optreedt, vormt bebouwing aan de binnenzijde een obstakel.
   De kans op aantasting van de waterkering is door de door bebouwing veroorzaakte snelheidsvergroting en turbulentie van het over de dijk stromende water groter dan bij onbebouwde dijkgedeelten (zie VI.1.).

4. Aanwezigheid leidingen.
   Een lek in een vloeistofleiding kan in bepaalde gevallen dijkbreuk veroorzaken (zie leidraad voor constructie en beheer van vloeistofleidingen in, op en nabij waterkeringen en VI.7.).

- De mogelijkheid van een aangepaste kruinhoogte bij de drie ontwerppeilen is gezien de bestaande kruinhoogte (N.A.P. + 14,00 m) van de waterkering ter plaatse van het monument ten opzichte van deze ontwerppeilen (N.A.P. + 12,98 m, N.A.P. + 12,48 m, N.A.P. + 11,98 m) mede in beschouwing genomen (zie VI.1.).

Voor een viertal principe oplossingen zijn stabiliteitsbeschouwingen opgesteld bij de drie door de commissie Rivierdijken opgegeven ontwerppeilen.
De vier principe oplossingen zijn:

a. handhaving bestaande situatie (zie bijlage 4) met de mogelijkheid van variabele kruinhoogte;
b. ontwerpprofiel A, hierbij is nagegaan of handhaving van het bestaande binnentalud mogelijk is bij verwijdering monument; bomenrij wordt gehandhaafd;
c. ontwerpprofiel B; met een taluddrainage nabij de binnenteen, binnentalud met een helling 1:2, kruinbreedte 4 m, buitentalud 1:2 (zie bijlage 6) met de mogelijkheid van een variabele kruinhoogte. Zowel monument binnendijks als bomenrij buitendijks worden gehandhaafd;
d. ontwerpprofiel C; met een taluddrainage nabij de binnenteen, binnentalud met een helling 1:3, kruinbreedte 4 m, buitentalud met een helling 1:3 (zie bijlage 7) met de mogelijkheid van een variabele kruinhoogte. Het monument binnendijks blijft aanwezig, buitendijkse bomenrij moet worden verplaatst.

De principe oplossingen dienen voor het betreffende dijkprofiel een zodanige situatie te scheppen dat het waterkerend vermogen van de dijk voldoet aan de uitgangspunten die met betrekking tot rivierdijken worden aangehouden (zie algemeen rapport "Verbetering van de rivierdijken")

VI. Beoordeling waterkerend vermogen

1. Kruinhoogte

De kans op aantasting van de waterkering is door de door bebouwing veroorzaakte snelheidsvergroting en turbulentie van het over de dijk stromende water groter dan bij onbebouwde dijkgedeelten. Om hier geen relatief zwakke plaats te handhaven zou de kruinhoogte wat hoger kunnen worden gelegd, zodat de golfoverslag in vergelijking met de onbebouwde dijkgedeelten een orde lager wordt gehouden.
Dit betekent dat met een extra overhoogte rekening moet worden gehouden. De aanwezige kruinhoogte bedraagt ca. N.A.P. + 14,00 m. Voor het dijkprofiel is een gecombineerde berekening van de golfoploop en waterhoogten uitgevoerd waarbij de kans dat 2% van de golven de kruin bereikt of overschrijdt gelijk is gesteld aan de overschrijdingsfrequentie van de waterstanden. De berekende hoogte bedraagt in de bestaande situatie, bij ontwerp A en C max M.H.W. + 0,40 m. Bij ontwerp B is de berekende hoogte max M.H.W. + 0,60 m. Volgens het rapport "Golfoploop en Golfoverslag" uitgegeven door de Technische Adviescommissie voor de Waterkeringen kan men globaal stellen dat bij 20% extra waakhoogte het aantal golven dat de kruin bereikt of overschrijdt met een factor 10 wordt gereduceerd. Dit betekent dat bij de bestaande kruinhoogte N.A.P. + 14,00 m de kans op golfoverslag praktisch kan worden verwaarloosd. Bij de drie ontwerppeilen zijn derhalve de volgende kruinhoogten voldoende:

M.H.W.	kruinhoogte
+ 12,98 m	+ 14,00 m
+ 12,48 m	+ 13,50 m
+ 11,98 m	+ 13,00 m

2. Stabiliteit binnentalud

2.a. bestaande situatie (zie bijlage 4)

De stabiliteit van het binnentalud is in de bestaande situatie bij de drie ontwerpstanden door middel van stabiliteitsberekeningen onderzocht. Bovendien is berekend of een aanpassing van de kruinhoogte die gezien de bestaande kruinhoogte tot de mogelijkheden behoort (zie VI.1.:kruinhoogte), een bruikbaar alternatief kan zijn.

De zekerheid tegen het afschuiven van taluds is berekend met de methode Bishop. (Lit VI). Uit deze berekening resulteert een getal n dat een maat is voor de veiligheid tegen afschuiven.
De evenwichtsfactor n is die factor, waardoor de schuifweerstand moet worden gedeeld, om juist momenten-evenwicht te verkrijgen.
De glijvlakberekeningen zijn dus uitgevoerd met gereduceerde grondeigenschappen ($tg\ \phi'_{ger.} = tg\ \phi'/n$, $c'_{ger.} = c'/n$), waarbij de waarden n iteratief zijn bepaald. De grootte van de evenwichtsfactor welke nodig is om voldoende stabiliteit te waarborgen van de uitgangspunten die bij de berekeningen worden gehanteerd. Alle in de berekeningen ingevoerde gegevens hebben namelijk min of meer een onzekerheidsmarge. Hierdoor worden onzekerheden in de glijvlakberekeningen geïntroduceerd. Voor de situatie in dit gegeven geval worden de onzekerheden in de glijvlakberekeningen voornamelijk veroorzaakt door:

a. de bepaling van de wrijvingseigenschappen ϕ' en c' door middel van celproeven en de spreiding van deze gevonden waarden binnen bepaalde grondlagen;
b. de bepaling van de volumieke massa ρ en de spreiding van deze waarde binnen bepaalde grondlagen;
c. de schematisering van de verschillende grondlagen;
d. de bepaling van de waterspanningen in het dijklichaam;
e. de berekeningsprocedure zelf.

ad a

De eigenschappen van de grond in de dijk zijn bepaald aan de hand van een beperkt aantal monsters, die de verschillende grondlagen moeten representeren. Verwacht mag worden dat binnen dezelfde grondlaag een zekere spreiding van de eigenschappen voorkomt. De uit de resultaten van een celproef bepaalde schuifweerstand kan afwijken van de werkelijke schuifweerstand. In de glijvlakberekeningen zijn de gemiddelde wrijvingseigenschappen gebruikt.

ad b

Afwijkingen van de ingevoerde ρ (de gemiddelde waarde uit vele proeven, zie bijlage 10) zullen een invloed op de berekende veiligheidscoëfficiënt hebben.

ad c

Het aantal boringen in het dijkprofiel is beperkt tot vier. Tussen de

boringen moet het verloop van de grondlagen worden geschat.

ad d

Bij de bepaling van de waterspanningen zijn steeds "veilige" uitgangspunten aangehouden (zie bijlage 9).

ad e

De gevolgde berekeningsmethode is niet voor 100% nauwkeurig.

Hoewel uit de beschikbare gegevens geen exacte grens tussen "veilig" en "onveilig" is te trekken kan als indicatie worden aangehouden dat evenwichtsfactoren > 1,3 in gevallen als deze voor binnentaluds voldoende zijn.
Het exact aangeven van een grens is voor dit probleem gezien de uitkomsten van de stabiliteitsberekeningen echter niet nodig.
De berekeningen geven de volgende resultaten* welke in onderstaande tabel zijn weergegeven.

M.H.W.	evenwichtsfactor	kruinhoogte
+ 12,98 m	1,12	+ 14,00 m
+ 12,48 m	1,13	+ 14,00 m
+ 11,98 m	1,16	+ 14,00 m

M.H.W.	evenwichtsfactor	kruinhoogte
+ 12,98 m	1,12	+ 14,00 m
+ 12,48 m	1,18	+ 13,50 m
+ 11,98 m	1,28	+ 13,00 m

* Een uitgebreide weergave van de glijvlakberekeningen is te vinden in het rapport van het L.G.M. De maatgevende glijcircels zijn aangeven in bijlage 11.1, 11.2, 11.3 en 11.4.

Hieruit blijkt dat de evenwichtsfactor, indien de kruinhoogte op N.A.P. + 14,00 m wordt gehandhaafd, in vrij geringe mate afhankelijk is van de keuze van het maatgevend hoogwater.
De oorzaak hiervan is de geringe invloed van de keuze van het M.H.W. op de grootte van de waterspanningen in en onder het dijklichaam.
De berekende veiligheid is gezien de onzekerheden in de uitgangspunten van de berekeningen waardoor een evenwichtsfactor van ca. 1,3 nodig is, onvoldoende.
Bij een kruinhoogte van N.A.P. + 13,50 m en N.A.P. + 13,00 m worden de evenwichtsfactoren respectievelijk 1,18 en 1,28. Dit betekent dat een andere kruinhoogte op zichzelf niet voldoende is.
Bij alle drie de beschouwde ontwerppeilen moet met uittredend water op het binnentalud worden gerekend. Daarom bestaat er het gevaar dat daar verweking optreedt waardoor stabiliteitsverlies kan worden ingeleid. De bestaande situatie kan derhalve als onvoldoende veilig worden gekarakteriseerd.

Opmerking:
In 1926 hebben bij een Waalstand van N.A.P. + 12,10 m zich geen ernstige moeilijkheden voorgedaan.
Uit de nu uitgevoerde berekeningen bij een waterstand van N.A.P. + 11,98 m blijkt echter dat de evenwichtsfactor onvoldoende is.
Deze schijnbare tegenstrijdigheid kan worden verklaard door middel van de volgende overwegingen.
Zoals in bijlage 9 is uiteen gezet zijn de waterspanningen bij een waterstand van N.A.P. + 11,98 m (in 1926: N.A.P. + 12,10 m) berekend met een als permanent aangenomen grondwaterbeweging.
Dit uitgangspunt levert bij een juiste vaststelling van de doorlatendheidscoëfficiënt van de diverse grondlagen de maximaal mogelijke waterspanning. Er zijn drie belangrijke redenen aan te wijzen, waarom met een permanente grondwaterbeweging moet worden gerekend.
In de eerste plaats is het onbekend welke grondwaterbeweging in de uitgangstoestand in het dijklichaam optreedt.
In de tweede plaats is de berging in de grond bij niet permanente waterbeweging een belangrijke doch helaas onzekere factor.
In de derde plaats is de voor niet permanente grondwaterstromings berekeningen maatgevende vorm van de afvoergolf onbekend.

De afvoergolf van 1926 was niet bijzonder langdurig. Een bijvoorbeeld wat lagere maar lang durende afvoergolf zal tot hogere waterspanningen

in en onder het dijklichaam aanleiding geven. In zo'n situatie zouden de optredende waterspanningen dan overeenkomst kunnen vertonen met de in de elektrische analogonmetingen bepaalde waterspanningen.

2.b. ontwerp A (zie bijlage 5)

In ontwerp A is het monument verwijderd, waarvoor een kleiaanvulling in de plaats is gekomen. Het bestaande steile binnentalud wordt gehandhaafd. Dit alternatief is in beschouwing genomen om de invloed van het monument op de grootte van de evenwichtsfactor te kunnen nagaan. Uit de stabiliteitsberekeningen welke voor dit geval bij de drie maatgevende waterstanden zijn uitgevoerd, blijkt dat hoewel de evenwichtsfactor wat hoger is dan in de bestaande situatie het bestaande steile binnentalud niet kan worden gehandhaafd.

M.H.W.	evenwichtsfactor
+ 12,98 m	1,27
+ 12,48 m	1,29
+ 11,98 m	1,29

Bovendien moet hier ook op uittredend water op het binnentalud worden gerekend, met kans op verwekingsverschijnselen tijdens maatgevende omstandigheden.

2.c. ontwerp B (zie bijlage 6)

De berekeningen van de stabiliteit in de bestaande situatie en volgens ontwerp A geven zodanige resultaten dat bij ontwerp B door middel van een taluddrainage en een iets flauwer talud is getracht de twee punten (stabiliteit niet aanvaardbaar, uittredend water) te elimineren. Bovendien is berekend of een aanpassing van de kruinhoogte, die gezien de bestaande kruinhoogte tot de mogelijkheden behoort (zie VI.1., kruinhoogte),een bruikbaar alternatief kan zijn.
Bij dit ontwerp worden zowel het monument als de bomen gespaard. De berekeningen hebben de volgende resultaten opgeleverd.

M.H.W.	evenwichtsfactor	kruinhoogte
+ 12,98 m	1,44	+ 14,00 m
+ 12,48 m	1,45	+ 14,00 m
+ 11,98 m	1,51	+ 14,00 m

M.H.W.	evenwichtsfactor	kruinhoogte
+ 12,98 m	1,44	+ 14,00 m
+ 12,48 m	1,59	+ 13,50 m
+ 11,98 m	1,73	+ 13,00 m

De berekende veiligheid is bij de drie ontwerppeilen voldoende.
De invloed van de hoogte van het M.H.W. is niet groot.

2.d. ontwerp C (zie bijlage 7)

Bij ontwerp C is een profiel aangehouden zoals bij de huidige praktijk van dijkverbetering in verband met het onderhoud van de grasmat minimaal gebruikelijk is.
Het profiel heeft taluds van 1:3. De buitendijks aanwezige bomen dienen bij dit ontwerp te worden verwijderd. De berekeningen hebben de volgende resultaten opgeleverd.

M.H.W.	evenwichtsfactor
+ 12,98 m	1,62
+ 12,48 m	$\geq$ 1,68
+ 11,98 m	$\geq$ 1,71

De berekende veiligheid is voldoende.
De invloed van een verandering in de hoogte van het M.H.W. is gering.

Conclusies:
Wat betreft de veiligheid tegen afschuiving en verweking van het binnentalud bieden zowel ontwerp B als ontwerp C goede perspectieven.

3. Opdrukken van lagen binnendijks

3.a. bestaande situatie, ontwerp B en ontwerp C

Maatgevend voor het opdrukken van lagen binnendijks ter plaatse van de binnenteen van de dijk is het gedeelte van het monument waar een keldervloer aanwezig is. De bovenkant van de keldervloer bevindt zich op een hoogte van N.A.P. + 8,20 m.
De onderkant van het afdekkende kleipakket bevindt zich ter plaatse op ca. N.A.P. + 4,70 m.
Het afdekkende kleipakket heeft een volumiek gewicht γ_n van 19,5 kN/m^3.
De wateroverdruk onder de afdekkende laag bedraagt bij de drie maatgevende rivierstanden (N.A.P. + 12,98 m, + 12,48 m, + 11,98 m) respectievelijk 59,4 kN/m^2, 58,4 kN/m^2 en 57,4 kN/m^2 (zie bijlage 9).

De veiligheid tegen opdrukken is dan

$$V_{12,98} = \frac{19,5 \times 3,50}{59,4} = 1,15$$

$$V_{12,48} = \frac{19,5 \times 3,50}{58,4} = 1,17$$

$$V_{11,98} = \frac{19,5 \times 3,50}{57,4} = 1,19$$

Het verhang over de afdekkende kleilaag is:

$$i_{12,98} = \frac{10,64 - 8,20}{3,50} = 0,69$$

$$i_{12,48} = \frac{10,54 - 8,20}{3,50} = 0,66$$

$$i_{11,98} = \frac{10,44 - 8,20}{3,50} = 0,64$$

Conclusies:
Het blijkt dus dat de veiligheid tegen opdrukken slechts in geringe mate afhankelijk is van de keuze van het M.H.W. De grootte van het verhang over de afdekkende kleilaag is gezien de hoge cohesie (7 à 8 kN/m^2) acceptabel.

De gevonden evenwichtsfactoren kunnen als voldoende worden gekwalificeerd gezien:

1. De veiligheden welke bij de bepaling van de waterdruk onder de afdekkende laag zijn aangehouden (zie bijlage 9).
2. De mate van grondonderzoek (zie bijlage 10 en rapport L.G.M.)

De veiligheid tegen opdrukken van de kleilaag onder de zinkput waarvan de onderkant reikt tot een niveau van N.A.P. + 6,40 m bedraagt:

$$V_{12,98} = \frac{19,5 \times 1,70}{57,1} = 0,58$$

$$V_{12,48} = \frac{19,5 \times 1,70}{56,7} = 0,59$$

$$V_{11,98} = \frac{19,5 \times 1,70}{56,2} = 0,60$$

De veiligheid tegen opdrukken is onvoldoende.

De zinkput waarvan de onderkant tot een niveau van N.A.P. + 6,40 m reikt dient derhalve te worden opgeruimd.

3.b. ontwerp A

Gezien het feit dat in ontwerp A het binnendijkse maaiveld nabij de binnenteen op een niveau van N.A.P. + 9,00 m ligt is de veiligheid tegen opdrukken bij dit ontwerp voldoende.

4. Welvorming

Gezien de grondopbouw behoeft met welvorming geen rekening te worden gehouden. Opdrukken of opbarsten treedt in een zone van ca. 29 m vanaf de binnenteen, gezien de dikte van de afdekkende kleilagen, niet op.

5. Stabiliteit buitentalud

5.a. bestaande situatie

Afschuiving van het buitentalud is mogelijk indien de aanpassing van de waterspanningen in de dijk achterblijft bij de daling van de rivier. De stabiliteit van het buitentalud is daarom berekend voor het geval er zich een sterke val van de rivier voordoet.

Een snelle val van de rivier in de uiterwaard voor de dijk is mogelijk tot ongeveer het niveau van de zomerkaden.
De minimale kruinhoogte van de zomerkaden is N.A.P. + 10,30 m.
Er wordt er bij de berekening tevens van uitgegaan dat het freatisch vlak in het dijklichaam is gestegen tot een niveau dat gelijk is aan de ontwerpwaterstand (N.A.P. + 12,98, N.A.P. + 12,48 m, N.A.P. + 11,98 m).
In de beschreven situatie zal er horizontale wateruitstroming op het buitentalud plaatsvinden tussen respectievelijk N.A.P. + 12,98 m en N.A.P. + 10,30 m, N.A.P. + 12,48 m en N.A.P. + 10,30 m en N.A.P. + 11,98 m en N.A.P. + 10,30 m.
Bij de beoordeling van de stabiliteit van het buitentalud kan als indicatie worden aangehouden dat evenwichtsfactoren > 1,25 voldoende zijn.
De berekeningen hebben tot de volgende resultaten geleid.

M.H.W.	evenwichtsfactor
+ 12,98 m	1,53
+ 12,48 m	$\geq$ 1,61
+ 11,98 m	$\geq$ 1,65

De stabiliteit is voldoende. De keuze van het M.H.W. heeft weinig invloed.

5.b. ontwerp A (zie resultaten bestaande situatie)

5.c. ontwerp B

De berekeningen geven de volgende resultaten.

M.H.W.	evenwichtsfactor
+ 12,98 m	1,37
+ 12,48 m	$\geq$ 1,41
+ 11,98 m	$\geq$ 1,48

De stabiliteit is voldoende. De keuze van het M.H.W. heeft weinig invloed.

5.d. ontwerp C

De berekeningen geven de volgende resultaten.

M.H.W.	evenwichtsfactor
+ 12,98 m	1,26
+ 12,48 m	$\geq$ 1,33
+ 11,98 m	$\geq$ 1,40

De stabiliteit is voldoende. De keuze van het M.H.W. heeft weinig invloed. De evenwichtsfactoren zijn hier lager dan bij ontwerp B omdat voor de kleiaanvulling vrij lage wrijvingseigenschappen zijn aangehouden.

6. Aantasting buitentalud door golfaanval

De golfaanval op dit dijkvak is gezien de ligging vrij beperkt.
In ontwerp C, A en de bestaande situatie is ook gezien de helling van het buitentalud, ca. 1:3, geen aantasting te verwachten.
In ontwerp B waar een buitentaludhelling van 1:2 aanwezig is zal mogelijk met wat verhoogd onderhoud op een niveau van N.A.P. + 10,30 m op het buitentalud rekening moeten worden gehouden.
In de bestaande situatie heeft de huidige helling van het buitentalud ca. 1:2,9 geen problemen opgeleverd. Ter weerszijden van dit dijkprofiel zijn hoewel het buitentalud daar steiler is volgens opgave van het polderdistrict weinig problemen geweest.

7. Leidingen

Het monument is aangesloten op het waterleidingnet. Voor de ligging van de leiding kan worden verwezen naar bijlage 3.a.
De leiding dient te voldoen aan de uitgangspunten geformuleerd in de leidraad voor constructie en beheer van vloeistofleidingen in, op en nabij waterkeringen van de Technische Adviescommissie voor de Waterkeringen.
Dit betekent dat een leiding evenwijdig aan een waterkering in principe moet worden gelegd buiten de terreinstrook die zich langs de water-

kering uitstrekt en die veiligheidszone wordt genoemd.
De breedte van deze veiligheidszone moet gelijk zijn aan de afstand tot de leiding waarbinnen ontgrondingen en verstoringen ten gevolge van lekkage kunnen optreden vermeerderd met de breedte van de langs de waterkering gelegen terreinstrook die in verband met de stabiliteit van de waterkering ongestoord moet blijven.
Van dit beginsel kan in dit geval worden afgeweken door aan de betrokken leiding extra eisen te stellen. De leiding moet dan voldoen aan de eisen die bij een kruising van een leiding met de waterkering worden gesteld.
Dit houdt dan een berekening volgens reeds genoemde leidraad in.
Bij het definitieve ontwerp dient deze berekening te worden uitgevoerd.

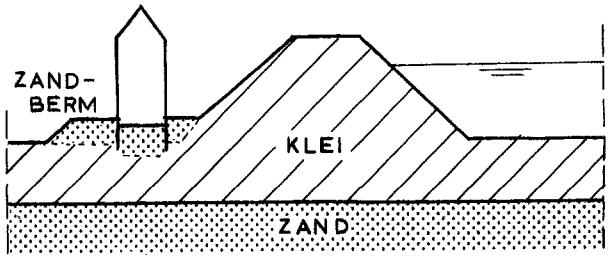
VII. Algemene aspecten met betrekking tot monumenten aan de binnenzijde van een waterkering

1. Situering

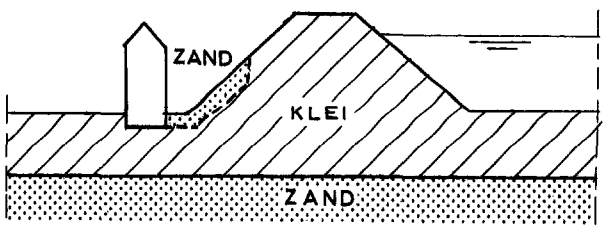
Met betrekking tot monumenten gefundeerd op staal liggende aan de binnenzijde van een waterkering kunnen zich, nadat grondmechanisch, hydrologisch en stabiliteitsonderzoek is verricht, de volgende mogelijkheden voordoen:

a. er zijn geen voorzieningen nodig

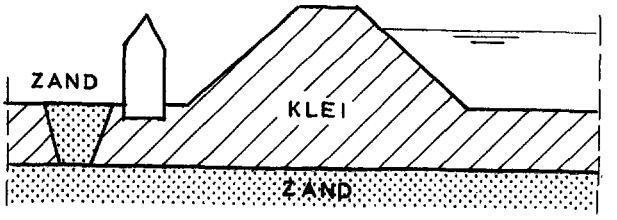
b. het monument is op een zodanige plaats in de waterkering gesitueerd dat handhaving van het monument een ander tracé van de waterkering noodzakelijk zou maken.
Een oplossing die in dergelijke gevallen overweging verdient is het door middel van vijzels omhoog brengen van het monument. Onder het monument wordt dan een grondlichaam (berm) aangebracht.
De fundering blijft dan wel op hetzelfde niveau aanwezig. Door echter aan de berm voldoende hoogte te geven zal dit vaak geen probleem meer zijn.



c. het monument is zodanig in de waterkering gesitueerd dat het kan blijven staan, omdat door middel van een drainage de waterspanningen en waterstromingen onder ontwerpomstandigheden onder controle worden gehouden.
Met betrekking tot drainage doen zich drie mogelijkheden voor:
1. "taluddrainage"

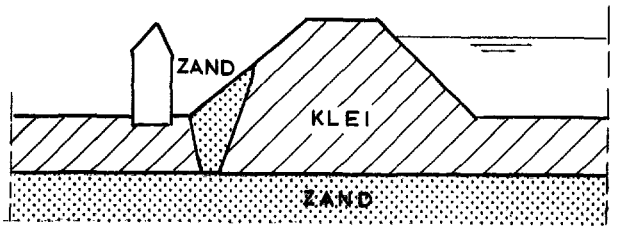


2. "diepe drainage"



Door de "diepe drainage" worden de waterspanningen en de waterstromingen in de ondergrond en in het dijklichaam onder controle gebracht.

3. "taluddrainage en "diepe drainage" gecombineerd



Bij C_2 en C_3 kan door het aanbrengen van een drainage de kwelhoeveelheid in belangrijke mate worden vergroot. Aangezien het in het dijktracé een incidentele oplossing betreft wordt de totale kwelhoeveelheid van de polder in het algemeen in geringe mate vergroot. De toepassing van een "diepe drainage" houdt het risico in dat de werking op den duur onvoldoende wordt, waardoor de stabiliteit van de waterkering in gevaar kan komen. Dit risico kan zoveel mogelijk worden beperkt door de goede werking van de drainage te controleren.

2. Leidingen

Wat betreft de bij monumenten aanwezige leidingen kan hier worden verwezen naar de leidraden voor constructie en beheer van vloeistofleidingen en gasleidingen in, op en nabij waterkeringen. Een leiding in of nabij een waterkering zal aan de uitgangspunten van deze leidraden moeten voldoen.

3. Onderhoud en inspectie beheerder waterkeringen
Aanwezigheid van monumenten in de waterkering zal in de regel met betrekking tot het onderhoud van waterkeringen kostenverhogend werken.
De inspectie en controle van de waterkeringbeheerders dient ter plaatse van monumenten in de waterkering frequenter te worden uitgevoerd.

Conclusie:

Hoewel technisch met betrekking tot het handhaven van monumenten aan de binnenzijde van rivierdijken een aantal oplossingen zijn aan te geven, is duidelijk dat de situatie zowel dijkbouwtechnisch als beheerstechnisch gecompliceerd is.
Dit betekent dat de kans dat bepaalde factoren niet juist zijn beoordeeld groter is dan bij een "normale" waterkering. Op den duur kunnen derhalve meer risico's aanwezig zijn dan bij een "normale" waterkering.

VIII. Conclusies en slotopmerkingen

1. Wanneer geen dijkverbetering wordt ondernomen kan tijdens de drie in beschouwing genomen ontwerpwaterstanden een kritieke situatie ontstaan.
2. Voor de verbetering van de Winssensche bandijk bij hmp 127^5 zijn een tweetal principe oplossingen (ontwerp B en C) aan te wijzen (zie bijlage 6 en 7) die technisch voldoende zijn.
3. De veiligheid welke bij ontwerp C uit de glijvlakberekening volgt is even groot als de veiligheid in de "normale" dijkstrekking. Hoewel ontwerp C technisch de voorkeur verdient kan gezien het uitvoerig onderzoek ontwerp B ook aanvaardbaar worden geacht.
4. De invloed van een verlaging van het M.H.W. komt bij ontwerp B op twee punten naar voren. In de eerste plaats is het mogelijk bij de lagere ontwerpwaterstanden de dijk evenredig lager te ontwerpen.
   Dit betekent dat het buitentalud bij de laagste ontwerpwaterstand niet meer behoeft te worden aangepast.
   In de tweede plaats is bij lagere ontwerpwaterstanden de in de constructie aanwezige reserve groter.
5. Bij ontwerp C heeft een lagere ontwerpwaterstand op de aanpassing van het buitentalud en het verwijderen van de bestaande bomenrij geen invloed.
   Bij lagere ontwerpwaterstanden is de in de dijkconstructie aanwezige reserve groter.
6. De huidige kruinhoogte van de dijk (N.A.P. + 14,00) is bij het bestaande M.H.W. (N..P. + 12,98 m) voldoende. Voor het geval als enige maatregel zou worden overwogen de dijk afhankelijk van de keuze van een lager ontwerppeil te verlagen kan uit de berekeningen worden geconcludeerd dat de veiligheid tegen afschuiven ook dan onvoldoende is.

IX. Literatuur:

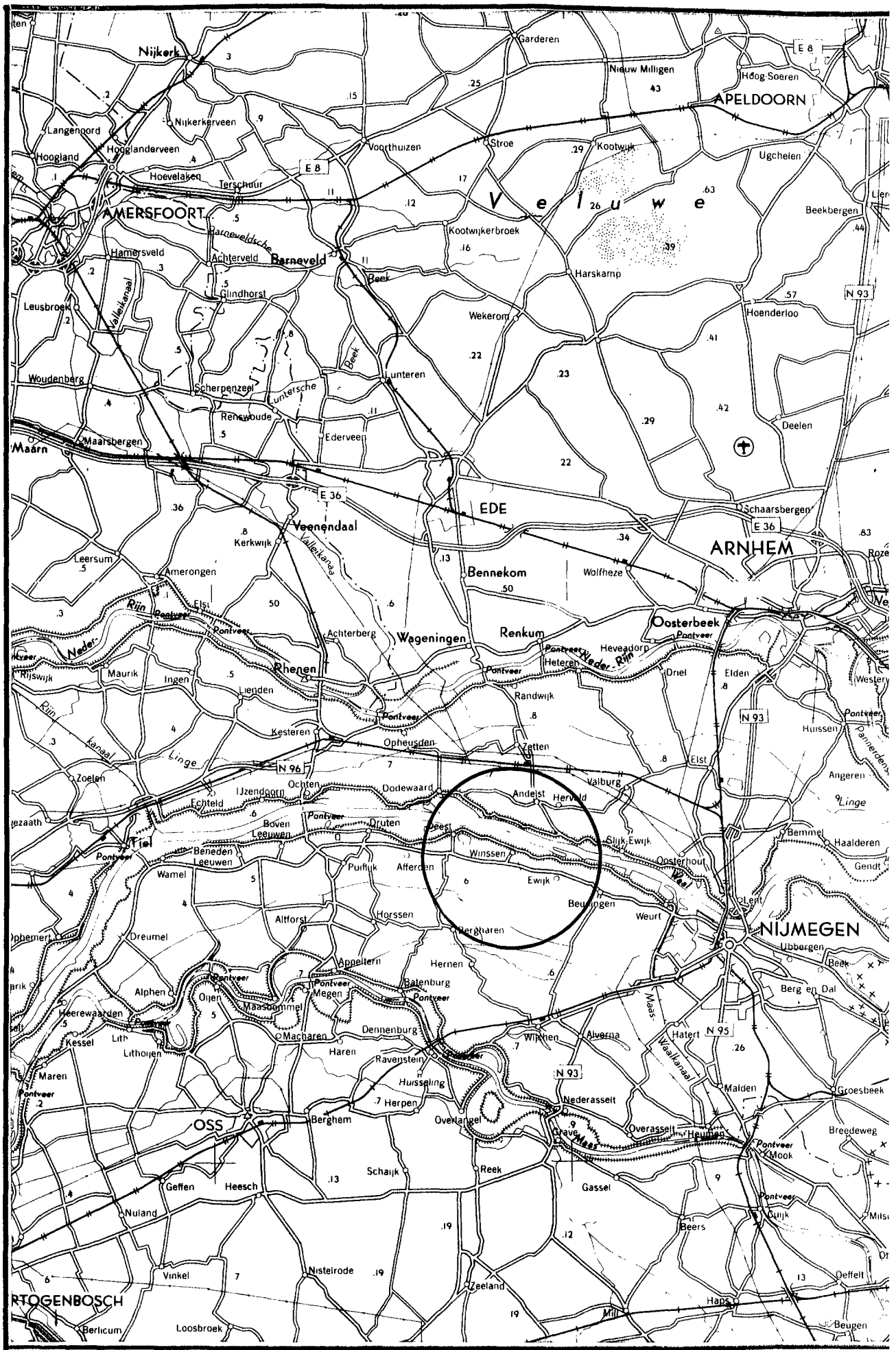
I. Technische Adviescommissie voor de Waterkeringen:
Golfoploop en Golfoverslag (1972).

II. Technische Adviescommissie voor de Waterkeringen:
Leidraad voor constructie en beheer van vloeistofleidingen in en nabij waterkeringen (1971).

III. W.J. Turnbull and C.I. Mansur:
Investigation of underseepage - Mississippi river levees
Transactions of A.S.C.E. no 126 (1961).

IV. F.J. van Duren:
Glijvlakberekeningen
Rapport L.G.M., HL-78F-I.

V. Dr. ir. A. Verruijt:
Theory of groundwaterflow (1970).



SITUATIE

WAAL - WINSSEN

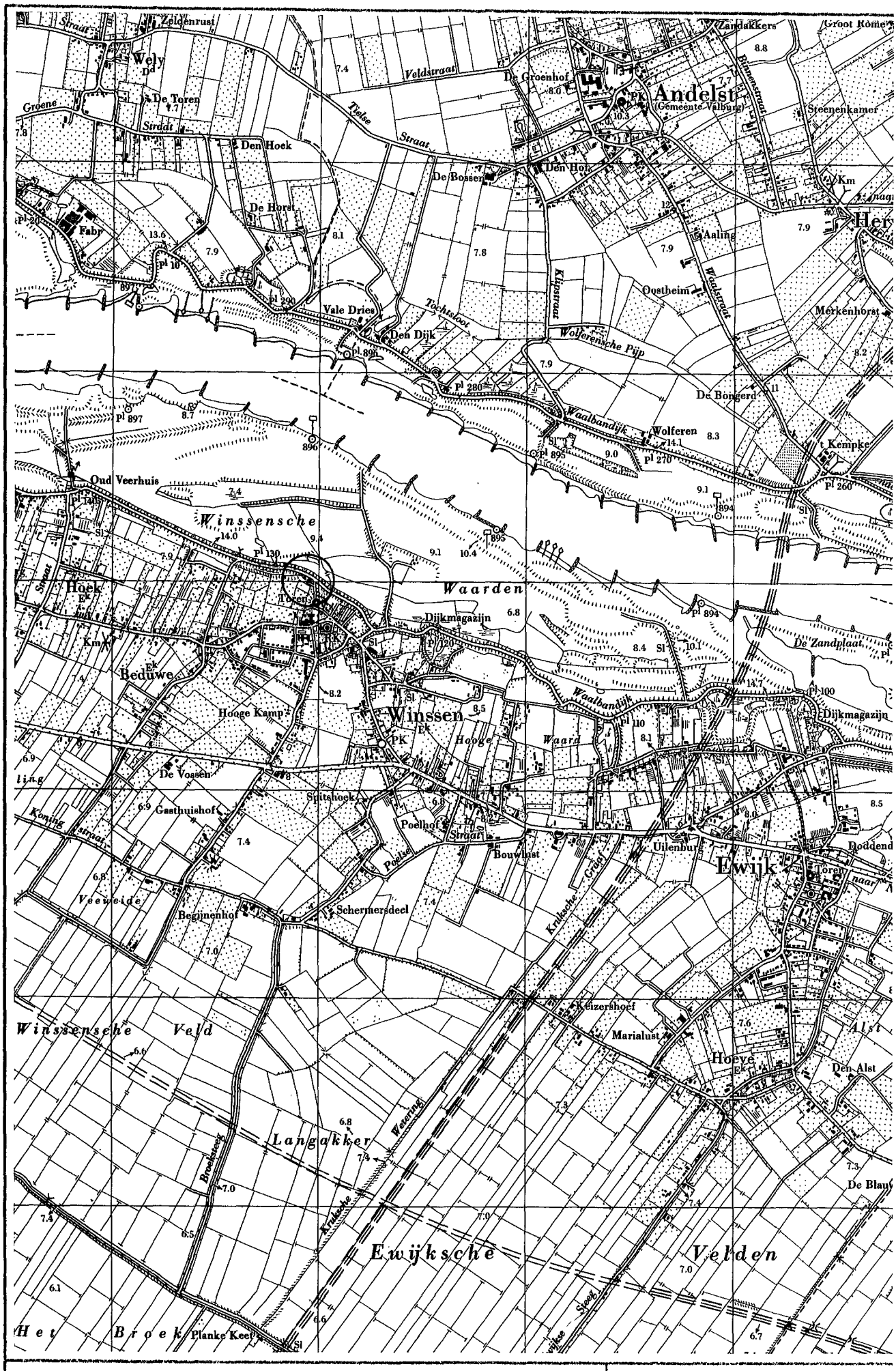
BIJLAGE 1

SCHAAL 1: 250.0

CENTRUM VOOR ONDERZOEK WATERKERINGEN

gem	get	gez
	V.D.L.	

WERKNR. A 75 0



SITUATIE

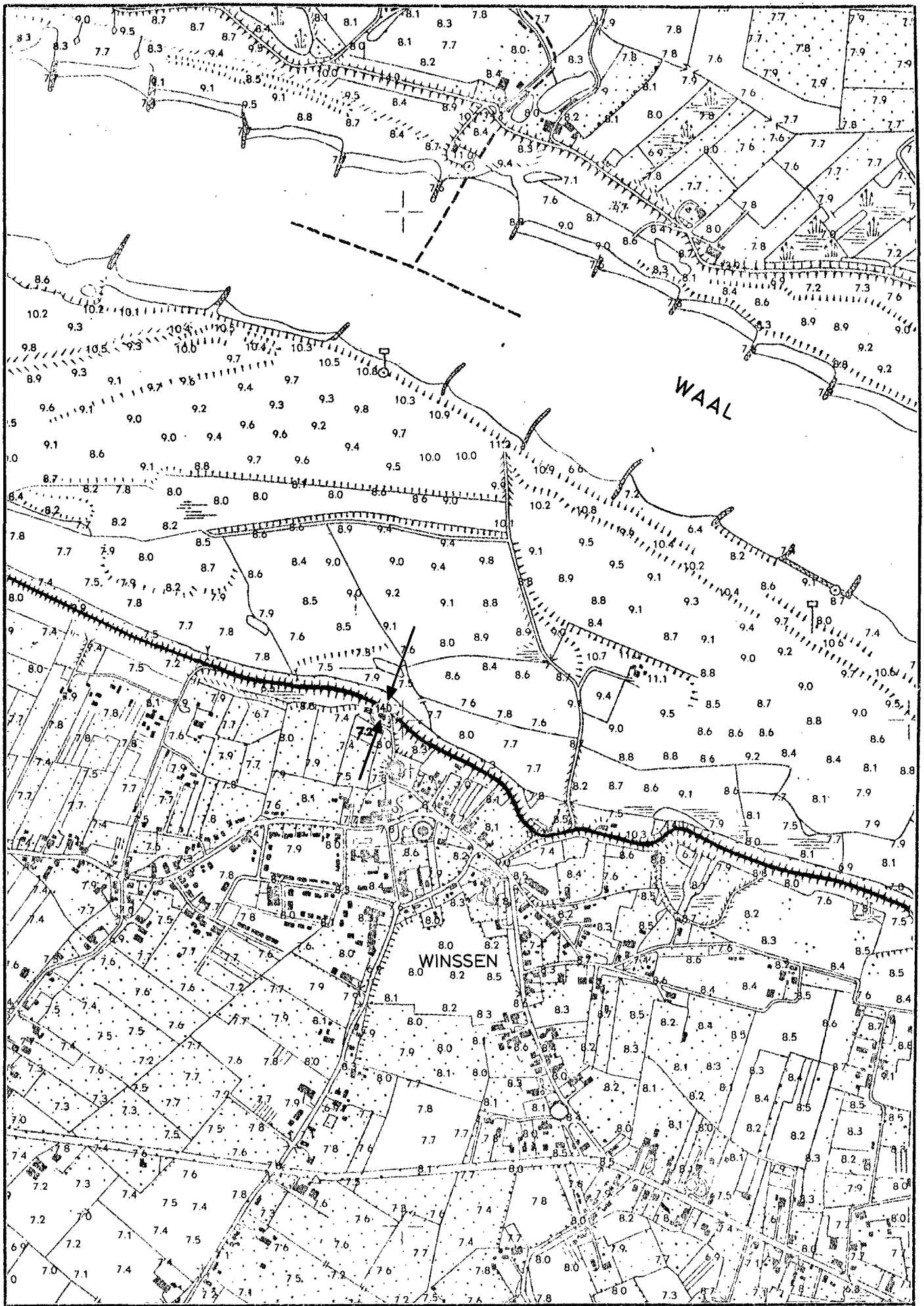
WAAL / WINSSEN

BIJLAGE 2 A

SCHAAL 1 : 25.000

CENTRUM VOOR ONDERZOEK

gem	get	gez



SITUATIE

WAAL - WINSSEN

BIJLAGE 2 B

SCHAAL 1 : 10.000

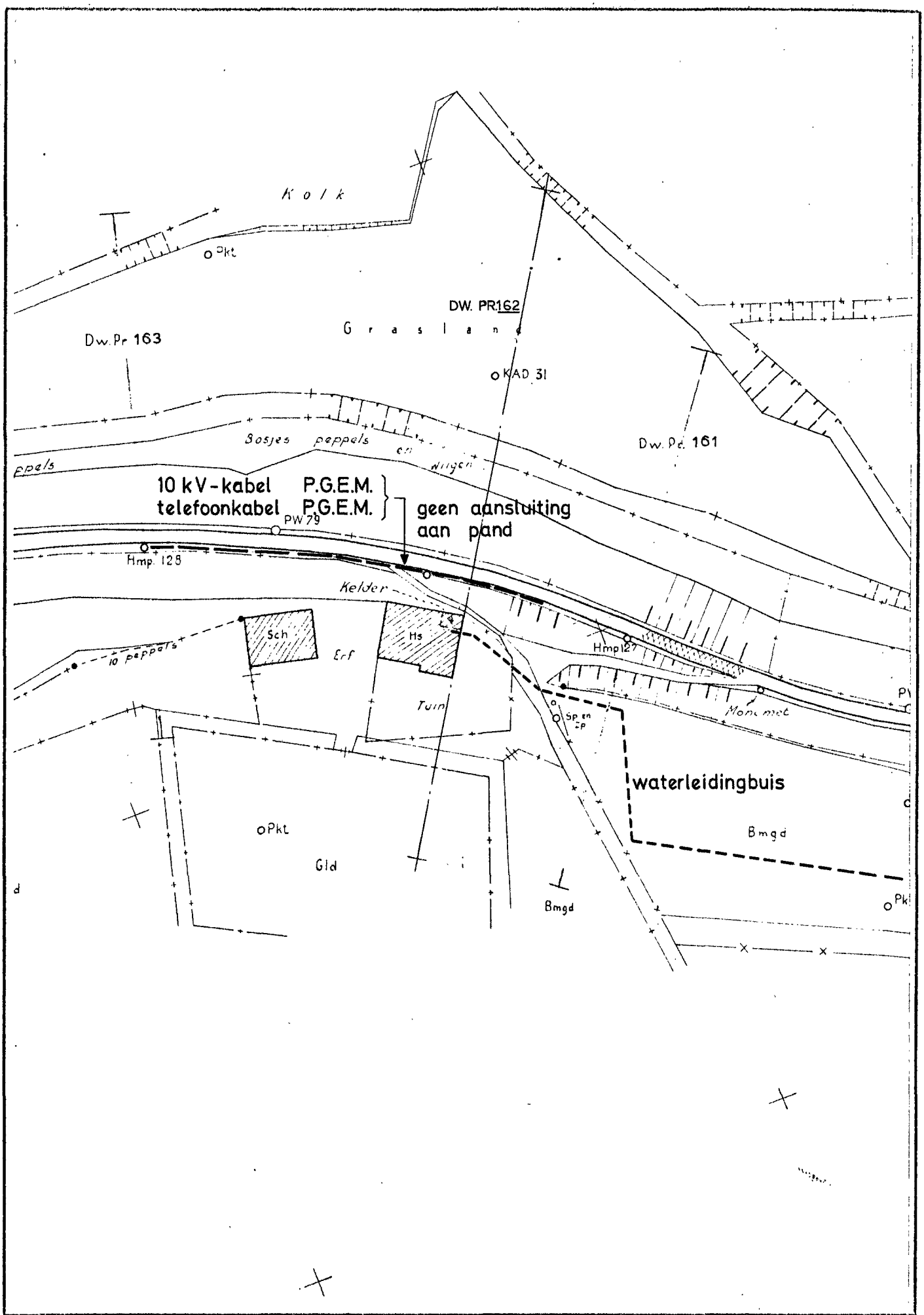
CENTRUM VOOR ONDERZOEK WATERKERINGEN

gem	get	gez
	V.D.L. 2-76	

A 4

WERKNR. A 75.076

TEK. NR. 76.131



SITUATIE PAND, LEIDINGEN

WAAL - WINSSEN

BIJLAGE 3A

SCHAAL 1 : 1000

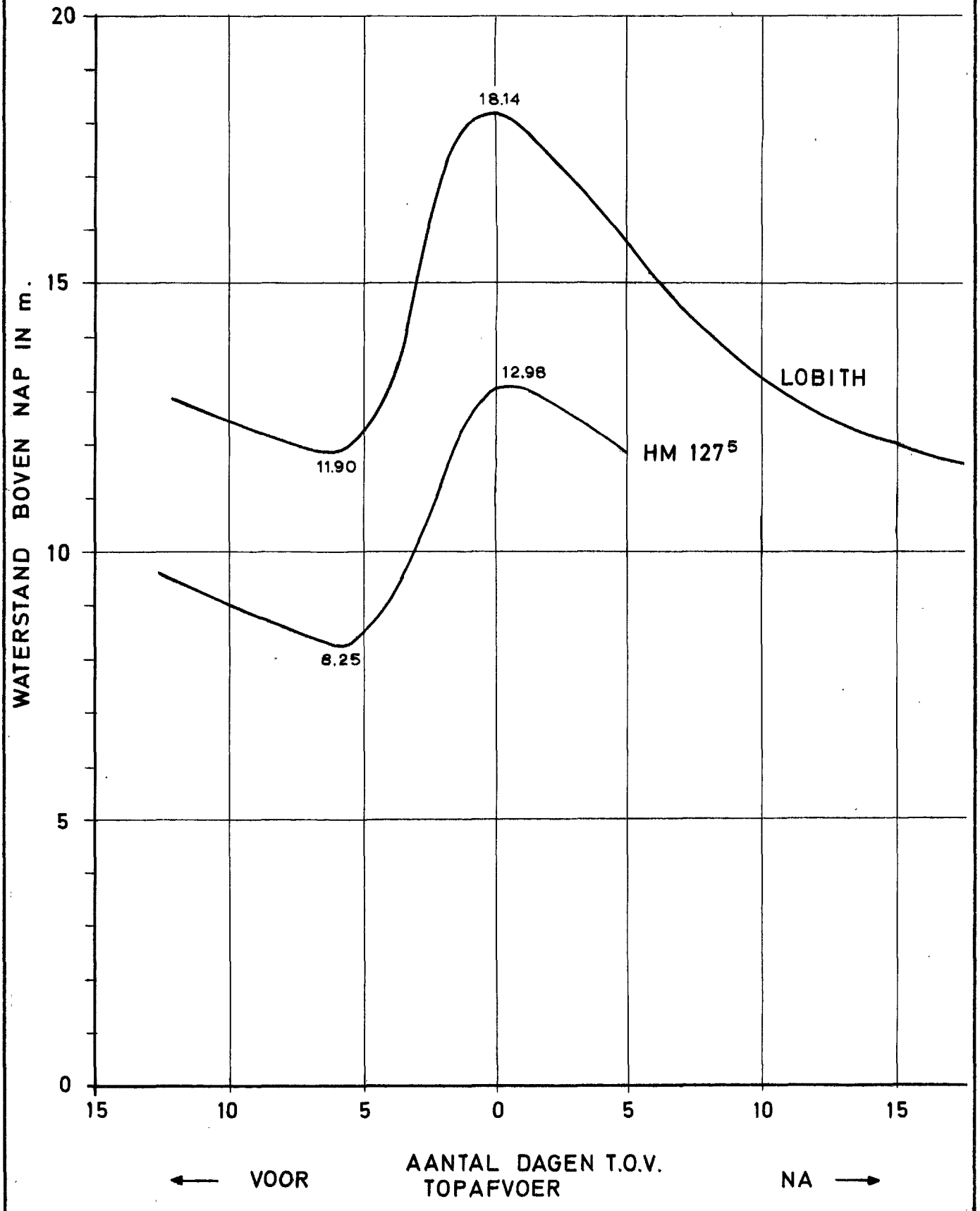
CENTRUM VOOR ONDERZOEK WATERKERINGEN

gem	get	gez
	V.D.L. 3-76	

A4

WERKNR. A 75.076

TEK. NR. 76.151



VOLGENS RIJKSWATERSTAAT DIR. WATERHUISHOUDING EN WATERBEWEGING

MAATGEVENDE AFVOERGOLF

WAAL – WINSSEN

BIJLAGE 3C

SCHAAL –

CENTRUM VOOR ONDERZOEK WATERKERINGEN	gem	get	gez
		L.S. 3-76	

A 4

WERKNR. A-75.076

TEK. NR. 76.197

Bijlage 8.

Geo-elektrisch onderzoek.

1. Doelstelling.

Het doel van dit onderzoek is het verkrijgen van informatie over de homogeniteit en het mogelijke opsporen van discontinuïteiten in de opbouw van de van belang zijnde bodemlagen, zowel binnendijks als buitendijks.
Voor de situatie van het onderzochte gebied en de ligging van de meetpunten wordt verwezen naar tek. 8.1.

2. Methode van onderzoek.

De geo-elektrische metingen zijn uitgevoerd in enige raaien loodrecht en evenwijdig aan de as van de dijk. In meetpunten, die op constante afstand van elkaar zijn gelegen, wordt de schijnbare soortelijke elektrische weerstand ρ_s bepaald bij drie verschillende elektroden-afstanden volgens de Wenneropstelling.
In de Wenneropstelling (tek.8.2) staan de vier elektroden op onderling gelijke afstanden a en symmetrisch ten opzichte van het meetpunt.
De vier elektroden staan op een rechte lijn. Bij drie afstanden a is in het meetpunt de elektrische weerstand R gemeten. De schijnbare soortelijke weerstand ρ_s wordt berekend volgens
$\rho_s = C.R$ waarin $C = 2\pi.a$
Per meetpunt worden dus drie waarden van ρ_s gevonden. Als vuistregel mag men aannemen dat de diepte waarvoor wordt gemeten, gelijk is aan de afstand a tussen de elektroden.
De ρ_s waarden bij de kleine waarde van a (1 m) hebben voornamelijk betrekking op de laag aan het oppervlak en de ρ_s waarden bij de grotere waarde van a (2 en 4 m) geven informatie over wat dieper gelegen lagen.
De keuze van de elektroden-afstanden is zodanig bepaald dat een indruk wordt verkregen van de overgang van de kleilagen naar de zandondergrond.

Als over een bepaald traject de waarden van ρ_s constant blijven, is de grondopbouw ook in grote lijnen constant. Hoe de grondopbouw precies is kan niet uit deze metingen worden afgeleid.

Daarom dienen de gemaakte boringen als referentiegegevens te worden gebruikt.
Als indicatie kan worden gesteld dat indien $\rho_{(S)} > 40\Omega$ m overheersend zand aanwezig is en bij $\rho_{(S)} < 30\Omega$ m overheersend klei aanwezig is.
Deze waarden gelden voor een met zoet water verzadigd zandpakket.

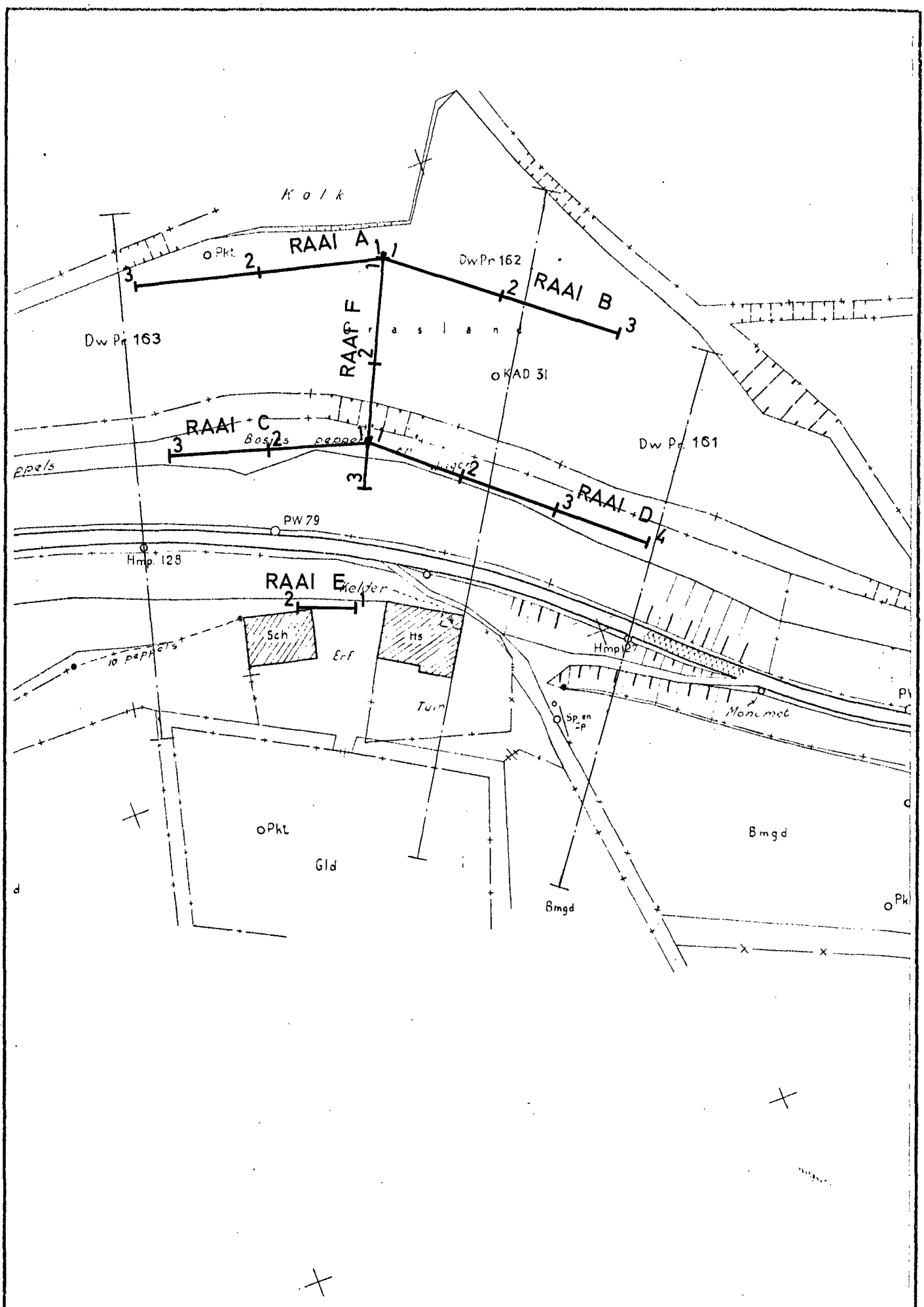
3. Metingen en conclusies.

a. Voor de situatie van het onderzochte gebied en de ligging van de metingen wordt verwezen naar tek. 8.1.

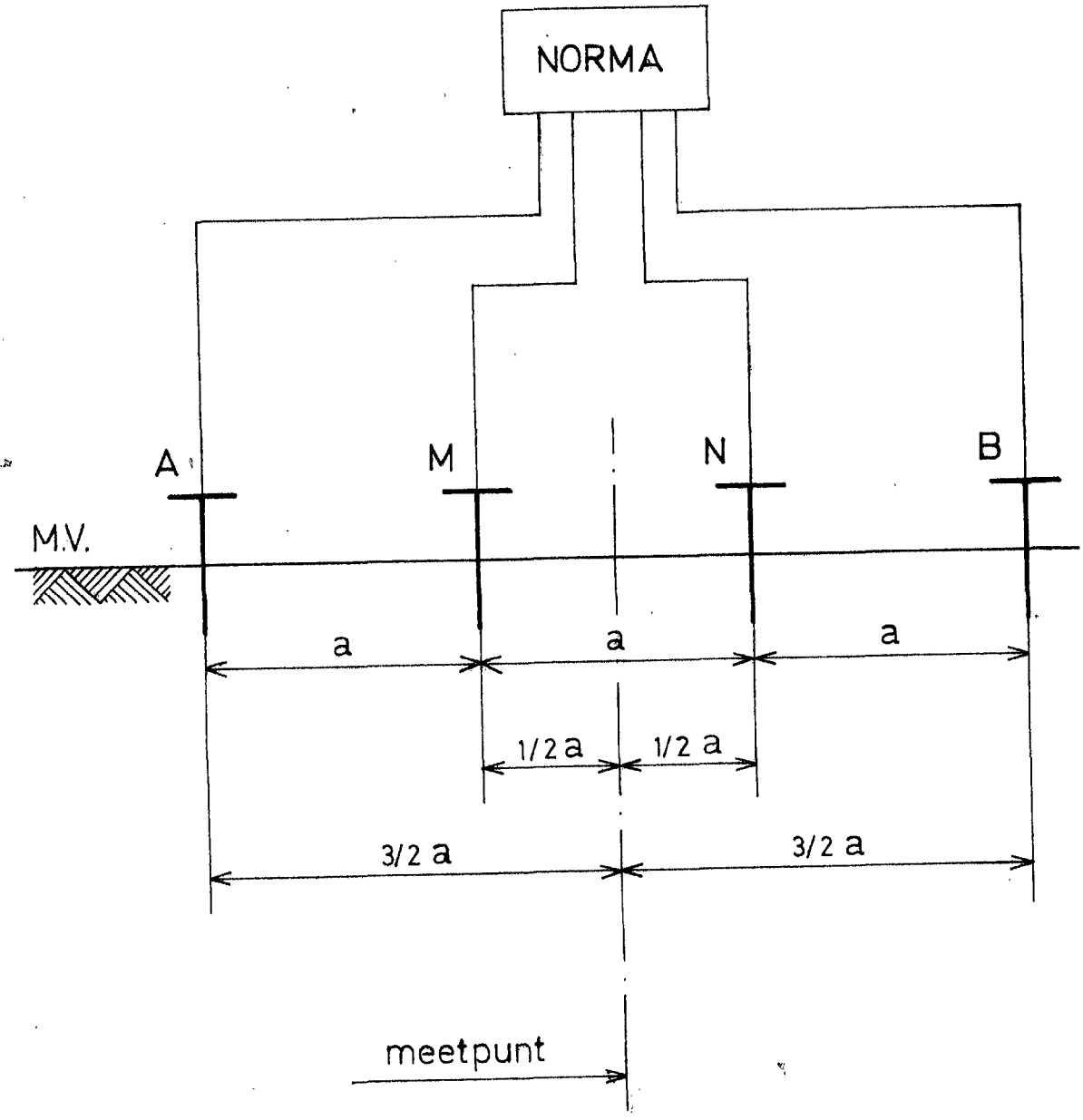
b. De lage specifieke weerstand ($\rho_{(S)}$) die bijna overal is gemeten, duidt op de aanwezigheid van kleiige materialen.

c. Alleen in raai C zijn wat hogere waarden aangetroffen voor de laag aan de oppervlakte.
Waarschijnlijk is hier iets meer zandiger materiaal aanwezig.

d. De kleidikte die in de boringen wordt aangetroffen en in de berekeningen is aangehouden is in het gehele onderzochte gebied aanwezig.



SITUATIE GEO-ELEKTRISCH ONDERZ. WAAL - WINSSEN				BIJLAGE	8 - 1
				SCHAAL	1 : 1000
CENTRUM VOOR ONDERZOEK WATERKERINGEN	gem	get	gez	A4	WERKNR. A 75.076
		V.D.L. 3-76			TEK. NR. 76.142



A en B : stroomelektroden

M en N : potentiaalelektroden

SCHEMA WENNEROPSTELLING				BIJLAGE 8.2	
				SCHAAL -	
CENTRUM VOOR ONDERZOEK WATERKERINGEN	gem	get	gez	A4	WERKNR. A-75.076
		H.v.M 2-75			TEK NR. 75.020

Bijlage 9.

Bepaling waterspanningen.

Voor de bepaling van de grondwaterspanningen en grondwaterstromingen in, onder en nabij het dijklichaam is gebruik gemaakt van een elektrisch analogonmodel van elektrisch geleidend papier. Voor nadere informatie betreffende deze methode van onderzoek kan naar de literatuur worden verwezen. (Lit V)
De volgende situaties zijn onderzocht:

a. in eerste instantie het bestaande dijkprofiel bij M.H.W., M.H.W. - 0,50 m en M.H.W. - 1,00 m (zie tek. 9.1, 9.2 en 9.3).

b. in tweede instantie een ontwerp (A) met behoud van bomen en verwijdering monument bij M.H.W., M.H.W. - 0,50 m en M.H.W. - 1,00 m (zie tek. 9.4, 9.5 en 9.6).

c. in derde instantie een ontwerp (B) met behoud van bomen en monument bij M.H.W., M.H.W. - 0,50 m en M.H.W. - 1,00 m (zie tek. 9.7, 9.8 en 9.9).

d. in vierde instantie een ontwerp (C) met behoud van bomen en monument bij M.H.W., M.H.W. - 0,50 m en M.H.W.- 1,00 m (zie tek. 9.10, 9.11 en 9.12).

De volgende uitgangspunten werden aangehouden:

a. de waterspanning onder het binnendijkse maaiveld onder de afdekkende kleilaag wordt begrensd door de dikte en het gewicht van deze laag.

b. de duur van het hoogwater is zo lang, dat de grondwaterstroming permanent zal worden, waarmee de ongunstigste situatie is verkregen.

c. de kleiafdekking van 1 à 3 m dikte op de uiterwaard strekt zich uit tot 100 m uit de buitenteen van de dijk (zie bijlage 8).

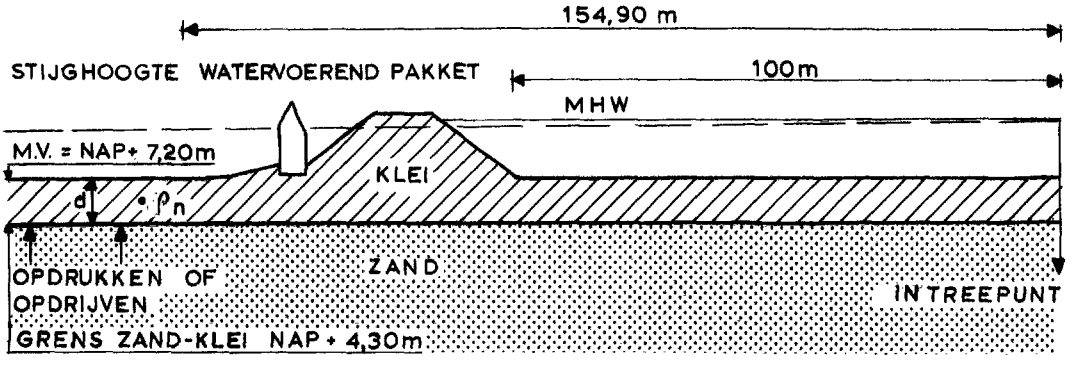
d. de horizontale doorlatendheid van het dijklichaam is gelijk aan de verticale (zie bijlage 10).

e. de grondwaterstroming door en onder de dijk is twee-dimensionaal.

f. De begrenzingen van het huis worden in de schematisering als ondoorlatend aangehouden.

ad a

Wanneer de potentiaal in het zandpakket zo hoog oploopt dat de waterdruk het gewicht van het afdekkende kleipakket overschrijdt zal dit afdekkende kleipakket opdrijven of opbarsten.
Dit uitgangspunt kan als bovengrens van de potentiaal worden aangehouden.
In onderstaand schema is een en ander nader toegelicht.



Opdrijven of opbarsten vindt plaats indien:

$$\rho_n \, d \geq H \, \rho_w$$

waarin H = stijghoogte watervoerend zandpakket (m) t.o.v. de grens zand-klei (hoogte N.A.P. + 4,30 m)

ρ_w = volumieke massa water: 1 t/m^3

ρ_n = volumieke massa klei : 2 t/m^3

d = dikte kleipakket : 2,90 m

Hieruit kan een stijghoogte in het watervoerend zandpakket binnendijks worden afgeleid van N.A.P. + 10,10 m. Het is van belang dat wanneer er van uit wordt gegaan dat in de watervoerende zandlaag een zekere potentiaal niet kan worden overschreden enkele peilbuizen worden geplaatst om dit te verifiëren. Daarom zijn binnendijks reeds een viertal peilbuizen aangebracht.
Een belangrijk onderdeel van de berekeningen is in de eerste plaats de keuze van ρ_n = 2 t/m^3 en in de tweede plaats de keuze van de dikte van het kleipakket binnendijks.
In bijlage 10 is uiteengezet dat voor ρ_n binnendijks een gemiddelde waarde volgt van 1,95 t/m^3.
Bij de berekening van de opdrijfpotentiaal is rekening gehouden met ρ_n = 2 t/m^3.
De overgang van het kleipakket naar het zandpakket ligt ongeveer op een niveau van N.A.P. + 4,70 m met een dikte van de kleilaag van 2,5 m.
Bij de berekening van de opdrijfpotentiaal is gerekend met een niveau van N.A.P. + 4,30 m.

Wanneer voor ρ_n een waarde wordt aangehouden van 1,96 t/m^3 en voor de dikte van de afdekkende kleilaag 2,50 m, zou een stijghoogte in het zandpakket op kunnen treden van N.A.P. + 9,60 m.
Bij de analogonmetingen is derhalve binnendijks een stijghoogte in het zandpakket ingevoerd welke 0,50 m hoger is dan uit de boringen kan worden afgeleid.
De waterspanning onder het binnendijks maaiveld zou volgens opgave van het polderdistrict Maas en Waal tevens kunnen worden bepaald door een watergang die zich op ca. 150 m uit de binnenteen bevindt in beschouwing te nemen.
De maximale waterstand hiervan is volgens het polderdistrict N.A.P. + 6,45 m. Dit uitgangspunt levert wat lagere waterspanningen dan hiervoor is bepaald.
Er zijn echter onvoldoende gegevens beschikbaar.
Om dit uitgangspunt te verifiëren zou een uitgebreid grondonderzoek nabij de watergang moeten worden uitgevoerd. Dit is daarom niet gedaan.

ad b

De bij het opbarst- of opdrijfcriterium bepaalde stijghoogten in het watervoerend zandpakket behorende rivierstanden (N.A.P. + 10,10 m) kunnen gedurende een lange tijd worden overschreden.
Er is weliswaar door de Rijkswaterstaat een golf vastgesteld die behoort bij de maatgevende afvoer, waarbij een waterstand van N.A.P. + 10,10 m gedurende ca. 15 dagen kan worden overschreden.
De kans op een lagere, maar langdurige afvoergolf is echter nog niet vastgesteld.
Uit veiligheidsoverwegingen is daarom in deze nota uitgegaan van een permanente stromingstoestand, hetgeen met name voor de grootte van de waterspanningen in het dijklichaam een veilig uitgangspunt kan worden genoemd.

ad e

Uit gegevens door het polderdistrict Maas en Waal verstrekt blijkt, dat de grondopbouw enkele honderden meters ter weerszijden van hmp 127,5 ongeveer gelijk is.
De grondwaterstroming door en onder de dijk kan derhalve twee-dimensionaal worden geacht. Dit betekent dat de grondwaterstroming kan worden bestudeerd door de stroming door een verticaal vlak loodrecht op de dijkas in beschouwing te nemen.

ad f

De grondwaterstroming zal beïnvloed worden door de fundering, de muren en de kelder van het monument. Indien deze slechter doorlatend zijn dan het kleipakket van de dijk en de ondergrond zullen de waterspanningen in en onder het dijklichaam in ongunstige zin worden beïnvloed.

De doorlatendheid van de fundering, de muren en de kelder is echter onbekend.

Daarom is bij de elektrische analogonmodellen uitgegaan van de ongunstigst denkbare situatie die kan ontstaan en zijn fundering, muren en kelder ondoorlatend gesteld. De verticale en horizontale begrenzingen van het huis, die voor water ondoorlatend zijn gesteld, zijn in de bijlage aangegeven.

Bijlage 10

Grondonderzoek

1. Doorlatendheid

1.a. zandondergrond

Het watervoerend vermogen (kD-waarde) van het pleistocene pakket werd door middel van pompproeven door het Rijksinstituut voor Drinkwatervoorziening in dichtbij gelegen gebieden met ongeveer gelijke bodemopbouw bepaald op 0,017 - 0,029 m^2/s. De dikte van het goed doorlatende pleistocene pakket bedraagt ca. 50 m.
Hieruit kan een horizontale doorlatendheid van het zand worden afgeleid

van $\frac{0,017}{50}$ - $\frac{0,029}{50}$ m/s

of 3.10^{-4} - 6.10^{-4} m/s.

Door het Laboratorium voor Grondmechanica zijn doorlatendheidsproeven uitgevoerd op geroerde zandmonsters bij een drietal dichtheden.
De middelste dichtheid is representatief gesteld. Hierbij werden de volgende waarden verkregen.

Profiel 128 boring 2	monster	k (m/s)	Plaats t.o.v. N.A.P. (m)
	16A	$3,3.10^{-4}$	+ 3,90 - + 4,20
	16B	$2,1.10^{-4}$	+ 3,44 - + 3,74
	17	$2,6.10^{-4}$	+ 2,51 - + 2,81
	18	$1,4.10^{-4}$	+ 1,49 - + 1,79
		$\bar{k} = 2,4.10^{-4}$	

De spreiding in de k-waarden is zeer klein.
De gevonden waarden komen goed overeen met de uit pompproeven gevonden waarden. Wel moet worden opgemerkt dat deze vier proeven slechts een zeer beperkte steekproef zijn uit een 50 m dikke laag.
Bij de berekeningen is de horizontale en verticale doorlatendheid van het zandpakket gesteld op 3.10^{-4} m/s.

1.b. het dijklichaam

De doorlatendheidsbepalingen in het laboratorium zijn uitgevoerd bij een 3-tal verticale belastingen. Er zijn zowel horizontale als verticale doorlatendheden bepaald. De belastingen zijn zodanig gekozen dat ze overeenkomen met de belasting welke voorkomt op de diepte waar

het monster gestoken is.
De middelste belasting komt zo goed mogelijk overeen met de in de grond aanwezige belasting. Hierbij werden de volgende waarden verkregen.

profiel 128	monster	k (m/s)	Plaats t.o.v. N.A.P. (m)
boring 1 verticaal	27A	$4{,}9.10^{-6}$	+ 8,80 - + 8,90
	27D	$4{,}3.10^{-10}$	+ 8,10 - + 8,20
	28A	$2{,}3.10^{-10}$	+ 7,87 - + 7,97
	28E	$8{,}6.10^{-9}$	+ 7,42 - + 7,50
		$k = \lessapprox 10^{-9}$	
horizontaal	27B	$4{,}2.10^{-9}$	+ 8,80 - + 8,90
	27C	$1{,}9.10^{-10}$	+ 8,10 - + 8,20
	28B	$2{,}6.10^{-10}$	+ 7,87 - + 7,97
	28D	$3{,}1.10^{-8}$	+ 7,42 - + 7,50
		$k = \approxeq 10^{-9}$	

Uit de resultaten van de doorlatendheidsproeven is de conclusie getrokken dat de horizontale doorlatendheid vrijwel niet afwijkt van de verticale doorlatendheid.
Volgens de beschrijving van de boring in het dijklichaam is geen gelaagdheid van het dijkmateriaal aanwezig. Op grond van deze gegevens is bij het onderzoek naar het potentiaalbeeld in de dijk uitgegaan van een homogeen isotroop doorlatend dijklichaam.

Bij de bepaling van de doorlatendheidscoëfficiënten van de grond uit het dijklichaam blijkt deze veel kleiner (factor 10^5) te zijn dan de doorlatendheidscoëfficiënten van de zandondergrond.
Hiermee is bij de bepaling van de potentialen in het dijklichaam door middel van elektrische analogonmetingen rekening gehouden.

1.c. binnendijks

Uit de doorlatendheidsproeven volgen de volgende waarden van de verticale doorlatendheden in de afdekkende kleilaag.

profiel 128 boring 2	monster	k (m/s)	Plaats t.o.v. N.A.P. (m)
	13A	$5{,}5.10^{-8}$	+ 6,92 - + 6,77
laag a	13B	$1{,}8.10^{-9}$	+ 6,87 - + 6,92
	13C	$6{,}6.10^{-9}$	+ 6,82 - + 6,87
	15A	$2{,}8.10^{-10}$	+ 4,98 - + 5,03
laag b	15B	$4{,}4.10^{-10}$	+ 4,93 - + 4,98
	15C	$3{,}5.10^{-10}$	+ 4,88 - + 4,93

$\overline{k}_{\text{laag a}} = 2{,}10^{-8}$

$\overline{k}_{\text{laag b}} = 3{,}6.10^{-10}$

Hoewel laag a beter doorlatend blijkt te zijn dan laag b is dit niet in de berekeningen ingevoerd.
De invloed op de stabiliteitsberekeningen (binnentalud) is gering. (Veilige benadering).

1.d. buitendijks

Uit de doorlatendheidsproeven op klei (verticaal) volgden de volgende waarden voor de doorlatendheid van de afdekkende kleilaag.

profiel 128	monster	k (m/s)	Plaats t.o.v. N.A.P. (m)
boring 3			
	1A	$1{,}3.10^{-6}$	+ 7,94 - + 7,99
	2A	$4{,}0.10^{-9}$	+ 6,96 - + 7,01
	2B	$1{,}3.10^{-9}$	+ 6,91 - + 6,96
	2C	$2{,}9.10^{-9}$	+ 6,86 - + 6,91
	3A	$1{,}2.10^{-10}$	+ 5,95 - + 6,00
	3B	$2{,}0.10^{-7}$	+ 5,90 - + 5,95
	3C	$9{,}9.10^{-11}$	+ 5,85 - + 5,90
	4A	$1{,}0.10^{-9}$	+ 4,94 - + 4,99
	4B	$3{,}3.10^{-10}$	+ 4,98 - + 4,94
	4C	$4.4.10^{-10}$	+ 4,84 - + 4,89
		$k = \approx 10^{-9}$	
boring 4	8A	$1{,}5.10^{-8}$	+ 7,41 - + 7,46

Enkele conclusies

1. De doorlatendheden van het dijklichaam en de afdekkende lagen binnen- en buitendijks kunnen gelijk worden verondersteld.
2. Gezien de dikte van de afdekkende kleilagen zowel binnen- als buitendijks (ca. 3 m) en de door het C.O.W. gemeten ligging van het freatisch vlak in de afdekkende kleilaag kunnen de in het laboratorium bepaalde doorlatendheden, hoewel het steekproeven betreft of relatief kleine monsters, als representatief worden beschouwd voor de doorlatendheid van de totale afdekkende kleilaag.
3. De doorlatendheidscoëfficiënten van de grond uit het dijklichaam, en van de binnendijkse- en buitendijkse kleilaag zijn een factor 10^5 kleiner dan die van de zandondergrond. De potentialen in het dijklichaam (behalve een gedeelte van het buitentalud), onder de dijk en binnendijks zijn daardoor voornamelijk afhankelijk van het stromingsbeeld in de zandondergrond (zie ook bijlage 9).
   De stabiliteit van het binnentalud zal dan ook voornamelijk bepaald worden door het stromingspatroon in de zandondergrond.

2. Wrijvingseigenschappen

2.a. De wrijvingseigenschappen van de grond worden gebruikt bij de stabiliteitsberekeningen van de dijk.
Het Laboratorium voor Grondmechanica heeft deze eigenschappen bepaald door middel van celproeven.
Over de methode van uitvoering en de waarde van deze proeven is door het Laboratorium in een afzonderlijk rapport gerapporteerd zodat hier kan worden volstaan met het weergeven van de resultaten.

2.b. Uit de boorbeschrijving en een visuele beschouwing van de boringen is de volgende schematisatie van de dijk met ondergrond en de binnendijkse en buitendijkse grondlagen vastgesteld.

1. dijklichaam en ondergrond (zie ook rapport L.G.M.)
   Het dijklichaam bestaat uit zandhoudende klei. Hierbij werden de volgende wrijvingseigenschappen verkregen.

Profiel 128 boring 1	monster	c' (kN/m^2)	ϕ' (gr)	Plaats t.o.v. N.A.P. (m)
	24	15	25,2	+ 11,20 - + 11,40
	25	7	17,6	+ 10,50 - + 10,70
	26A	7	30	+ 9,65 - + 9,85
	26B	11	20,4	+ 9,25 - + 9,45
	28C	5	22,5	+ 7,76 - + 7,87
	28F	5	28	+ 7,25 - + 7,42

Uit de gevonden volumieke massa's blijkt dat het dijklichaam in twee gedeelten kan worden gesplitst. Voor het bovenste gedeelte is een c' van 8 kN/m^2 en een ϕ' van 21^o aangehouden. Voor het onderste gedeelte is een c' van 8 kN/m^2 en een ϕ' van 25^o gekozen. Bij de bepaling van deze waarden is mede rekening gehouden met gegevens welke in het kader van de dijkverbeteringsplannen van het polderdistrict "Maas en Waal" ter beschikking stonden. Aan de ondergrond van de dijk (klei) zijn dezelfde wrijvingseigenschappen toebedeeld als aan de binnendijkse kleilaag c' = 8 kN/m^2 en ϕ' = 20^o.

2. binnendijkse grondlagen (zie ook rapport L.G.M.)

profiel 128 boring 2	monster	c' (kN/m^2)	ϕ' (gr)	plaats t.o.v. N.A.P. (m)
	12	5	22	+ 8,10 - + 8,30
laag a	13D	7	20	+ 7,07 - + 7,28
	14	8	23,5	+ 6,05 - + 6,25
laag b	15D	8	20	+ 5,03 - + 5,23

Met behulp van de boorbeschrijving en een visuele beschouwing van de boringen is de binnendijkse kleilaag in twee lagen onderverdeeld.

Laag a c' = 7 kN/m^2 ϕ' = 21^o

Laag b c' = 8 kN/m^2 ϕ' = 20^o

3. buitendijkse grondlagen (zie ook rapport L.G.M.)

Profiel 128 boring 3	monster	c' (kN/m^2)	ϕ' (gr)	Plaats t.o.v. N.A.P. (m)
	1B	2	25,4	+ 7,74 - + 7,94
	1C	7	26	+ 7,41 - + 7,61
klei	2D	8	20	+ 6,51 - + 6,71
	3D	9	19,6	+ 5,65 - + 5,85
	4D	7	26	+ 4,99 - + 5,19
zand	5	2	40	+ 3,83 - + 4,03

De buitendijkse kleilaag is door middel van de volgende c en ϕ-waarden gekarakteriseerd: c' = 8 kN/m^2 ϕ' = 23^o.

4. Voor de zandondergrond geldt c' = 0 ϕ' = 35^o. Bij de bepaling van deze waarde is tevens gebruik gemaakt van door het polderdistrict Maas en Waal ter beschikking gestelde gegevens.

5. Voor de kleiaanvulling is een c' van 4 kN/m^2 en een ϕ' van 24^o aangehouden.

6. Voor de zandaanvulling is een c' van 0 en een ϕ' van 30^o aangehouden.

7. Voor het monument is boven het funderingsniveau (N.A.P. + 7,60 m) in de stabiliteitsberekeningen geen c' en ϕ' waarde ingevoerd.

3. Volumieke massa's (ρ)

De volumieke massa van de verschillende grondsoorten is door het L.G.M. bepaald.
De aangehouden schematisaties zijn dezelfde als bij 2.

3.a. dijklichaam en ondergrond

Profiel 128 boring 1		monster	ρ t/m^3	Plaats t.o.v. N.A.P. (m)
		24	1,85	+ 11,20 - + 11,40
	a	25	1,87	+ 10,50 - + 10,70
		26A	2,12	+ 9,65 - + 9,85
		26B	2,02	+ 9,26 - + 9,45
		27A	1,92	+ 8,85 - + 8,90
		27B	1,87	+ 8,80 - + 8,85
		27C	2,00	+ 8,15 - + 8,20
		27D	1,97	+ 8,10 - + 8,85
	b	28A	1,97	+ 7,92 - + 7,97
		28B	1,99	+ 7,87 - + 7,92
		28C	2,02	+ 7,67 - + 7,87
		28D	2,01	+ 7,46 - + 7,50
		28E	2,00	+ 7,42 - + 7,46
		28F	1,99	+ 7,25 - + 7,42

keuze bovenste kleilaag ρ = 1,9 a
middelste kleilaag ρ = 2,0 b
onderste kleilaag ρ= 2,0
zandondergrond ρ = 2,0 volgens gegevens binnendijks

3.b. binnendijkse grondlagen

Profiel 128 boring 2	monster	ρ (t/m^3)	Plaats t.o.v. N.A.P. (m)
	12	1,89	+ 8,10 - + 8,30
	13D	1,96	+ 7,08 - + 7,28
	13A	1,93	+ 6,92 - + 6,97
	13B	1,93	+ 6,87 - + 6,92
	13C	1,92	+ 6,82 - + 6,87
	14	1,92	+ 6,05 - + 6,25
	15D	1,96	+ 5,03 - + 5,23
	15A	2,0	+ 4,98 - + 5,03
	15B	2,0	+ 4,93 - + 4,98
	15C	2,11	+ 4,88 - + 4,93

keuze ρ klei 1,95
ρ zandondergrond 2,0

3.c. buitendijkse grondlagen

Profiel 128 boring 3	monster	ρ (t/m^3)	Plaats t.o.v. N.A.P. (m)
	1A	1,81	+ 7,94 - + 7,99
	1B	1,72	+ 7,74 - + 7,94
	1C	1,82	+ 7,41 - + 7,61
	2A	1,81	+ 6,96 - + 7,01
	2B	1,88	+ 6,91 - + 6,96
	2C	1,88	+ 6,86 - + 6,91
	2D	1,82	+ 6,51 - + 6,71
	3A	1,78	+ 5,95 - + 6,00
	3B	1,73	+ 5,90 - + 5,95
	3C	1,76	+ 5,85 - + 5,95
	3D	1,82	+ 5,65 - + 5,85
	4D	1,99	+ 4,99 - + 5,19
	4A	1,99	+ 4,94 - + 4,99
	4B	2,04	+ 4,89 - + 4,94
	4C	2,06	+ 4,84 - + 4,89
	5	2,02	+ 3,83 - + 4,03

keuze ρ klei 1,8
ρ zandondergrond 2,0

3.d. Voor de kleiaanvulling is een volumieke massa ρ van 1,7 t/m^3 aangehouden.

3.e. Voor de zandaanvulling is een volumieke massa ρ van 1,8 t/m^3 aangehouden.

3.f. Ter plaatse van het monument is boven het funderingsniveau (N.A.P. + 7,60 m) in de stabiliteitsberekeningen een belasting ingevoerd van 20 kN/m^2.
Deze belasting is bepaald door het gewicht van het dak, de funderingsmuren en een grondlaag onder de vloeren die reikt van funderingsniveau (N.A.P. + 7,60 m) tot N.A.P. + 8,20 à 8,40 m in beschouwing te nemen.

4. Grondeigenschappen onder het monument.

De opbouw en samenstelling - evenals de doorlatendheid en de wrijvingseigenschappen - van de grondlagen onder het monument zijn onder funderingsniveau gelijk gesteld aan de gegevens welke door middel van een boring naast het monument werden verkregen. Hiermee kan in verband met de opdracht van de commissie worden volstaan. Bij het maken van een definitief ontwerp voor de betreffende dijkverbetering dient de situatie onder het monument aan de hand van verder onderzoek te worden geverifieerd.

Verbetering van de rivierdijken.

Centrum voor Onderzoek Waterkeringen
mei 1976.

Inhoud

		blz
1.	Inleiding	1
1.1.	Opdracht	1
1.2.	Overzicht	2
2.	Uitgangspunten bij ontwerp en uitvoering	4
2.1.	Algemeen	4
2.2.	Waterkerend vermogen	4
2.3.	De veiligheidseisen	9
2.4.	Uitgangspunten voor de rivierdijkverbeteringen vanuit landschappelijk, natuurwetenschappelijk en cultuurhistorisch oogpunt	11
3.	De onderzochte situaties	15
3.1.	De Waalbandijk bij Waardenburg	15
3.2.	De Veluwse bandijk nabij "De Poll"	20
3.3.	Monument op de Waalbandijk bij Winssen	24
3.4.	Een wiel binnendijks	27
4.	Nadere beschouwing van de resultaten	31
4.1.	Scherpe dimensionering van het ontwerp	31
4.2.	Toepassing van bijzondere constructies	33
4.3.	Verlaging van het M.H.W.	34
5.	Conclusies	37
5.1.	Conclusies voor de vier onderzochte situaties	37
5.2.	Algemene conclusies	38

Bijlagen

	tek.nr
1. Overzichtskaart	76.146
2. Profielen bij Waardenburg *	76.041
3. Profielen bij "De Poll" *	76.295
4. Profielen bij Winssen *	76.223
5. Profielen van het wiel*	76.229
6. Kruinhoogten bandijken	76.294
7. Brief inzake maatgevende afvoer	

* De deelrapporten betreffende de vier proefprofielen liggen bij het Centrum Onderzoek Waterkeringen ter inzage.

1. Inleiding

1.1. Opdracht

Teneinde enig inzicht te verkrijgen in het effect van een eventuele verlaging van de maatgevende waterstand op de voorgenomen rivierdijkverbeteringen heeft de Commissie Rivierdijken het Centrum voor Onderzoek Waterkeringen gevraagd om de invloed te onderzoeken van een dergelijke verlaging met respectievelijk 0,50 en 1,00 m.
Tevens werd gevraagd hoe de "milieuschade" bij deze verschillende ontwerppeilen door het maken van goed doordachte ontwerpen zo beperkt mogelijk gehouden zou kunnen worden.
Aangezien het niet mogelijk was alle rivierdijkverbeteringen in het onderzoek te betrekken, heeft de Commissie de opdracht beperkt tot vier situaties waarvan bekend is dat de verbetering van de rivierdijk op ernstige bezwaren van natuur- en landschapdeskundigen stuit. Deze vier situaties zijn in overleg met de Commissie en met de Provinciale Waterstaat van Gelderland daar gekozen, waar de meest voorkomende problemen een rol spelen zodat mag worden verwacht dat de resultaten van het onderzoek een zekere algemene geldigheid zullen hebben. De vier situaties (zie ook bijlage 1.) kunnen als volgt in het kort worden omschreven.

- Een gedeelte van de Waalbandijk bij Waardenburg in het polderdistrict Tielerwaard. In de uiterwaard direct voor de buitenteen van de dijk ligt een strang van hoge natuurwetenschappelijke waarde. Binnendijks ligt een bosgebied van de Stichting Het Gelders Landschap. Er is gevraagd om na te gaan of bij de verschillende peilen, de strang, het bos-complex en de dijktaluds onaangetast kunnen blijven. Hierbij werd het behoud van de strang en het buitentalud het belangrijkst geacht.
- Een deel van de Veluwse bandijk bij het landgoed "De Poll" gelegen in het polderdistrict Veluwe. Dit is een geheel beboste zanddijk die door een natuurgebied loopt en slechts bij hoge rivierstanden water moet keren.
  Er is gevraagd of het mogelijk is de dijk te verbeteren zonder onherstelbare schade aan het natuurgebied aan te brengen.
- "Het Huis met de Zonnewijzer".
  Dit is een oud dijkhuis aan de Waalbandijk te Winssen in het polderdistrict Maas en Waal.

Dit huis komt voor op de monumentenlijst. Er is gevraagd na te gaan of dit huis kan worden gespaard.

- Een wiel binnendijks.
  Vele diepe wielen vormen enerzijds een gevaar voor de dijk maar worden anderzijds landschappelijk en natuurwetenschappelijk zo waardevol geacht dat demping zou dienen te worden voorkomen. Aan de hand van een veelvuldig voorkomende situatie worden verschillende oplossingen nader bekeken en wordt nagegaan wat de invloed van een verlaging van de maatgevende waterstand hierop zal zijn.

In de vier situaties zijn verbeteringen ontworpen die enerzijds voldoen aan de eis dat ze respectievelijk maatgevend hoogwater, maatgevend hoogwater - 0,5 m en maatgevend hoogwater - 1,0 m kunnen keren en anderzijds zo min mogelijk schade aan de omgeving aanrichten. Hiermee is getracht te laten zien wat met verlaging van de maatgevende waterstand kan worden bereikt. Het is niet de bedoeling om in het kader van dit onderzoek, dat voor de Commissie wordt verricht, bepaalde oplossingen in de te onderzoeken situaties aan te bevelen. Technisch zijn immers verscheidene oplossingen aan te geven met hun voor- en nadelen, doch het is aan de waterschappen en andere betrokken instanties deze voor- en nadelen tegen elkaar af te wegen en het definitieve plan voor de aanpassing van de dijken vast te stellen.
Tijdens het onderzoek werd contact onderhouden met de werkgroep Rivierdijken van de Technische Adviescommissie voor de Waterkeringen waar de technische problemen werden besproken. Teneinde inzicht te verkrijgen in de verschillende belangen is met vertegenwoordigers van het Ministerie van CRM, Staatsbosbeheer en de Stichting Natuur en Milieu overleg geweest. Het grondmechanisch onderzoek werd opgedragen aan het Laboratorium voor Grondmechanica te Delft.

1.2. Overzicht.

De rapportering aan de Commissie bestaat uit een algemeen verslag en vier nota's inzake de vier onderzochte situaties.
Het voorliggende algemene verslag bevat een korte uiteenzetting van de verschillende aspecten waarmee bij de dijkverbeteringen rekening moet worden gehouden. Er is iets uitvoeriger ingegaan op de veiligheidseisen die hierbij worden overgehouden. De belangrijkste resultaten van het

onderzoek in de vier situaties worden vermeld. Daarna volgt een beschouwing van de resultaten waarin enige mogelijkheden worden aangegaan om kruinverhoging, profielverzwaring en aanpassing van kolken te beperken. Hierbij wordt in het bijzonder nagegaan wat te bereiken is met:

- scherpe dimensionering van het ontwerp
- toepassing van bijzondere constructies en
- verlaging van de maatgevende waterstand.

In de nota's inzake de vier onderzochte situaties wordt in detail het onderzoek beschreven waarop de uitspraken in het algemeen verslag berusten. De voornaamste resultaten van het grondmechanisch onderzoek en de grondmechanische berekeningen zijn in bijlagen toegevoegd.
De deelnota's en de verslagen van het door het Laboratorium voor Grondmechanica verricht zijn bij het Centrum ter inzage aanwezig.

2. Uitgangspunten bij ontwerp en uitvoering.

2.1. Algemeen.

De functie van de bandijken is het achterliggende land voldoende bescherming tegen overstroming te geven, althans zolang uiterst zeldzame waterstanden niet worden overschreden. Deze waterstanden, die de maatgevende hoogwaterstanden (M.H.W.) worden genoemd vormen het belangrijkste uitgangspunt voor de beoordeling van de bestaande dijken en voor het ontwerp van eventuele verbeteringen van deze dijken. Hoe het ontwerp voor de verbetering er uiteindelijk uitziet hangt van vele van plaats tot plaats verschillende factoren af. Enerzijds spelen hier de technische mogelijkheden een rol die o.a. worden bepaald door de grondgesteldheid en anderzijds worden beperkingen opgelegd door bestaande belangen, zoals bebouwing op en in de onmiddelijke omgeving van de dijken, natuurgebieden, wegen, infra-structurele voorzieningen, steenfabrieken enz. In extreme gevallen moet zelfs de verlegging van bepaalde dijkgedeelten worden overwogen. Dit laatste heeft dan ondermeer weer gevolgen voor het afvoerend vermogen van de rivier en dus op de waterstanden die kunnen optreden. Vanzelfsprekend worden de moeilijkheden bij een eventuele verlaging van de maatgevende hoogwaterstand geringer, maar de invloed hiervan zal van plaats tot plaats sterk verschillen. Alvorens nu in hoofdstuk 3 te laten zien hoe dit laatste ligt bij de vier onderzochte situaties lijkt het nuttig, zij het zeer in het algemeen, iets nader in te gaan op de technische uitgangspunten en op de beperkingen waarvoor de ontwerper zich gesteld ziet.

2.2. Waterkerend vermogen.

Het waterkerend vermogen - de mate waarin de dijk zijn functie vervuld - wordt in hoofdzaak bepaald door:

a. de kruinhoogte
b. de standzekerheid
c. waterdichtheid
d. de weerstand van het buitenbeloop tegen beschadiging.

ad. a. De kruinhoogte.
De normale bandijk is niet bestand tegen overstromend water. De meeste overstromingen in het rivierengebied zijn in het verleden door het overstromen en het vervolgens doorbreken van te lage dijkgedeelten veroorzaakt. Een typisch voorbeeld deed zich voor in 1925/26, waarover het verslag

(litt. 1) het volgende meldt:
" 31 december. In den vroegen morgen bezweek de rechter Maasdijk bij Nederasselt, met het gevolg, dat eerst het Rijk van Nijmegen en later het lager gelegen land van Maas en Waal overstroomde.
De doorbraak had plaats tegen 7 uur in den voormiddag tusschen de dijkpalen 96 en 97, nagenoeg op het laagste punt van de bedijking, waarvan de kruin volgens een, vanwege de op 17 januari 1919 ingestelde Commissie inzake de ophooging van den Beerschen overlaat, in 1920 uitgevoerde waterpassing bij hmpaal 96 op 11,59 m + N.A.P. gelegen was.
Te 8 uur v.m., dus ruim een uur na de doorbraak, teekende de peilschaal te Grave 10,99 m en die te Nederasselt 11,03 + N.A.P.
Rekening houdende met het verval van de rivier tusschen de dijkbreuk en de peilschalen te Grave en Nederasselt en eenige opwaaiing van het water op de breede uiterwaard tijdens den heerschende storm uit het Z.W., mag men aannemen, dat de dijk op het tijdstip van de doorbraak ten hoogste 40 cm waakte. Groote golven zijn over den dijk heengeslagen, wat bleek uit het vloedmerk of veek, dat nabij de plaats van de doorbraak op en over de dijkkruin was geslagen. Daar de dijk van zandachtige specie was opgebouwd, zal hoogstwaarschijnlijk het binnenbeloop van den dijk, welke èn door de zware regens van december èn door het overslaande water inwendig nat was geworden, eerst beschadigd en daarna afgeschoven zijn".
De kruin van de bandijken wordt minimaal 0,50 m boven de maatgevende hoogwaterstand gelegd. Deze 0,50 m waakhoogte dient om gevaarlijke golfoverslag te voorkomen en tijdens hoogwater de kruin begaanbaar te houden voor inspectie en het uitvoeren van eventueel noodzakelijke herstelwerkzaamheden. Voor onbeschut liggende dijkgedeelten langs een breed winterbed dat bij zeer hoge rivierstanden diep onder water gaat, is deze hoogte niet altijd voldoende om golfoverslag te voorkomen.
Dit geldt vooral voor dijken met een steil buitentalud, omdat de golfoploop hier relatief groot is. Deze gedeelten worden zoveel hoger gemaakt, dat ook hier geen gevaarlijke overslag plaatsvindt onder omstandigheden waarbij nog veilig moeten kunnen worden gekeerd. Zoals algemeen gebruikelijk wordt er dan vanuit gegaan dat onder deze omstandigheden niet meer dan 2% van de tegen de dijk oplopende golven de kruin mag overschrijden (litt. 2.). Een veiliger criterium kan worden overwogen als men een zeer steil binnentalud handhaaft of bebouwing laat staan. De golfaanval is echter meestal zo gering dat met de minimum waakhoogte van 0,50 m kan worden volstaan.

ad b. De standzekerheid.

Er zijn gevallen bekend van doorbraken van bandijken die voldoende hoog waren om de voorgekomen waterstand te kunnen keren. Zo'n doorbraak werd dan ingeleid door bijv. het afschuiven van het binnentalud, het verweken van het binnentalud of door grondmeevoerende wellen binnendijks. Deze verschijnselen zijn het directe gevolg van de grondwaterbeweging in en onder het dijklichaam tijdens hoogwater. Dat vele dijken te licht zijn is niet alleen gebleken uit de doorbraken die in 1926 zijn voorgekomen, maar ook meer recent bij het laatste hoogwater in 1970, waarbij het waarschijnlijk nog juist niet tot doorbraken is gekomen. Tegen het einde van beide hoogwaterperiodes traden aan de binnenzijde van vele dijken ernstige kwelverschijnselen en erosie op die op den duur de standzekerheid ernstig in gevaar zouden hebben gebracht. Een typisch voorbeeld van een doorbraak die kennelijk het gevolg was van stabiliteitsverlies is te vinden in het verslag betreffende hoge rivierstanden in 1925/26 (lit. 1).

"5 januari. Des morgens vermoedelijk tusschen 5 uur en 5.30 uur bezweek de Oude Rijndijk, binnen de bekading van de op 1 dezer overstroomde Pannerdensche Waard op een punt, gelegen tusschen de Slikstraat en de aansluiting van de oostelijke bekading van die waard aan den Ouden Rijndijk.
Ter weerszijden van de doorbraak was aan de binnenzijde een kolk aanwezig en aan de buitenzijde bij het westelijk einde van het gat bevond zich vóór de doorbraak eveneens een kolk. In den namiddag was het geheele polderdistrict Herwen, Aerdt en Pannerden tot een gelijke hoogte van het buitenwater van 14,41 + N.A.P. volgeloopen, of tot ongeveer 3 m boven het maaiveld in den polder. Het dijksgat had een lengte van ongeveer 70 m en een diepte van bijna 11 m onder het maaiveld.
Op het tijdstip van de doorbraak waakte de dijk nog ongeveer 1,20 m en was het dijkvak van de windrichting afgekeerd. Opwaaiing met overstorting van het buitenwater had derhalve niet plaats."

De verschijnselen die op een begin van stabiliteitsverlies wijzen treden over het algemeen pas op nadat het hoogwater enige tijd tegen de dijk heeft gestaan. Het kost n.l. enige tijd voordat de grondwaterstroming zich volledig kan ontwikkelen en aanpassen aan de hoogwaterstanden. Voor de standzekerheid is dus zowel de waterstand als de duur van de periode van hoogwater van belang. Het in verband met de standzekerheid vereiste profiel hangt sterk af van de geo-hydrologische situatie, de grondslag waarop de dijk is gebouwd en de opbouw van de dijk zelf.
De beoordeling van de standzekerheid van een bestaand dijkgedeelte of van een nieuw ontwerp kan worden belemmerd door onvoldoende inzicht in de wijze waarop bepaalde soms fataal verlopende verschijnselen ontstaan en verlopen. Hiertoe moeten de zandmeevoerende wellen, die plaatselijk bij hoge rivierstanden achter de bandijken ontstaan, worden gerekend. Meestal schijnen zij vrij onschuldig te zijn, maar het is bekend dat zij ook verscheidene doorbraken hebben ingeleid. Het is (nog) niet mogelijk deze verschijnselen te beoordelen door middel van grondmechanische berekeningen, waarin de optredende evenwicht verstorende krachten worden vergeleken met de weerstand die de grond er aan kan bieden. Er moet in deze gevallen dan ook worden volstaan met het toepassen van richtlijnen die zijn gebaseerd op ervaring of op een directe generalisatie ervan. Zij geven in het algemeen slechts aan onder welke omstandigheden zich in min of meer vergelijkbare gevallen geen ernstige moeilijkheden hebben voorgedaan.
Als zo'n richtlijn bepalend wordt voor de afmetingen van een dijk - wat (nog) niet altijd te vermijden is - zal dit vermoedelijk wel tot een zekere overdimensionering moeten leiden om voldoende zeker te zijn.
Verschijnselen die wel voor berekening vatbaar zijn kunnen in het algemeen beter en nauwkeuriger worden beoordeeld. De nauwkeurigheid wordt dan voornamelijk bepaald door de toegepaste schematisering van de werkelijkheid, de mate waarin de theorie waarop de berekening berust het verschijnsel beschrijft en de wijze waarop de te verwachten belastingen en de evenwicht-behoudende eigenschappen van de grond zijn bepaald en worden ingevoerd. Men zal zich steeds moeten afvragen met welke afwijkingen rekening dient te worden gehouden en in welke mate deze de uitkomst van de berekening beïnvloeden.

Voor enige veelvuldig voorkomende berekeningen kan worden gewerkt met veiligheidscoëfficiënten, waarmee de veronderstelde belastingen worden vermenigvuldigd of de veronderstelde weerstand die de grond tegen bezwijken biedt wordt gedeeld. Als na invoering van de veiligheidscoëfficiënten in de berekening juist geen evenwichtsverlies optreedt wordt aangenomen dat voldoende reserve aanwezig is. Uit ervaring moet dan zijn gebleken hoe groot de veiligheidscoëfficiënten moeten zijn om de gewenste veiligheid te bereiken. De aangehouden waarde van een veiligheidscoëfficiënt heeft uiteraard alleen betekenis als de berekeningen en de bepaling van belastingen en grondweerstand geheel overeenkomen met de procedure waarvoor zo'n coëfficiënt is bepaald.

ad c. De waterdichtheid.
In bepaalde gevallen, zoals bij zanddijken of dijken op een sterk doorlatende grondslag waarvan de standzekerheid is verkregen door toepassing van drainageconstructies in de binnenteen, kan het waterbezwaar voor het achterliggende land bij hoogwater ontoelaatbaar hoog worden. Men zal dan óf maatregelen moeten nemen ter vermindering van de kwel óf de ontwatering van het door de dijk te beschermen gebied dienen te verbeteren, zoals vergroting van de bemalingscapaciteit.

ad d. De weerstand van het buitenbeloop tegen beschadiging.
De grasmat zoals op de meeste bandijken wordt aangetroffen, is voorzover goed aangelegd en onderhouden, gedurende korte tijd bestand tegen enige stroom en golfaanval. Als de golfaanval langer duurt begint erosie op te treden. Op sterk aangevallen plaatsen is de grasmat dan ook niet voldoende en wordt deze vervangen door steen-, beton- of asfaltconstructies. Vooral op het niveau even boven de zomerkade vindt men deze bekleding omdat hier de meeste golfaanval plaatsvindt. Deze constructies beperken tevens het onderhoud na een hoogwaterperiode. Nagegaan dient te worden in hoeverre tijdens hoge waterstanden gevaarlijke aantasting van het dijkbeloop op een hoger niveau kan voorkomen (lit. 3).

2.3. De veiligheidseisen.

De belasting van de bandijken wordt dus voornamelijk bepaald door: het peil van het te keren water, de duur van de hoogwaterperiode en, zij het in iets minder mate, de wind die de golfaanval veroorzaakt.
Voor geen van deze factoren kan een maximale waarde worden aangewezen. Er kan dan ook, zelfs bij een zeer vergaande verhoging en verzwaring van die dijken, geen absolute beveiliging tegen overstroming worden gegarandeerd. In antwoord op een vraag van het provinciaal bestuur van Gelderland heeft de Minister van Verkeer en Waterstaat in 1956, na een onderzoek inzake het voorkomen van hoge rivierafvoeren, geschreven van mening te zijn dat voor de dijkverbeteringen een afvoer van 18.000 m^3/s te Lobith als een veilig uitgangspunt kan worden beschouwd. De kans dat deze afvoer zou worden overschreden werd op 1/3000 per jaar geschat. In het midden werd gelaten of bij deze afvoer de dijken ruim hoog en zwaar zouden moeten worden gemaakt of dat bij die extreme afvoer een profiel aanvaardbaar wordt geacht dat dan nog juist voldoende zekerheid biedt tegen het ontstaan van grote schade (zie bijlage 7). Als de dijken ruim hoog en zwaar worden geconstrueerd kan 18.000 m^3/s bij Lobith veilig worden afgevoerd maar zullen ook aanzienlijk hogere afvoeren, zij het met een wat kleinere veiligheidsmarge, nog wel kunnen worden afgevoerd. De kans op een doorbraak wordt bij hantering van dit uitgangspunt dan ook wezenlijk kleiner dan 1/3000 per jaar. Als de dijken daarentegen juist voldoende sterk gemaakt worden om 18.000 m^3/s te kunnen afvoeren betekent dit dat er bij deze afvoer geen duidelijke reserve meer aanwezig hoeft te zijn. Het bezwijken van een bandijk hangt, zoals eerder vermeld, niet uitsluitend van de waterstand af en het is dan ook niet mogelijk om dijken te bouwen die tot een afvoer van 18.000 m^3/s juist veilig zijn maar bij een hogere afvoer altijd bezwijken. Wel kan er naar worden gestreefd dat de gemiddelde kans op een doorbraak van een dijkring, die een polder beschermt ongeveer 1/3000 per jaar is. Bij het oplossen van de problemen die door de Commissie aan het Centrum zijn voorgelegd is zo goed mogelijk aangesloten bij dit tweede uitgangspunt. Er is getracht om op deze wijze aansluiting te verkrijgen bij door de Commissie gehanteerde kosten-baten beschouwingen waaraan de werkelijke doorbraakkansen ten

grondslag dienen te liggen. De criteria die ten grondslag liggen aan de verschillende ontwerpen zijn daarom zo gekozen dat juist voldoende veiligheid wordt verkregen bij respectievelijk maatgevend hoogwater, maatgevend hoogwater - 0,50 m en maatgevend hoogwater - 1,00 m.
Om de doorbraakkans te bepalen zou een statistische beschouwing van de grondeigenschappen op zijn plaats zijn. Bij de huidige stand van onze kennis is dit echter niet goed mogelijk. Er moet daarom worden volstaan met de in de grondmechanica voor waterkeringen gebruikelijke veiligheidscoëfficiënten aan te houden.

Teneinde een indruk te geven van de betekenis die een verlaging van het M.H.W. met 0,50 m en 1,00 m heeft voor de onderzochte situaties is onderstaande tabel samengesteld.

	overschrijdings-frequentie per jaar	afvoer te Lobith in m^3/s	Peil in m boven N.A.P.			
			Lobith	Waardenburg	de Poll	Winssen
M.H.W.	3.10^{-4}	18.000	18,10	8,70	8,39	12,98
hoog-water 1926	$\sim 8.10^{-3}$	$\sim$ 12.500	16,93	7,85	8,12	12,10
hoog-water 1970	$\sim 7.10^{-2}$	$\sim$ 9.500	16,13	7,50	7,41	11,64

2.4. Uitgangspunten voor de rivierdijkverbeteringen vanuit landschappelijk, natuurwetenschappelijk en cultuurhistorisch oogpunt.

In het voorgaande is de waterkerende functie van de rivierdijk belicht.
Zoals ook blijkt uit het interimrapport van de Commissie Rivierdijken, bezit de waterkering ook een functie in het landschap. Deze historisch gegroeide nevenfunctie blijkt in vele gevallen niet direct verenigbaar met het waterkeringsbelang. Teneinde enige indruk te krijgen van de eisen die voortvloeien uit natuur- en landschapsbescherming ten aanzien van een te ontwerpen dijkverbetering, heeft een gesprek plaatsgevonden met vertegenwoordigers van o.a. het ministerie van CRM, het Staatsbosbeheer en de stichting Natuur en Milieu.
Uit dit gesprek, dat was toegespitst op de situatie ter plaatse van de vier proefprofielen, zijn een aantal eisen naar voren gekomen waarvan een aantal wellicht een meer algemene geldigheid hebben.
Met name de afwisseling in oplossingen en de daaruit voortvloeiende diversiteit in biotopen is van belang bij de uitvoering van dijkverbeteringen; dit hangt nauw samen met de schaal waarop gewerkt wordt. Kilometers lange, eenvormige dijkvakken worden onaantrekkelijk geacht. Zo mogelijk een redelijke mate van afwisseling in de uiteindelijke dijkverbeteringen te bevorderen.
Uit natuurwetenschappelijk oogpunt bestaat een geringe voorkeur voor het uitvoeren van dijkverzwaringen binnendijks ten opzichte van buiten; in dat geval kan n.l. het buitentalud veelal intact blijven, waar in het algemeen de meest interessante overgangen tussen natte en vochtige zones bevinden. Zo zijn buitentaluds op het zuiden weer interessanter dan die op het noorden. Het spreekt vanzelf dat door plaatselijke omstandigheden deze algemene uitspraak lang niet overal staande kan worden gehouden. Over de steilheid van de taluds - van belang voor het microklimaat - kan in het algemeen worden gesteld dat de natuurwetenschappelijke waarde toeneemt naarmate de taluds steiler zijn.
Overwegingen betreffende landschappelijke waarden leiden tot de eis dat een eventuele ingreep het bestaande landschap zoveel mogelijk intact laat; dat wil zeggen dat het bestaande dijktracé gevolgd wordt, de aanwezige landschappelijke elementen (gebouwen, boomgroepen, enz.) worden gehandhaafd en de verbeterde dijk geen "strak" aanzien krijgt.

De bij dijkverbeteringen te gebruiken grondsoort dient zo min mogelijk af te wijken van de van ouds aanwezige, meest voedselarme grond. Op deze wijze blijft de bestaande variatie gehandhaafd. Mocht toepassing van reeds aanwezige grondsoorten niet mogelijk zijn, dan verdient het aanbeveling voedselarme grondsoorten toe te passen.
Voor de waarden van de dijkhelling na verbetering zijn niet alleen steilheid en grondsoort van belang; het beheer speelt een essentiële rol. Overigens hangt het beheer weer samen met beide andere factoren. Uit natuurwetenschappelijk oogpunt bestaat in het algemeen een voorkeur voor maaien (met afvoeren van het maaisel) boven beweiding met schapen. De huidige in gebruikzijnde maaimachines vereisen echter flauwere taluds (bijv. 1:3) terwijl maaien met de hand grote financiële consequenties heeft. Bemesting van de grasmat heeft een verarmende invloed op het milieu. Indien een goede kleibekleding (ook zonder goede grasmat erosie bestendig) wordt toegepast ware te overwegen minder stringente eisen aan de vegetatie te stellen.
Proeven om door middel van het steken en na dijkverbetering weer terugzetten van zoden, of door oogsten en weer inzaaien van zaadmengsel de oorspronkelijke begroeiing weer terug te krijgen, hebben nog geen bemoedigende resultaten te zien gegeven, vermoedelijk omdat het milieutype in mindere of meerdere mate gewijzigd was. Bij de gestoken zoden bleek het oorspronkelijke pakket aangetast gedurende de opslag (hoe zorgvuldig ook) terwijl het zaaisel het eerste seizoen goede resultaten gaf, doch op den duur een duidelijke verarming vertoonde omdat verschillende soorten zich niet konden handhaven. Naast deze eisen van meer algemene aard, zijn een groot aantal eisen en wensen van de natuurwetenschappelijke en landschappelijke zijde kenbaar gemaakt over de gedachte dijkverbeteringen ter plaatse van de proefprofielen. Bij het opstellen van de verbeteringsontwerpen is daarmee waar mogelijk rekening gehouden.

Waardenburg

Hoewel het omleggen van de weg op de kruin van de dijk bij Waardenburg als een verlies uit recreatief oogpunt wordt beschouwd, bestaat hiertegen weinig bezwaar indien daardoor een verhoging van de dijk kan worden gerealiseerd zonder de taluds aan te tasten. Aanleg van een fietspad op de (smallere) kruin wordt echter als compensatie verlangd. Indien de weg niet omgelegd kan worden, verdient verhoging middels een muurtje of damwand de voorkeur; landschappelijk is dit echter minder aantrekkelijk. De aanwezige glooiing moet gespaard worden in verband met de daarop aan-

wezige korstmossen. Ook de overige gedeelten van het buitentalud moeten intact worden gelaten.
Het uitvoeren van werken buitendijks - in de strang - betekent verstoring of zelfs het verdwijnen van de geleidelijke overgang van nat naar droog. Dit betekent een definitieve verarming van de huidige overgang, mogelijk zelfs het totale verlies van de waarde van de strang.
Waar niet anders mogelijk, kan worden bezien in hoeverre aanpassing van het (instabiele) binnentalud aanvaardbaar is. Een eventuele aanvulling dient met zavelig materiaal te geschieden.
Toepassing van een filter kan leiden tot handhaving van het bovenste gedeelte van het talud. Indien het behoud van de waarde van dit gedeelte opweegt tegen het nadeel van de abrupte overgangen ter plaatse van het filter, is een dergelijke oplossing niet a priori te verwerpen.
Het aanbrengen van een steunberm tot in het achterliggende bos kan worden overwogen, indien de benodigde grondstrook niet wordt kaalgeslagen. Het langzaam afsterven van de bosrand (mogelijk zelfs aanpassing van enkele bomen bij zorgvuldige uitvoering) betekent de mogelijkheid van aanpassing van de overige bomen. Het "schokeffect" valt weg. De aanleg van een kwelkade door het bos - die als essentieel deel van de waterkering ook als zodanig moet worden onderhouden - is hier een minder gewenste oplossing. Wellicht kan deze elders wel uitkomst bieden.

Wiel

Een kwelkade zou bij het profiel "wiel" wel een mogelijkheid zijn. Daar immers liggen de natuurwetenschappelijke belangen vooral in de geleidelijke overgangen op en aan de oever van het water, terwijl landschappelijk de eenheid wiel-dijk grote waarde heeft. Omkading van het geheel is niet bezwaarlijk, mits deze kade het geheel intact laat.
Het verleggen van de dijk (tracé wijziging) meer naar buiten is een andere oplossing, waarvan de nadelen - aantasting van de uiterwaard - apart bezien moeten worden. Afgraving van de in tweede linie liggende oude dijk betekent een duidelijke waardevermindering van het wiel. Een aanberming onder water van doorlatend materiaal zoals grind of zand mits van bescheiden afmetingen, kan een oplossing zijn in die gevallen waarin vooral het oppervlak van het wiel en de vegetatie boven water van belang zijn, hetgeen veelal bij grotere wielen het geval is. Totale verondieping geeft echter een zeer ingrijpende verstoring van het aquatisch milieu en is uit dat oogpunt in het algemeen ontoelaatbaar.

Het aanbrengen van een afdichtende kleilaag buitendijks moet worden getoetst aan de gevolgen daarvan voor de uiterwaard.

Winsen

Bij een dijkverbetering ter plaatse van het monument dient als uitgangspunt het handhaven van het monument te worden aangehouden. Het eventueel gedeeltelijk rooien van de boomgroep aan de buitenzijde van de dijk betekent een gevoelig verlies, doch niet geheel onoverkomelijk indien door herbeplanting na verloop van tijd een vergelijkbare situatie wordt geschapen.

De Poll

Elke ingreep ter plaatse van de zanddijk wordt afgewezen. Hoewel de zin van het onderzoek naar verbeteringsmogelijkheden als proefprofiel kan worden onderschreven, verzetten natuurwetenschappelijke en landschappelijke belangen zich tegen verbetering van de bestaande kering. In dit geval verdient een alternatief tracé, zoals bijv. verzwaring van de zomerkade, de voorkeur.

3. De onderzochte situaties

3.1. De Waalbandijk bij Waardenburg

Beschrijving.

Dit dijkvak ligt op de rechter Waaloever tussen Waardenburg en Neerrijnen en maakt deel uit van de waterkering van het polderdistrict Tielerwaard.
Het onderzochte dijktraject bevindt zich tussen de hectometerpalen 190 en 195. Langs dit gedeelte bevindt zich binnendijks het boscomplex Neerrijnen, dat plaatselijk tot op het binnentalud van de dijk is doorgezet. Buitendijks ligt onmiddelijk aan de dijkteen de strang "De Kil". Deze twee omstandigheden waren aanleiding het dijkvak op te nemen in het onderzoek naar de invloed van een verlaging van het ontwerppeil op de rivierdijkverbeteringen. De waarde van de strang werd relatief hoger aangeslagen dan die van het bos. Er werd daarom gevraagd om na te gaan of buitendijkse verbeteringswerken konden worden vermeden. Ook beperking van de omvang van eventuele binnendijkse werken was een vereiste.
Het dijkvak kenmerkt zich door een mager profiel; het heeft een hoogte van rond 6 m, terwijl zowel het binnen- als het buitentalud steil zijn. Het dijklichaam zelf bestaat uit klei en is voorzien van een basaltbekleding op het buitentalud. De ondergrond ter plaatse bestaat tot grote diepte uit zand, dat binnendijks is afgedekt met een relatief dunne kleilaag. Deze varieert in dikte van ongeveer 0 tot 1,50 m. Buitendijks ligt de ongeveer 1 km brede uiterwaard "De Rijswaard", die van een kleiafdekking van 1 tot 2 m dikte is voorzien. De hoogte van de zomerkaden ligt op bijna 3 m beneden M.H.W.

Beoordeling bestaande dijk

De hoogste waterstand die de dijk met het huidige dwarsprofiel bij hoge rivierafvoeren* heeft gekeerd, is in 1926 voorgekomen. Deze lag ruim 0,80 m beneden het nu geldende M.H.W. Er hebben zich toen, zover bekend, geen ernstige stabiliteitsproblemen voorgedaan. Wel werd er, evenals tijdens het hoogwater van 1970, aanzienlijke kwel geconstateerd.

* Vermoedelijk is in 1861 bij ijsgang een ongeveer even hoge waterstand voorgekomen.

Het waterkerend vermogen van de dijk is nader berekend voor drie ontwerppeilen; M.H.W. (N.A.P. + 8,70 m), M.H.W. - 0,50 m en M.H.W. - 1,00 m.

De volgende aspecten werden beoordeeld:
- de kruinhoogte,
- de standzekerheid van de dijk,
- de waterdichtheid en
- de aantasting van het buitentalud.

Onder maatgevende omstandigheden kan bij het ontwerppeil een golfhoogte van ongeveer 0,35 m voorkomen, die een waakhoogte van de dijk van ongeveer 1,00 m vereist, als het steile buitentalud wordt gehandhaafd.
De huidige kruin, die ca 0,30 m boven M.H.W. ligt, is dus duidelijk te laag voor het ontwerppeil M.H.W. Voor het ontwerppeil M.H.W. - 0,50 m is de waakhoogte nog enkele decimeters te gering, terwijl voor M.H.W. - 1,00 m de bestaande kruinhoogte voldoet.
Na het uitvoeren van een vrij uitgebreid grondonderzoek kon de standzekerheid van de dijk worden beoordeeld. Daarbij werd aandacht besteed aan:
- de stabiliteit van het buitentalud
- de stabiliteit van het binnentalud
- het gevaar voor interne erosie (piping)

Uit de berekeningen naar de stabiliteit van het buitentalud kan worden vastgesteld dat bij een val van de rivier van M.H.W. tot het niveau van de zomerkade het risico van afschuiven nog aanvaardbaar is. Bij de lagere ontwerppeilen werd een enigszins grotere stabiliteit vastgesteld.
De stabiliteit van het binnentalud werd berekend aan twee representatief gestelde dwarsprofielen, met het doel de in werkelijkheid voorkomende ongunstige situatie in te sluiten.
Op grond van de berekeningen kan worden bepaald dat de veiligheid tegen afschuiven van het binnentalud bij de drie beschouwde ontwerppeilen onvoldoende is.
Het risico van het voorkomen van interne erosie is bij de huidige dijk voor geen van de drie ontwerppeilen geheel uit te sluiten. Vanzelfsprekend is er daarin wel een gradueel verschil.
De mate van waterdichtheid van het dijklichaam bepaalt het waterbezwaar binnendijks slechts voor een klein deel. De grootste hoeveelheid kwel door de doorlatende zandondergrond. De aantasting van het buitentalud is bij de huidige basaltbekleding vrijwel uitgesloten.

Verbetering van de dijk werd op een aantal punten noodzakelijk geacht. Afhankelijk van het ontwerppeil zal de kruin meer of minder verhoogd moeten worden, terwijl de stabiliteit van het binnentalud in elk geval dient te worden verbeterd. De resterende onzekerheden ten aanzien van de interne erosie kunnen dan tegelijkertijd worden weggenomen door de maatregelen ter vergroting van de stabiliteit van het binnentalud.

Dijkverbetering.

Een aantal mogelijke oplossingen voor verbetering is onderzocht. Bij deze ontwerpen is er naar gestreefd de omvang van de verbeteringen zo beperkt mogelijk te houden. In alle ontwerpen zijn de strang en het huidige buitentalud van de dijk onaangetast gelaten.
Verhoging van de kruin kan worden gerealiseerd in grond of met een damwand of muurtje. Bij een verhoging in grond, waar technisch gezien de voorkeur naar uitgaat, is nog de keuze mogelijk tussen handhaving van de huidige kruinbreedte en aantasting van het binnentalud en een versmalling van de kruin, waarbij het grootste deel van het binnentalud gespaard wordt. Dit laatste maakt dan wel een omleiding van het autoverkeer noodzakelijk.

Achtereenvolgens worden nu de verschillende ontwerpen behandeld (zie ook het detailrapport).
Bij een verhoging van de kruin met handhaving van de bestaande kruinbreedte werd onderzocht:

a. Aanpassing van het binnentalud

Verhoging van de kruin onder de voorwaarde dat de kruinbreedte gehandhaafd blijft maakt een verzwaring van het talud nodig. In het ontwerp is een aanvulling met zand, afgedekt met een kleilaag aangehouden.
Uit berekeningen blijkt dat het waterkerend vermogen bij deze verbetering slechts voldoende is, als een kleine berm aan de teen wordt aangebracht (zie bijlage 2.).
Het onderzoek van de verhoging van de kruin bij handhaving van het bestaande binnentalud werd uitgevoerd in combinatie met:

b. Een berm

De invloed van bermen met verschillende lengten en hoogten is onderzocht. Uit deze berekeningen blijkt dat een zandberm met een lengte van 10 m voldoende is. De vereiste hoogte voor het ontwerppeil M.H.W. is 2,00 m, voor de ontwerppeilen M.H.W. - 0,50 m en - 1,00 m is een hoogte van

1,50 m voldoende (zie bijlage 2.).

c. Een drainage

Het aanbrengen van een drainage met zekere minimum afmetingen (zie bijlage 2.) geeft voor de drie beschouwde ontwerppeilen een voldoende verbetering van de standzekerheid van het binnentalud.

d. Overige

Behalve het aanbrengen van een berm of een drainage zijn ook de mogelijkheden van het gebruik van kwelkaden of damwanden onderzocht. Deze geven echter geen bevredigende oplossingen.

Bij een verhoging van de kruin door middel van een muurtje of damwand zijn aan het binnentalud dezelfde maatregelen vereist als bij een verhoging van de kruin in grond. De gevolgen van de oplossingen voor dijkverbetering voor de omgeving zijn hieronder samengevat:

- bij de verflauwing van het binnentalud wordt het huidige talud en een strook van ca. 15 m van het bos in het dijkprofiel opgenomen. De breedte van deze strook is nagenoeg onafhankelijk van het ontwerppeil.
- bij de aanleg van een berm gaat het binnentalud over beperkte hoogte verloren (ca. 1,50 à 2,00 m, afhankelijk van het ontwerppeil). Van het bos moet nu een strook van ca. 10 m worden opgeofferd. Daar staat tegenover dat bij enige vergroting van de bermhoogte het beplanten met struiken in beperkte mate kan worden toegestaan.
- bij de aanleg van een drainage wordt het binnentalud eveneens over een hoogte van ca. 1,50 m aangetast. De benodigde breedte in het bos is ruim 5 m. De drainagestrook moet worden vrijgehouden van struiken en bomen.

Bij de ontworpen minimale dijkverbeteringen dienen de opgaande bomen in het binnen- en buitentalud van de dijk te worden verwijderd. De struiken op het buitentalud kunnen worden gehandhaafd.
Dichte begroeiing aan de binnenteen van de dijk kan echter problemen voor goed beheer opleveren.

Slotopmerkingen

Behalve door een te geringe kruinhoogte bij de hogere ontwerppeilen voldoet de veiligheid van de huidige dijk niet door het te mager profiel. Desondanks zijn de noodzakelijke verbeteringswerken om de standzekerheid van de dijk te waarborgen vrij beperkt. Dit kan voornamelijk worden toegeschreven aan enkele gunstige omstandigheden waarin dit dijkvak verkeert. In de eerste plaats wordt dit veroorzaakt door de aanwezigheid van een uiterwaard voor de dijk die is afgedekt met een kleilaag, terwijl in de strang eveneens een afdekkende kleilaag wordt aangetroffen. Verder worden in het binnendijks terrein dunnere kleilagen aangetroffen. Deze twee factoren hebben een gunstige invloed op de stabiliteit van de dijk bij hoge waterstanden. Tenslotte is uit het grondonderzoek gebleken dat de sterkte-eigenschappen van het dijklichaam en de ondergrond tamelijk goed zijn. Door de uitgebreidheid van het grondonderzoek konden de onzekerheden in de sterkte-eigenschappen worden beperkt. Bij de beoordeling van de berekeningen naar de standzekerheid van de dijk werd daarmee rekening gehouden. Deze gunstige factoren leiden tot de vrij beperkte verbeteringswerken voor dit dijkvak. Het houdt echter wel in dat de genoemde oplossingen niet zonder meer over te nemen zijn voor andere dijkvakken. Een en ander zal afhangen van de omstandigheden waarin dat dijkvak verkeert. Een nauwgezet onderzoek zal echter ook in die gevallen wellicht tot een beperking van de verbeteringswerken kunnen leiden. Beperking van de verbeteringswerken door een goed doordacht ontwerp leidt echter tot een relatief kwetsbare dijk, die veel onderhoud vergt en bij hogere rivierstanden nauwgezet bewaakt moet worden. Daarbij blijven dan nog extra risico's bestaan, die zich zeer moeilijk of geheel niet in concrete cijfers laten uitdrukken. Dit kunnen redenen zijn dit soort oplossingen niet over grote dijkstrekkingen toe te passen, maar te beperken tot enkele gedeelten waar "normale" dijkverbetering grote schade aan andere belangen zou toebrengen.

3.2. De Veluwse Bandijk nabij "De Poll".

Dit dijkvak ligt op de linker IJsseloever tussen Zutphen en Deventer en maakt deel uit van de waterkering van het polderdistrict Veluwe. Het onderzochte dwarsprofiel bevindt zich nabij het landgoed "De Poll" (hmp 360).
Het betreft een zanddijk zonder bekleding, die geheel begroeid is met merendeels jonge bomen. Zowel voor als achter de dijk bevindt zich een kolk.
Voor de dijk ligt de buitenpolder De Nijenbeker en Wilpsche Kleipolder, waarvan de zomerkade een overstromingskans van 1/10 per jaar heeft. De zanddijk heeft sinds 1926 geen water gekeerd.

Niet alleen uit landschappelijk , maar ook vanuit technisch oogpunt gaat het hier om een uniek dijkvak.
De resultaten van het onderzoek gelden dan ook uitsluitend voor de onderhavige dijk.
De voor het onderzoek uitgevoerde berekeningen zijn gebaseerd op een sterke schematisatie van het materiaal waaruit zowel de dijk als de ondergrond zijn opgebouwd. De huidige onoverzichtelijke situatie ter plaatse als gevolg van de begroeiïng op de dijk, de geconstateerde verkitting van het zandlichaam en de aanwezige muize- en konijneholen maken het mogelijk dat verschillende aannamen onjuist zijn geweest. Op de resultaten van de berekeningen kan dan ook niet volledig worden vertrouwd.
Desalniettemin is getracht de gevaren die tijdens hoogwater het waterkerend vermogen van de dijk bedreigen te analyseren.
Bij toetsing van de dijk aan de min of meer gebruikelijke criteria, is gebleken dat bij maatgevend hoogwater het waterkerend vermogen voldoende is op de volgende punten:
- hoogte
- stabiliteit buitentalud
- piping
- opbarsten van afsluitende lagen.

Ten aanzien van de volgende factoren blijkt het waterkerend vermogen in mindere mate te voldoen:
- erosie buitentalud
- stabiliteit binnentalud (verweking en afschuiving)
- waterdichtheid.

Van deze laatste drie kunnen de twee eerstgenoemde factoren - afhankelijk van de tijdsduur - leiden tot een kritieke situatie bij maatgevend hoogwater. Indien niet als eis wordt gesteld dat bij M.H.W. geen beschadiging mag optreden en de dijk nog volledige veiligheid tegen doorbraak moet hebben, zou een verbetering op deze punten misschien achterwege kunnen blijven.
De laatstgenoemde factor betekent veel kwelbezwaar tijdens hoge rivierstanden, doch houdt geen gevaar voor doorbraak in.

Voor de overige factoren die van belang zijn bij de beoordeling van het waterkerend vermogen, te weten de aanwezige beplanting en konijne- of muizeholen, is het niet mogelijk scherpe criteria te formuleren. Uit een nogal algemene benadering valt de conclusie te trekken dat de bomen aan de binnenteen in verband met de kans op omwaaien het waterkerend vermogen ongunstig beïnvloeden, terwijl de geconstateerde doorgaande gangen (in de stroomrichting) door hun invloed op de grondwaterstroming, de totale beoordeling op losse schroeven zetten.
Op grond van dit laatste moet het waterkerend vermogen van de dijk bij M.H.W. onvoldoende worden geacht.
Bij een verlaging van de maatgevende stand met 1,00 m, wordt de kans op een doorbraak voldoende klein geacht. Ten eerste is in geval van een (plaatselijke) verstoring relatief veel meer zand aanwezig, waardoor de kans op een gevaarlijke situatie kleiner wordt. Ten tweede bevinden zich op lagere niveau's minder wortelgangen; ook wordt het verhang over eventuele doorgaande gangen kleiner. Ten derde is in het verleden een stand van M.H.W. - 1,00 m vrij vaak overschreden, zonder dat zich daarbij bijzondere moeilijkheden hebben voorgedaan. Wel dient bij een verlaagde waterstand nog rekening te worden gehouden met ernstige kwel.
Indien als ontwerpwaterstand M.H.W. - 0,50 m wordt aangehouden wordt de kans op doorbraak groter, doch blijft vermoedelijk voldoende klein om aan de uitgangspunten te voldoen.

Ter verbetering van het waterkerend vermogen van de dijk zijn een aantal ontwerpen vergeleken die in meerdere of mindere mate de in het voorgaande aangestipte tekortkomingen aanvullen. Deze alternatieven zijn de volgende (zie bijlage 3.):

A. een damwand door de dijk, reikend vanaf de kruin tot minstens de grondwaterstand;
B. een kleibekleding op het buitentalud;
C. een filterconstructie aan de binnenteen; en
D. een kleibekleding over de gehele dijk met een filterconstructie aan de binnenteen.

Aangezien de mate waarin deze oplossingen voldoen moeilijk in een getal is uit te drukken, is een kwalitatieve vergelijking van de profielen gemaakt.

Ontwerpprofiel A: damwand.

De damwand verhindert zowel doorgaande erosie van het buitenbeloop als gangen door de dijk. Het kwelbezwaar is afhankelijk van de inheidiepte, evenals de stabiliteit van het binnentalud. Het vloeien of afschuiven van het binnentalud zal nog kunnen optreden, zij het dat de omvang van deze verstoringen beperkt zal blijven.
De kans op een doorbraak is bij M.H.W. waarschijnlijk en bij M.H.W. - 0,50 m in ieder geval voldoende klein.

Ontwerpprofiel B: kleibekleding

De kleibekleding voorkomt afslag van het buitentalud. Door verlaging van de freatische lijn zullen in-stabiliteitsverschijnselen aan het binnentalud beperkt blijven, terwijl het kwelbezwaar met 25 à 30 % afneemt. Teneinde de ondoorlatendheid van de kleilaag te waarborgen, kan geen begroeiing door houtgewassen worden toegestaan. Daarnaast blijft doorgraving door konijnen mogelijk (van binnenuit) zodat d.m.v. een geregelde inspectie eventuele doorgravingen tijdig opgespoord en hersteld dienen te worden.
Het waterkerend vermogen van dit ontwerp wordt gelijk geacht aan dat van ontwerp A.

Ontwerp C: filter.

Het vloeien of afschuiven van het binnentalud wordt door het filter geheel verhinderd, evenals het graven van doorgaande gangen. De water-

dichtheid wordt niet verbeterd; evenmin wordt afslag van het buitenbeloop tegengegaan. Dit kan worden voorkomen door het aanbrengen van een lichte verdediging, doch ook zonder deze voorziening wordt dit ontwerp gelijkwaardig aan beide voorgaande geoordeeld.

Ontwerpprofiel D: kleibekleding met filter.

Ten aanzien van dit profiel gelden dezelfde opmerkingen als gemaakt over profiel B, waarbij zij opgemerkt dat het binnentalud stabiel is, terwijl doorgraving van de kleibekleding niet zal geschieden. De kans op doorbraak is bij M.H.W. voldoende klein; bij M.H.W. - 0,50 m wordt ontwerp overgedimensioneerd geacht.
Op bijlage 3 is aangegeven wat de beperkingen zijn die de verschillende ontwerpen opleggen aan de bestaande of toekomstige begroeiing. Eventuele schade aan de omgeving tijdens de uitvoeringsfase zal voornamelijk bepaald worden door het in te zetten materieel en de zorgvuldigheid waarmee gewerkt wordt.
Verlaging van de maatgevende waterstand heeft op de omvang van de verschillende varianten slechts weinig invloed.
Ontwerp A en D zullen bij lagere ontwerpwaterstand geen wijziging ondergaan. De ontwerpen B en C zullen afhankelijk van de verlaging in gewijzigd worden in die zin dat de kleibekleding, resp. filterconstructie iets minder hoog behoeft te worden opgetrokken.
De situatie ter plaatse van het dijkvak "De Poll" is bijzonder onoverzichtelijk en grote delen van de waterkering zijn slechts te voet bereikbaar.
Indien het - eventueel stap voor stap i.v.m. de aanpassing van het omringende bos - verwijdering van de bebossing niet kan worden aanvaard, bestaat in dit geval nog de mogelijkheid de voorliggende zomerkade - nadat deze is verbeterd - als hoofdwaterkering aan te wijzen, zodat de landdijk op huidige waterkerende functie verliest.

3.3. De Waalbandijk bij Winssen

Beschrijving

Nabij hmp 127,5 van de Waalbandijk van het polderdistrict Maas en Waal ligt in Winssen een monument dat kan worden beschouwd als een typisch voorbeeld van een geval waarbij het instandhouden van een monument in strijd kan zijn met het waterkeringsbelang.
Het betreffende monument is een boerderij die zich binnendijks en gedeeltelijk in het dijklichaam bevindt. De boerderij, die op de monumentenlijst staat, is bijzonder karakteristiek door het rieten wolfdak, de voorgevel met vlechtingen, de vensters met zes schuiframen waarvoor luiken en de geschilderde zonnewijzer. Met behulp van deze zonnewijzer kan de boerderij gedateerd worden op 1798.
Voor de dijk liggen de Winssensche Waarden. De breedte hiervan bedraagt ca. 500 m. De uiterwaard wordt omringd door zomerkaden. Tussen het buitentalud en de buitendijkse sloot staat een rij populieren.
Bij het ontwerpen van een dijkverbetering ter plaatse van het monument wordt door vertegenwoordigers van natuur- en landschapsbescherming het handhaven van het monument van primaire betekenis beschouwd. Er is gevraagd om na te gaan of het mogelijk is ook de populieren aan de buitenzijde van de dijk te sparen.
Hieraan wordt echter minder waarde gehecht dan aan het monument.

Beoordeling bestaande situatie

De kruin van de bestaande dijk ligt ongeveer 1 m boven de huidige maatgevende waterstand. Uit berekeningen is gebleken dat deze kruinhoogte voldoende is. Het buitentalud van de dijk ligt ter plaatse van het huis ongeveer onder een helling van 1:2,9. Het binnentalud is nogal ongelijk en heeft een gemiddelde helling van 1:1,3. Op de taluds is een grasmat aanwezig. Gedurende hoge waterstanden zoals in 1926 en 1970 zijn voorgekomen, hebben zich geen ernstige moeilijkheden voorgedaan. Uit de stabiliteitsberekeningen die bij de door de commissie opgegeven ontwerpwaterstanden (het huidig MHW, MHW - 0,50 m en MHW - 1,00 m) zijn uitgevoerd, blijkt dat het evenwicht onvoldoende gewaarborgd is. De oorzaak moet worden gezocht in het te steile binnentalud. Daarbij blijkt de invloed van de keuze van het ontwerppeil gering te zijn; een verbetering van de huidige dijk is derhalve noodzakelijk.

Zoals reeds is aangegeven is het binnentalud te steil. Het probleem dat zich hier voordoet is derhalve voornamelijk een ruimteprobleem. Het uitgangspunt is immers dat zowel de bomen als het monument moeten worden gespaard. Dit betekent dat de normale verflauwing van de taluds tot een helling 1:3 niet mogelijk is zonder de bestaande bomenrij aan te tasten. Er zijn twee mogelijkheden tot dijkverbetering nagegaan. Bij het eerste alternatief worden zowel monument als bomenrij gespaard, terwijl bij het tweede alternatief de bomenrij naar buiten zou moeten worden verplaatst. In beide gevallen zal echter in ieder geval de as van de dijk naar buiten toe moeten worden verlegd.

Alternatieve ontwerpen (zie bijlage 4)

a. Ontwerp 1 waarbij zowel monument als bomenrij worden gespaard

Het binnentalud met taluddrainage is onder een helling van 1:2 geprojecteerd. De kruinbreedte bedraagt 4 m, de helling van het buitentalud is 1:2, de kruinhoogte is aangepast aan de ontwerpwaterstanden. Daarbij is de kruinhoogte zo bepaald dat niet op overslaand water behoeft te worden gerekend. Door middel van de taluddrainage wordt er voor gezorgd dat het talud plaatselijk niet beschadigd wordt door uittredend water en de waterspanningen die de stabiliteit van het talud beinvloeden worden verlaagd. Het blijkt dat de berekende veiligheid bij de drie beschouwde ontwerppeilen bij deze vrij steile taluds voldoende is. Deze taluds zijn aanvaardbaar omdat door een intensief onderzoek ter plaatse de onzekerheidsmarge is verkleind.
Het instandhouden van de kleilaag in de uiterwaard met een lengte van 100 m, is daarbij een voorwaarde.

b. Ontwerp 2 waarbij alleen het monument wordt gespaard.

Bij dit ontwerp is een profiel aangehouden zoals bij de huidige praktijk van dijkverbetering in verband met het onderhoud van de grasmat minimaal gebruikelijk is.
Het profiel heeft taluds met een helling van 1:3 en een taluddrainage. De kruinhoogte is variabel. De buitendijks aanwezige bomen dienen bij dit ontwerp te worden verwijderd. Tegen herplanting in de uiterwaard bestaat dijkbouwtechnisch geen bezwaar.
Ook bij dit ontwerp is bij de berekeningen uitgegaan van een kleilaag in de uiterwaard, die zich over 100 m uit de buitenteen van de dijk uitstrekt. De kruinhoogte is zo bepaald dat niet op overslaand

water behoeft te worden gerekend.
De berekende veiligheid is bij dit ontwerp groter dan bij ontwerp 1.
De invloed van een verandering in de hoogte van het ontwerppeil is niet groot, wanneer de kruinhoogte op één bepaald niveau gehandhaafd blijft.

Conclusies en slotopmerkingen

Voor de verbetering van de Winnensche bandijk bij hmp 127,5 is een tweetal principe oplossingen aan te wijzen die technisch voldoende zijn.
Ontwerp 1 is scherper gedimensioneerd dan ontwerp 2. Dit betekent dat ontwerp 1 bij de drie beschouwde ontwerppeilen minder reserves bezit dan ontwerp 2. De berekeningen tonen aan dat ook in het onderhavige geval bebouwing in waterkeringen tot een meer gecompliceerde situatie leidt dan het geval is bij de dijkstrekkingen waar geen bebouwing aanwezig is. Dit betekent dat de kans dat bepaalde factoren niet juist zijn beoordeeld groter is dan bij een "normale" dijkstrekking. Op den duur kunnen derhalve meer risico's aanwezig zijn dan bij een "normale" waterkering.
Inspectie en controle door de waterkeringbeheerders dient ter plaatse van bebouwing in de waterkering dan ook frequenter en intensiever uitgevoerd.
Aan ontwerp 2 wordt de voorkeur gegeven omdat ongeveer dezelfde mate van veiligheid bij het monument wordt verkregen als de aanliggende dijkvakken bezitten.
De invloed van een verlaging van het maatgevend hoogwater komt bij ontwerp 1 op twee punten naar voren. In de eerste plaats is het mogelijk bij de lagere ontwerppeilen de dijk evenredig lager te ontwerpen. Dit betekent dat het buitentalud bij de laagste ontwerpwaterstand niet meer behoeft te worden aangepast. In de tweede plaats is bij de lagere ontwerppeilen de in de constructie aanwezige reserve groter, waardoor het ontwerp met het steile binnentalud meer aanvaardbaar wordt.
Bij ontwerp 2 heeft een lager ontwerppeil, in ieder geval de ontwerppeilen die door de commissie in beschouwing zijn genomen, op de aanpassing van het buitentalud en het verwijderen van de bestaande bomenrij geen invloed. Wanneer geen dijkverbetering wordt ondernomen kan tijdens de drie door de commissie gegeven ontwerpwaterstanden vooral bij langdurig hoge waterstanden een kritieke situatie ontstaan. De bestaande kruinhoogte is bij het huidige maatgevend hoogwater voldoende.

3.4. Een wiel binnendijks

Langs de grote rivieren is een groot aantal "wielen" te vinden, zijn ontstaan als gevolg van een doorbraak bij hoogwater. Ter plaatse van deze doorbraak werd door het water, dat zich met kracht in de polder stortte, een stroomgat gevormd waarbij de ondergrond over het algemeen tot vrij grote diepte werd uitgeschuurd. Bij het herstel van de dijk werd de nieuwe dijk meestal om deze diepe stroomgeul heen gelegd. Wanneer de stroomgeul daarbij binnendijks kwam te liggen, bleef deze door de jaren heen bewaard. De meertjes die zodoende ontstonden zijn onder allerlei gewestelijke namen bekend: "wiel", "waai", "kolk", "breek", "braak", enz.
Door hun ligging nabij de dijk vormen deze diepe wielen met steile oevers een gevaar voor het waterkerend vermogen van de dijk. Uit verslagen van waarnemingen tijdens hoogwater blijkt dat de dijken waar dicht aan de binnenzijde een wiel gelegen is, het meeste gevaar opleveren. Er zijn tal van waarnemingen bekend, die vermelden dat tijdens hoogwater grote grondmassa's aan de binnenzijde van de dijk in een wiel afgeschoven zijn. Door snel ingrijpen na deze afschuivingen kon men veel dreigende doorbraken nog juist voorkomen. In enkele gevallen kwam het echter tot een doorbraak. Het is daarom niet verwonderlijk dat veel waterkeringbeheerders naar de meest voor de handliggende en zeer effectieve verbetering grijpen waarbij het wiel over een bepaalde afstand gedempt wordt. Voor deze afstand wordt wel 30 m aangehouden. Dit is een in de praktijk gegroeide maat, waarvan bekend is dat een wiel op deze afstand geen extra risico's meer voor de dijk oplevert. Het dijkvak vormt dan geen zwakke plek meer in het gehele rivierdijkenstelsel.

Gezien de landschappelijke en natuurwetenschappelijke waarde van de wielen wil men echter trachten demping te voorkomen. Er is daarom een studie verricht naar het waterkerend vermogen van dijken nabij wielen. Hierbij is tevens nagegaan wat de invloed is van een verlaging van de maatgevende hoogwaterstand. Bij de studie is uitgegaan van een veel voorkomende situatie. Verondersteld is een dijk, opgebouwd uit klei en gelegen op een ca. 40 m dik zandpakket. Door dit zandpakket, dat in het gehele rivierengebied wordt aangetroffen, vindt bij hoogwater een aanzienlijke

kwel plaats. Deze kwel is het sterkst wanneer in de uiterwaard geen afdekkende kleilagen aanwezig zijn, zodat het water zonder extra weerstand in het zandpakket kan instromen. Omdat het wiel meestal door een kade van het polderland is afgesloten kan het waterpeil in het wiel tengevolge van de sterke kwel bij hoogwater aanzienlijk stijgen.
In eerste instantie is nagegaan hoe de dijk zich bij hoogwater gedraagt, indien afdekkende kleilagen in de uiterwaard afwezig worden verondersteld en ook geen rekening wordt gehouden met een gestegen waterpeil in het wiel.
Daarbij bleek dat het uit zand bestaande onderwatertalud aan de binnenzijde van de dijk als gevolg van de optredende kwel onvoldoende stabiel is. Er zullen zich afschuivingen voordoen; of deze ook tot een doorbraak zullen leiden hangt
af van de sterkte van de kwel en de duur ervan.
Vervolgens is nagegaan:

a. wat de invloed is van verlaging van het maatgevend hoogwater met één meter;
b. wat de invloed is van een stijging van het peil in het wiel, waarvan in de praktijk gebleken is dat dit een gunstig effect heeft als noodmaatregel;
c. wat de invloed is van een 25 m lange afdekkende kleilaag in de uiterwaard, waarvan ook in de praktijk gebleken is dat deze kleilagen een gunstige invloed hebben op de stabiliteit.

In principe doet zich in al deze gevallen dezelfde toestand voor en blijft het onderwatertalud onvoldoende stabiel. De kwel is nu weliswaar minder hevig, waardoor het langer zal duren totdat het hier tot een doorbraak komt, maar geen van deze maatregelen geeft voldoende waarborg voor een veilige dijk en 25 zijn slechts te beschouwen als lapmiddelen. Directe verbetering van het onderwatertalud om hier een onder alle omstandigheden stabiele toestand te krijgen is de enige zekerheid gevende oplossing. Dit houdt wel een ingreep in het wiel in, welke echter om wille van de veiligheid niet te voorkomen is.
Een doelmatige verbetering van het onderwatertalud is te verkrijgen door in het wiel een ca. 5 m brede berm van goed doorlatend materiaal - minstens zo goed als het zandpakket - onder de dijk aan te leggen. (zie bijlage 5).

Deze berm gaat vervolgens over in een helling 1:5 tot aan de bodem van het wiel. De benodigde hoogte van deze berm wordt bepaald door het normale waterpeil in het wiel, de opbouw en grondeigenschappen van de ondergrond en de geometrie van de dijk. Het boven water gelegen gedeelte van de dijk kan over het algemeen onaangeroerd blijven indien de hoogte voldoende is en de taluds niet al te steil zijn.
Er is getracht aan de wens van landschap- en natuurbescherming om deze berm beneden het normale waterpeil in het wiel te houden,te voldoen.
Bij de mogelijke oplossingen is enige variatie aangebracht in de opbouw van de ondergrond.
In eerste instantie is een situatie bekeken, waarbij de opbouw van de ondergrond voor de verbetering van het onderwatertalud een wat hogere berm vereist. Hiervoor zijn drie varianten bekeken, waarbij één ruim 1,5 m boven het normale peil in het wiel uitkomt. Deze hoogte is nog terug te brengen door toepassing van filterconstructies op de berm. Bij de derde variant lukt het inderdaad het geheel beneden het normale peil in het wiel te houden. De stabiliteit van de gehele waterkering is nu ruim voldoende.
Vervolgens zijn ook situaties bekeken waarbij de opbouw van de ondergrond zodanig is dat wat betreft de verbetering van het onderwatertalud met de berm beneden het normale waterpeil in het wiel gebleven kan worden. In deze gevallen blijkt echter de stabiliteit van de rest van de dijk maar net aan de maatstaven te voldoen die bij een "normale" dijk worden aangelegd. Gezien de extra risico's die de aanwezigheid van een wiel meebrengt voor bezwijken van de dijk nabij een wiel is het verstandig om hier wat hoger eisen te stellen. Deze hogere stabiliteit is te verkrijgen door de berm hoger op te trekken, waarbij deze boven het peil van het wiel uitkomt.

Gezien de resultaten van deze studie kan geconcludeerd worden dat in veel gevallen kan worden volstaan met een bescheiden verbetering van het onderwatertalud in de vorm van een 5 m brede berm van goed doorlatend materiaal. De benodigde hoogte van deze berm zal om en nabij het normale waterpeil liggen. Afhankelijk van de grondopbouw, de geometrie van de dijk en de aanwezige grondeigenschappen

zal het bij een aantal verbeteringen mogelijk zijn de berm beneden het normale peil in het wiel te houden. Er zullen zich echter ook zeker gevallen voordoen waarbij dit uit oogpunt van de veiligheid van de dijk beslist niet mogelijk zal blijken. Verlaging van de maatgevende waterstand blijkt nauwelijks invloed te hebben op de omvang van de verbetering.

4. Nadere beschouwing van de resultaten.

Het onderzoek heeft bevestigd hoe verschillend de problemen liggen bij de dijkverbeteringen; lang niet alle technische problemen die bij het verbeteren van de bandijken tot nu toe naar voren zijn gekomen zijn aan de orde geweest. Enerzijds zijn talrijke problemen, zoals die welke zich voordoen bij dijkvakken waar woonhuizen een goede verbetering bemoeilijken niet ter sprake geweest. Anderzijds zijn bepaalde mogelijkheden waarmee soms ingrijpende verbeteringen kunnen worden vermeden, zoals de aanleg of instandhouding van kwelkaden vrijwel buiten beschouwing gebleven omdat zij voor de onderzochte gevallen niet in aanmerking kwamen.
De vier onderzochte situaties zijn echter zo gekozen dat enige van de tot dusverre meest voorgekomen problemen er een rol spelen. Het is dan ook mogelijk om enkele conclusies te trekken die betekenis hebben voor een groot deel van de werken die voor de bandijken worden overwogen.
Het verhogen en versterken van deze en vele andere dijkvakken wordt voornamelijk door gebrek aan ruimte bemoeilijkt als rekening wordt gehouden met de wens:
- bebouwing op de kruin of op de taluds te handhaven,
- aangrenzende gebieden te sparen (zoals kolken en strangen) en
- dijktaluds (met bestaande beplanting) te handhaven.

Op grond van de resultaten van het verrichte onderzoek en de laatste jaren verkregen ervaring is getracht enige conclusies te trekken die een zekere algemene geldigheid hebben. Hierbij is nagegaan wat kan worden bereikt met:
- een goed doordacht ontwerp,
- toepassing van bijzondere constructies (vooral damwanden) en
- verlaging van het maatgevend hoogwater.

4.1. Een goed doordacht ontwerp.

De kruinhoogte wordt voornamelijk bepaald door de kans dat door overlopen of golfoverslag ernstige schade ontstaat. De golfoploop zelf kan vrij nauwkeurig worden berekend (lit. 2). De eis echter, dat niet meer dan 2% van de oplopende golven de kruin mag overschrijden is vrij willekeurig, omdat een duidelijk verband tussen dit overslagpercentage en het bezwijken van een dijk niet is aangetoond. Uiteraard zal ook de dijkconstructie hierbij van belang zijn. Wel kan worden berekend dat een relatief kleine verlaging van de waakhoogte het overslagpercentage aanzienlijk doet

toenemen (zo zullen bij 20% verlaging van de waakhoogte al ongeveer vijfmaal zoveel golven de kruin bereiken). Het lijkt daarom beter om voor de bepaling van de kruinhoogte niet wezenlijk van de gangbare praktijk af te wijken alvorens gefundeerde nieuwe criteria zijn ontwikkeld. Dit geldt eveneens voor de minimum waakhoogte van 0,5 m. Deze in de praktijk ontstane eis berust weliswaar niet op exacte grondmechanische berekeningen, maar lijkt niet overmatig ruim. Zeker niet als wordt geeist dat de kruin ook tijdens maatgevende omstandigheden moet kunnen worden bereden met materieel voor het plegen van herstelwerkzaamheden.

De standzekerheid van een dijk kan bij hoogwater in gevaar worden gebracht door binnendringend water. Hierdoor kunnen in of nabij het dijklichaam de grondwaterspanningen zo sterk worden verhoogd dat afschuivingen of opbarstingen ontstaan. Verder is het mogelijk dat door de kwelstroom in gevaarlijke mate gronddeeltjes worden meegenomen. Deze gevaren kunnen in principe op twee wijzen worden voorkomen:

1° door het toepassen van een voldoend flauw talud en eventueel van een steunberm, zodat het oplopen van de waterspanningen geen kwaad kan;

2° door het binnendringen van het water zoveel mogelijk te beperken door bijv. het aanbrengen van slecht doorlatende klei aan de rivierzijde en door toepassing van een goede drainage aan de landzijde om het binnengedrongen water te kunnen afvoeren zonder dat de waterspanningen te hoog oplopen of gronddeeltjes kunnen worden geërodeerd.

Tussenoplossingen zijn uiteraard eveneens mogelijk. Deze worden meestal toegepast.

De eerstgenoemde methode kan bij grote kerende hoogte tot nogal zware profielen leiden. De standzekerheid is echter goed vast te stellen, mits de grondeigenschappen goed worden bepaald en men zich goed rekenschap geeft van de waterspanningen die kunnen optreden.

De tweede methode vereist een goede beheersing van de waterspanningen. In een goed ontwerp is dit ook mogelijk. Het ontwerp is echter nogal gevoelig voor lokale afschuivingen, zoals het voorkomen van kleilaagjes, zodat in het algemeen een gedetailleerd onderzoek noodzakelijk is.
Het is niet geheel bekend hoe groot de kans is dat de drainage-constructies op den duur minder goed gaan werken. Dit bezwaar geldt vooral voor bandijken die soms lange tijd geen water keren.

Een moeilijkheid is dat slechts bij een langdurig hoogwater kan worden gecontroleerd of het ontwerp werkelijk aan de verwachtingen voldoet door het verloop van de waterspanningen te meten en dit met de berekening te vergelijken. Een en ander neemt niet weg dat in knelpunten, zoals het bij Waardenburg onderzochte dijkvak, de toepassing van een relatief licht profiel met drainage verantwoord lijkt, mits de vereiste zorg aan het ontwerp wordt besteed en regelmatig de bij hoogwater optredende waterspanningen in en onder het dijklichaam worden gemeten en vergeleken met de berekening.
Bij de onderzochte situaties is gebleken dat door uitbuiting van gunstige omstandigheden een goed doordacht ontwerp soms kan leiden tot aanzienlijk lichtere profielen en steilere taluds dan doorgaans worden toegepast.
Als er echter geen bijzondere belangen zijn die moeten worden ontzien verdient het in het algemeen de voorkeur het ontwerp wat robuuster te maken dan op grond van een uitgekiende berekening mogelijk zou zijn. De kans dat fouten - zowel bij ontwerp als beheer - ernstige gevolgen hebben, is immers kleiner. Verder bij een enigszins overgedimensioneerd ontwerp vergt zo'n berekening veel kostbaar een tijdrovend onderzoek, dat niet altijd wordt gecompenseerd door besparingen bij de uitvoering. Tenslotte zou bij een iets overgedimensioneerd ontwerp een iets toleranter beheer kunnen worden gevoerd, zoals door het toestaan van enige begroeiing anders dan het door technici geprefereerde gras.

Uit het onderzoek naar de maatregelen die bij de wielen kunnen worden genomen is gebleken dat een scherp gedimensioneerd ontwerp het mogelijk maakt het wiel vrijwel in zijn geheel te sparen. Ook hier echter kunnen fouten in ontwerp en uitvoering al gauw tot onvoldoende stabiliteit leiden bij hoge waterstanden. Grote zorgvuldigheid is derhalve geboden.

4.2. Toepassing van bijzondere constructies.

Een verhoging van de kruin vereist dikwijls het aanpassen van de taluds. Indien hiertegen grote bezwaren bestaan zoals in Waardenburg - kan worden overwogen of het aanvaardbaar is de kruin wat te versmallen en de bestaande weg over de dijk te verleggen naar elders. In het verleden zijn in moeilijke gevallen nog wel eens damwanden en keermuurtjes toegepast om de vereiste hoogte te verkrijgen. Deze constructies sparen inderdaad nogal wat ruimte en de stabiliteit ervan is goed te berekenen. Toch is de ervaring ermee niet gunstig en worden ze als een

lapmiddel gezien, dat zekere risico's inhoudt. De bezwaren die er tegen bestaan vloeien ondermeer voort uit: de kwetsbaarheid, de moeilijk of niet te controleren corrosie of verwering op langere termijn, de noodzaak om er coupures in aan te brengen en de problemen die rijzen bij een eventuele verhoging van de dijk in verband met zetting. Hoewel ze in enkele gevallen misschien zo kunnen worden ontworpen dat ze aanvaardbaar zijn, moet in het algemeen toepassing ervan worden ontraden.
Door het aanbrengen van ruwheidselementen in de golfoploopzone kan de golfoploop worden gereduceerd en daarmee de waakhoogte. Alleen bij dijkvakken waarbij de golfoploop relatief groot is zal dit tot een wezenlijke verlaging van de kruin kunnen leiden.
Ook als verzwaring van een profiel op bezwaren stuit worden vaak (stalen) damwanden overwogen. Damwanden kunnen dan een waterkerende en een grondkerende functie hebben.
Met een damwand is een waterkerend scherm te creëren, waardoor de waterspanningen in en onder het dijklichaam (plaatselijk) minder sterk oplopen, zodat met een lichter profiel kan worden volstaan. Zo'n scherm is echter niet zo effectief als het niet wordt aangesloten op doorgaande slecht doorlatende lagen. In ons rivierengebied zijn deze lagen op de meeste plaatsen helaas pas op enkele tientallen meters diepte te vinden. Enkele uitzonderingen daargelaten lijken damwanden dan ook praktisch niet in aanmerking te komen om de waterspanningen doelmatig te verlagen.
Een damwand als grondkering kan bijzonder effectief zijn om ruimte te besparen. De stabiliteit ervan is goed te berekenen. De grote moeilijkheid is echter de duurzaamheid van de constructie. Eventuele corrosie van de damwand met zijn verankering is meestal niet te controleren. Met het toepassen van damwanden zou dan ook de uiterste voorzichtigheid moeten worden betracht. In bijzondere gevallen is een damwand wel als een onderdeel van de bandijk toegepast. Hierbij is getracht de damwand zoveel mogelijk in het zicht te plaatsen zodat enige inspectie mogelijk is en er werd zo mogelijk voor gezorgd dat de maximale belasting van de damwand niet bij hoge waterstanden optreedt.

4.3. Verlaging van het M.H.W.

Verlaging van het M.H.W. met 0,50 m of 1,00 m heeft in de meeste gevallen niet veel invloed op de golfoploop onder maatgevende omstandigheden, omdat de uiterwaarden dan toch nog zo diep onder water gaan, dat nauwelijks van enige vermindering van de golfaanval sprake is. De genoemde verlagingen resulteren dan ook in een verlaging van de vereiste kruinhoogte met

respectievelijk 0,50 m en 1,00 m of iets meer.
Verlaging van het M.H.W. met 0,50 m of 1,00 m blijkt voor de onderzochte gevallen niet veel invloed op het vereiste profiel te hebben. Het blijkt dat de waterspanningen in en onder het dijklichaam slechts weinig verminderen, omdat zij behalve door de rivierstand in sterke mate worden beheerst door de situatie binnendijks. De omvang van de werken die nodig zijn om de situatie binnendijks te verbeteren vermindert nauwelijks bij verlaging van het M.H.W. met 0,50 m of 1,00 m.
Het vereiste profiel hangt sterk samen met de kerende hoogte. Deze hoogte is voor vele dijken 4 m à 6 m zodat er in deze gevallen niet op mag worden gerekend dat een relatieve kleine verlaging van het M.H.W. met 0,50 m duidelijke invloed zal hebben. Vermoedelijk zal evenals voor het profiel bij Waardenburg ook een verlaging met 1,00 m in vele gevallen niet veel invloed hebben.
Wel van belang kan de duur van de hoogwaterstand zijn, omdat de waterspanningen in het dijklichaam tijd nodig hebben zich aan te passen aan de hoge rivierstand. Bij de verrichte studies is het niet gelukt om hier op verantwoorde wijze gebruik van te maken. Het wordt echter zeker niet uitgesloten geacht dat dit in andere situaties (waar bijv. dikke kleilagen aanwezig zijn) wel mogelijk is.
Uit het onderzoek van het wiel is gebleken dat verlaging van het M.H.W. nauwelijks invloed heeft op de omvang van de te treffen voorzieningen. Dit zal vrij algemeen gelden. Denkbaar is dat bij enige wielen die betrekkelijk gunstig liggen bij een lager maatgevend hoogwater net niets behoeft te worden gedaan.
Behalve ten aanzien van de kruinhoogte is de omvang van de verbeteringen blijkbaar niet zo gevoelig voor enige verlaging van het ontwerppeil.
Het lijkt dan ook op het eerste gezicht merkwaardig dat nu voor bepaalde dijkvakken zulke omvangrijke verbeteringen nodig zijn. Het M.H.W. waarop de verbeteringen worden gebaseerd ligt immers op de meeste plaatsen maar ongeveer 1 meter hoger dan de waterstanden die in 1926 zijn opgetreden.
Er zijn verscheidene redenen aan te wijzen. In de eerste plaats is, zoals reeds eerder vermeld behalve de hoogte ook de duur van het hoogwater van belang. Er wordt nu rekening gehouden met een hoogwater dat duidelijk langer duurt dan dat in 1926 is voorgekomen, waardoor vooral de zwaarte van de profielen aanpassing behoeft.
In de tweede plaats kan er nog op worden gewezen dat vooral tengevolge van de op en langs de dijken ontstane bebouwing, deze hier en daar niet voldoende zijn aangepast aan een nieuwe situatie die soms is ontstaan (bijv.

na het verwijderen van kleilagen of na zettingen). Dit wordt nu meegenomen met de voorgenomen verbeteringen.
In de derde plaats zijn de uitgangspunten die nu worden gehanteerd geheel verschillend. Vroeger werden de dijken versterkt op de plaatsen waar moeilijkheden waren geweest. De rest liet men met rust. Het gevolg was dat de meeste dijken ongeveer sterk genoeg waren om de hoogst voorgekomen waterstand te keren. Tijdens hoogwater waren dan plaatselijk noodmaatregelen nodig - zoals opkisten, bedwingen van wellen - om een doorbraak te voorkomen.
Nu wordt zoveel mogelijk uitgegaan van wetenschappelijk gefundeerde evenwichtsbeschouwingen waarbij rekening wordt gehouden met de onzekerheid die er bestaat bij het bepalen van de grondeigenschappen en met tekortkomingen in de theorieën waarop de berekeningen berusten. Het lijkt alleen op deze wijze mogelijk een systeem van dijken te ontwerpen, dat voldoende veilig kan zijn. Bij de huidige uitgangspunten betekent dit laatste dat de overstromingskans voor elke dijkring ongeveer 1/3000 per jaar is.
Op bijlage 6 zijn de huidge kruinhoogten ten opzichte van het huidige M.H.W. weergegeven. Het blijkt dat de kruinhoogten van grote gedeelten niet meer behoeven te worden verhoogd als het M.H.W. zou worden verlaagd. In hoeverre verlaging van het M.H.W. de noodzakelijke profielaanpassingen beperkt is niet nauwkeurig te zeggen. De nodige gegevens ontbreken hiervoor. Op grond van de nu ter beschikking staande informatie zou onder alle voorbehoud het volgende kunnen worden gesteld.
De omvang van de verbeteringen van zwakke plaatsen bij wielen wordt nauwelijks beïnvloed door verlaging van het ontwerppeil tot M.H.W. - 0,50 m of M.H.W. - 1,00 m. Nadat deze zwakke plaatsen zijn verbeterd zal bij een verlaging tot M.H.W. - 0,50 m vermoedelijk het grootste deel van de rechter Lekbandijk wel voldoen evenals de gedeelten van de linker Lekbandijk waar geen grote kwel voorkomt. Delen van de linker Waalbandijk in het polderdistrict Maas en Waal voldoen dan vermoedelijk ook wel.
Bij een verdere verlaging tot M.H.W. - 1,00 m zal de omvang van de dijkverbeteringen aanzienlijk afnemen. Als de bestaande dijken nader zouden worden onderzocht zou vermoedelijk blijken dat dan de meeste IJsselbandijken wel voldoen of slechts kleine aanpassingen behoeven. Hetzelfde geldt voor ongeveer driekwart van de bandijken langs de Lek en de Neder-Rijn. Van de Waaldijken is weinig te zeggen.

5. Conclusies.

5.1. Conclusies voor de vier onderzochte situaties.

1. Uit het onderzoek naar het waterkerend vermogen van de vier dijkvakken is gebleken dat:
   - de Waalbandijk bij Waardenburg zowel bij M.H.W., M.H.W. - 0,50 m en M.H.W. - 1,00 m onveilig is,
   - de Veluwsebandijk bij de "Poll" zo onbetrouwbaar is, dat hij bij M.H.W. onveilig wordt geacht. Bij M.H.W. - 0,50 m wordt een doorbraak onwaarschijnlijk geacht en bij M.H.W. - 1,00 m lijkt een doorbraak vrijwel uitgesloten. De situatie is in alle gevallen bijzonder onbevredigend voor het voeren van een goed beheer.
   - de situatie bij Winssen bij M.H.W. onveilig is. Bij M.H.W. - 0,50 m en M.H.W. - 1,00 m is de standzekerheid zo twijfelachtig dat het achterwege laten van verbeteringen onverantwoord wordt geacht.
   - het wiel binnendijks zowel bij M.H.W., M.H.W. - 0,50 m en M.H.W. - 1,00 m gevaar voor een doorbraak oplevert.

2. De voornaamste verbeteringen die moeten worden aangebracht als het huidige maatgevend hoogwater wordt gehandhaafd, zijn:
   - het dijkvak bij Waardenburg moet ongeveer 0,70 m à 0,80 m worden verhoogd. Bij handhaving van de weg op de dijk kan het binnentalud niet worden gespaard. Een binnentalud onder 1:3 met een kleine teenvoorziening (berm of drainage) dient dan te worden aangebracht. Als de kruin mag worden versmald kan een deel van het binnentalud nog worden gehandhaafd. Aan de teen moet of een 10 m brede en 2 m hoge steunberm worden aangebracht of een drainage-voorziening worden gebouwd.
   - voor het dijkvak bij de Poll zijn verscheidene oplossingen aangegeven. die alle een verwijdering van een groter of kleiner deel van de bomen inhouden.
     Mogelijk biedt een ander tracé van de dijk een meer aanvaardbare oplossing.
   - van het dijkvak te Winssen moeten de taluds worden aangepast, waardoor de dijkas enkele meters rivierwaarts verschuift.
   - voor het wiel binnendijks zijn enige oplossingen gegeven, die het vrijwel onaangetast laten. De steile onderwatertaluds moeten worden

verflauwd en een kleine (onderwater)berm van goed doorlatend materiaal dient te worden aangebracht.

3. Verlaging van de maatgevende waterstand met 0,50 m heeft tot gevolg:
   - het dijkvak bij Waardenburg behoeft slechts enkele decimeters te worden verhoogd. Overigens is er niet veel verschil,
   - het dijkvak bij "de Poll" zou zonder ingrijpende verbeteringen vermoedelijk juist veiligheid bieden. Een nadere beoordeling lijkt hier dan wel gewenst, gezien ook het feit dat van beheersstandpunt uit gezien een zeer onbevredigende situatie zou worden gehandhaafd,
   - voor het dijkvak bij Winssen maakt het geen verschil,
   - voor het wiel binnendijks maakt het geen verschil.

4. Verlaging van de maatgevende waterstand met 1,00 m heeft tot gevolg:
   - het dijkvak bij Waardenburg behoeft niet te worden verhoogd. De hoogte van de genoemde steunberm kan worden verlaagd.
   - het dijkvak bij "de Poll" biedt nu wel voldoende veiligheid. Maatregelen om een goed beheer mogelijk te maken blijven dringend gewenst.
   - voor het dijkvak bij Winssen maakt het niet veel verschil. De algemene bezwaren die tegen handhaving van een bouwwerk op het binnentalud bestaan tellen nu veel minder gezien het relatief zware profiel bij deze waterstand.
   - voor het wiel is er niet veel verschil.

5.2. Algemene conclusies.

1. De invloed die een verlaging van het M.H.W. heeft op nog uit te voeren dijkverbeteringen kan in grote trekken worden afgeleid uit bijlage 2. Plaatselijk kan deze invloed echter geheel anders liggen.

2. De invloed die een verlaging van het M.H.W. op de vereiste omvang van de versterkingen heeft loopt van geval tot geval sterk uiteen. Zonder onderzoek kan hier geen verantwoorde uitspraak over worden gedaan. Op grond van de huidige gegevens wordt verondersteld dat een verlaging tot M.H.W. - 0,50 m gemiddeld niet veel invloed zal hebben en dat de invloed bij een verlaging tot M.H.W. - 1,00 m voornamelijk voor de bandijken langs de IJssel, de Rijn en de Lek van betekenis zal zijn.

De wijze van ontwerp en uitvoering van de verbeteringen kan belangrijke invloed hebben op de omvang ervan en op de schade die aan andere belangen wordt aangericht.

Hierbij is van belang:

- dat de ontwerpen juist voldoende veilig zijn en dat er geen extra veiligheid wordt gezet op de op een frequentiebeschouwing berustende uitgangspunten,
- dat plaatselijk aanwezige gunstige omstandigheden worden uitgebuit (zoals de aanwezigheid van goede kleilagen in de uiterwaard) en
- dat het terrein- en laboratoriumonderzoek zo nauwkeurig mogelijk gebeurt en dat er zulke scherpe rekenmethoden worden toegepast dat het verantwoord is om lage veiligheidscoëfficiënten toe te passen.

4. Een goed doordacht ontwerp zal lang niet altijd in aanmerking komen omdat:

   - het kostbaar en tijdrovend kan zijn,
   - het beheer extra zorg kan vergen (zoals meten van waterspanningen bij hoge waterstanden) en
   - een zeer stringent beheer zal moeten worden gevoerd. (Zo kan op een minder scherp gedimensioneerde dijk meer tolerantie ten opzichte van de begroeiing mogelijk zijn).

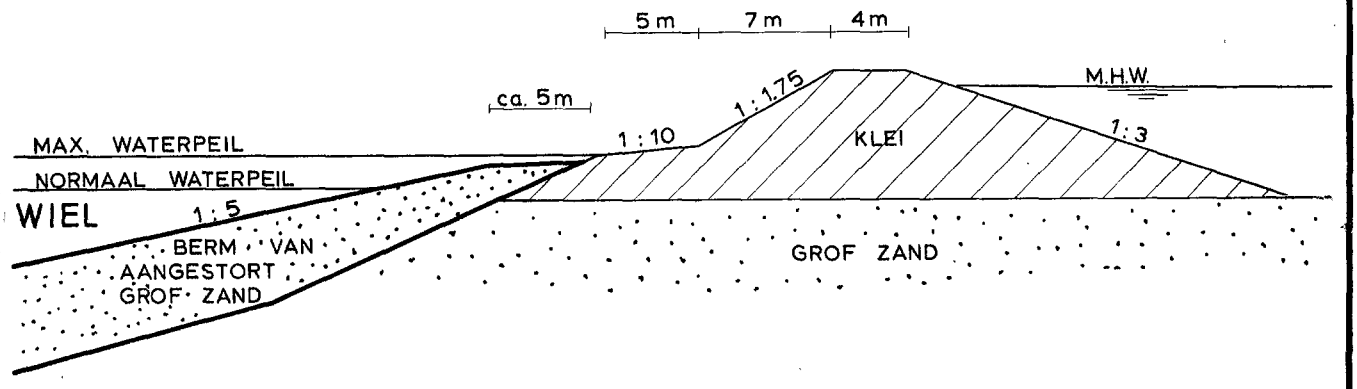
Aangehaalde publicaties.

1. Verslag van het voorgevallene tijdens het hooge opperwater op de Nederlandse rivieren in den winter van 1925 op 1926.

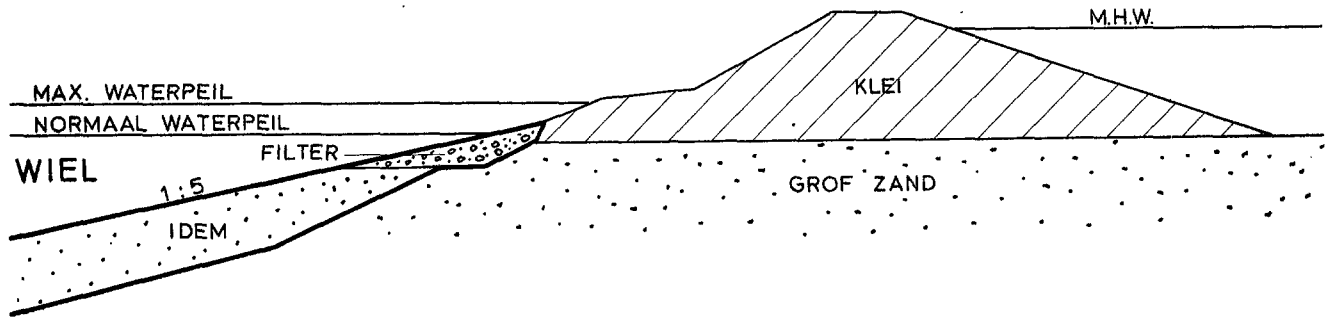
2. Golfoploop en Golfoverslag
Technische Adviescommissie voor de Waterkeringen.

3. Ervaringen met taludbekledingen
deel I rivierdijken
nota Centrum Onderzoek Waterkeringen.

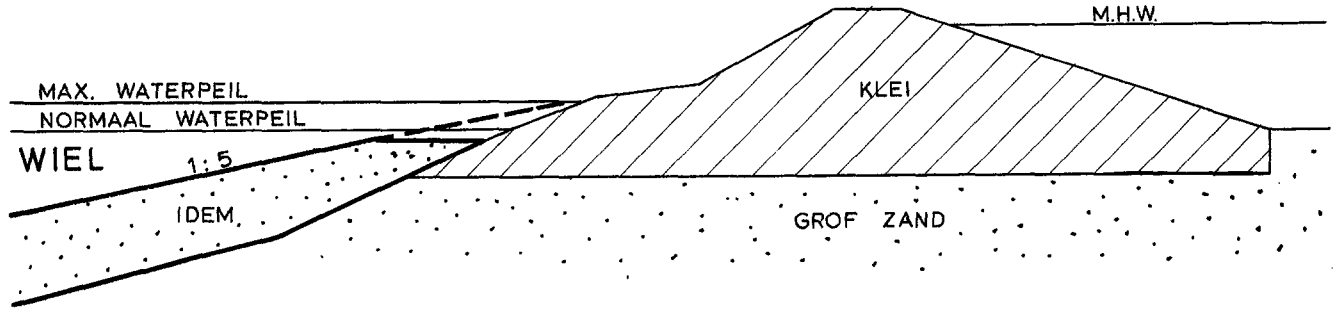
4. De economisch wenselijke volgorde voor het verbeteren van de rivierdijken.
Technische Adviescommissie voor de Waterkeringen.



1. Verbetering waarbij stabiliteit van onderwatertalud een vrij hoge berm (boven normaal peil) vereist gezien de opbouw van de ondergrond (diepteligging van kleilichaam dicht onder normaal peil in het wiel).



2. Dito als 1, door toepassing van een filterconstructie van zeer grof zand en grind is de berm beneden het normale peil in het wiel gebracht.



3. Verbetering waarbij de stabiliteit van het onderwatertalud geen hoge berm vereist (diepteligging van kleilichaam vrij diep beneden normaal peil in het wiel).
Indien nu stabiliteit van rest van dijk niet voldoende, dan moet de berm hoger opgetrokken worden (zie bijv. onderbroken lijn).

CENTRUM VOOR ONDERZOEK WATERKERINGEN	A4	76.229	SCHAAL 1:400	BIJLAGE 5

Afschrift)*

2 october 1956

Het College van Gedeputeerde Staten
van
de provincie Gelderland
ARNHEM

4394/511-1101	5 october 1955	63231
54/216-1-10	13 januari 1954	A

Hoogte bandijken langs de
grote rivieren — 2 october 1956

Het vraagstuk, dat door Uw College in de nevenaangehaalde brieven aan de orde is gesteld vergt voor een volledige bestudering zoveel tijd, dat ik meen U in het onderstaande reeds thans mijn zienswijze, zij het in voorlopige vorm, uiteen te moeten zetten.
Een onderzoek ingesteld door de betrokken diensten van de Rijkswaterstaat heeft doen zien, dat het optreden van veel grotere afvoeren dan in 1926 (± 13.000 m^3/sec bij Lobith) zeker niet uitgesloten is te achten. Men denkt daarbij zelfs aan afvoeren, die 50% groter zijn dan de hoogst bekende, dus rond 20.000 m^3/sec. Het zal U dan echter meteen duidelijk zijn, dat men hiermede zover buiten het gebied der waarnemingen terechtkomt, dat beschouwingen omtrent de mogelijke frequentie van dergelijke hoge Rijndebieten wel zeer speculatief worden.
Enig houvast biedt nog de som van de hoogste bekende afzonderlijke afvoeren van de Bovenrijn en zijn zijrivieren, welke som rond 17.000 m^3/sec bedraagt (30% boven 1926), doch over de frequentie waarmede een dergelijke afvoer zou kunnen optreden, valt wederom weinig te zeggen.
Onder alle voorbehoud kan het volgende staatje worden gegeven:

afvoer bij Lobith	tijdsduur van overschrijding	frequentie der afvoertoppen
10.000 m^3/sec	1 dag per 3.2 jaar	1 top per 16 jaar
13.000	30	140
17.000	300	1500
18.000	600	3000
19.000	1000	5000
20.000	1700	8500

Uit deze cijfers zou men een keuze kunnen doen voor de frequentie, die men als maatgevend wil beschouwen. Hierbij is te bedenken:

---

*) Deze bijlage is een gedrukte weergave van het afschrift van de brief van de toenmalige Minister van Verkeer en Waterstaat aan het college van Gedeputeerde Staten van de provincie Gelderland.

a. de onzekerheid in deze cijfers is zeer groot;
b. een verschil in afvoer van 1000 m^3/sec geeft een verschil in waterstand van rond 15 à 10 cm;
c. de grootte van de belangen in het ene door de rivierdijken beschermde gebied zullen sterk verschillen van die in het andere, waardoor gebruik van verschillende normen gemotiveerd kan zijn.

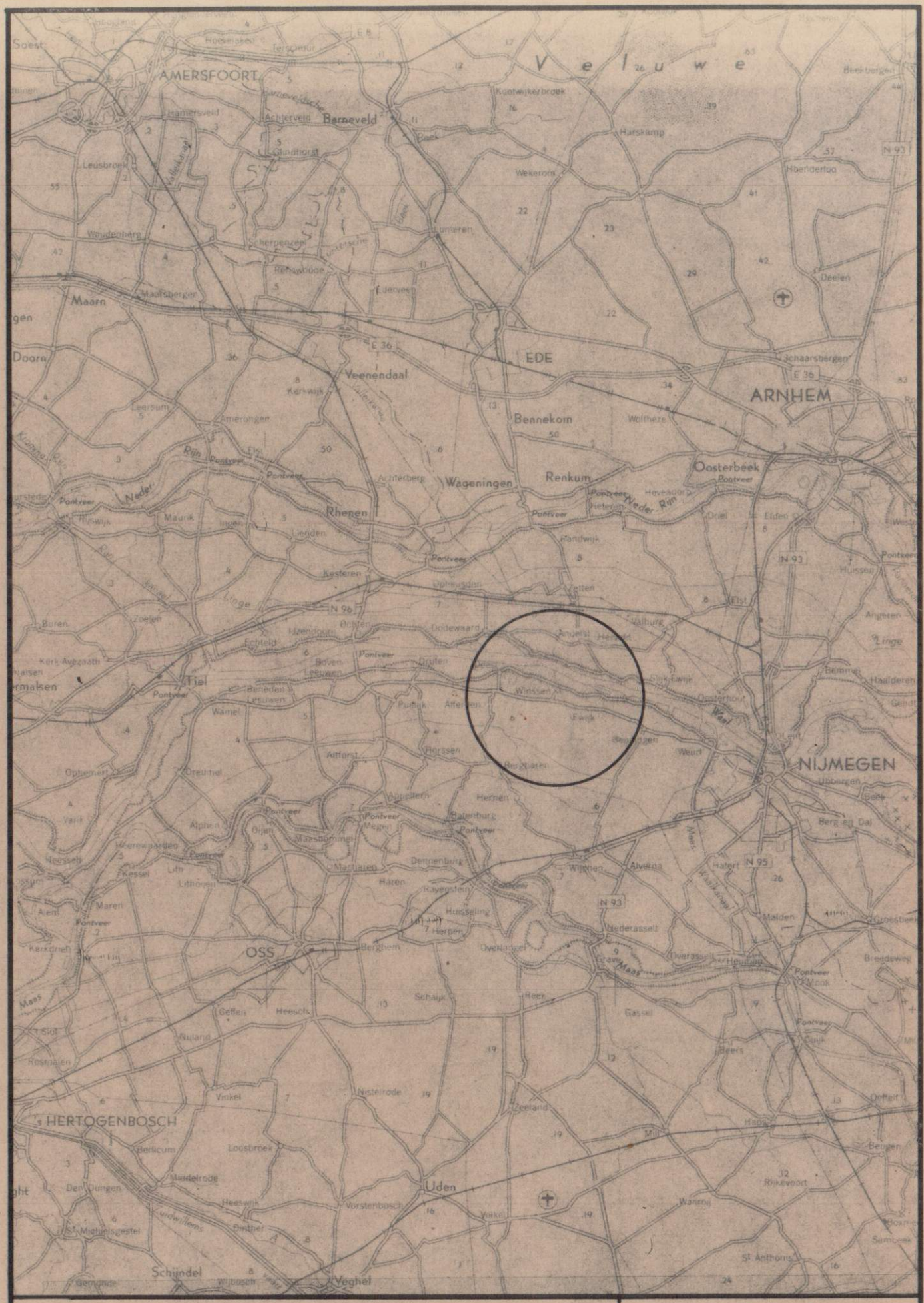
Voorts dient men te beslissen, of bij de rivierstand, die bij de gekozen frequentie behoort, het dijksprofiel ruim breed en hoog gemaakt zal worden, of dat men bij die extreme stand een profiel, dat dan nog juist voldoende zekerheid biedt tegen het ontstaan van grote schade, aanvaardbaar acht.

Een en ander overwegende meen ik, dat de vragen, gesteld in Uw eerste en tweede brief, als zodanig geen beantwoording behoeven, omdat het toch wel duidelijk is, dat met hogere afvoeren dan die in 1926 dient te worden rekening gehouden.

Welke afvoer dan maatgevend behoort te zijn is een vraag, waarop slechts een zeer subjectief antwoord mogelijk is. Het wil mij voorkomen, dat een afvoer van de Rijn bij Lobith van 18.000 m^3/sec als een zeer veilig uitgangspunt mag worden beschouwd, waarvan evenwel niet bij voorbaat kan worden gezegd, dat dit uitgangspunt niet te hoog is gegrepen, zolang niet de financiële consequenties ervan bekend zijn. Ik vraag mij echter af, of het nodig, of zelfs wel practisch mogelijk is, die consequenties vooraf geheel te overzien en of het niet verstandig is, een eenmaal gekozen uitgangspunt met enige soepelheid en practisch inzicht te hanteren al naar gelang de plaatselijke omstandigheden (waterstaatkundig en economisch) zich voordoen. Ter bepaling van de gedachten zij vermeld, dat met de genoemde afvoer bij Lobith een waterstand zal overeenkomen van ca. 17.60 m + N.A.P. of rond ¾ boven de stand van 1926.

Ik zal het op prijs stellen, indien ik van U mag vernemen tot welke beschouwingen het bovenstaande U aanleiding geeft. Wellicht dat nader overleg over de onderhavige materie tussen het provinciaal bestuur en de H.I.D.'n in de directies Bovenrivieren en Gelderland tot nader inzicht zal kunnen leiden; de medewerking van beide laatstgenoemden wordt U gaarne toegezegd.

De Minister.
(w.g.) Algera.



SITUATIE

WAAL - WINSSEN

BIJLAGE 1

SCHAAL 1 : 250.000

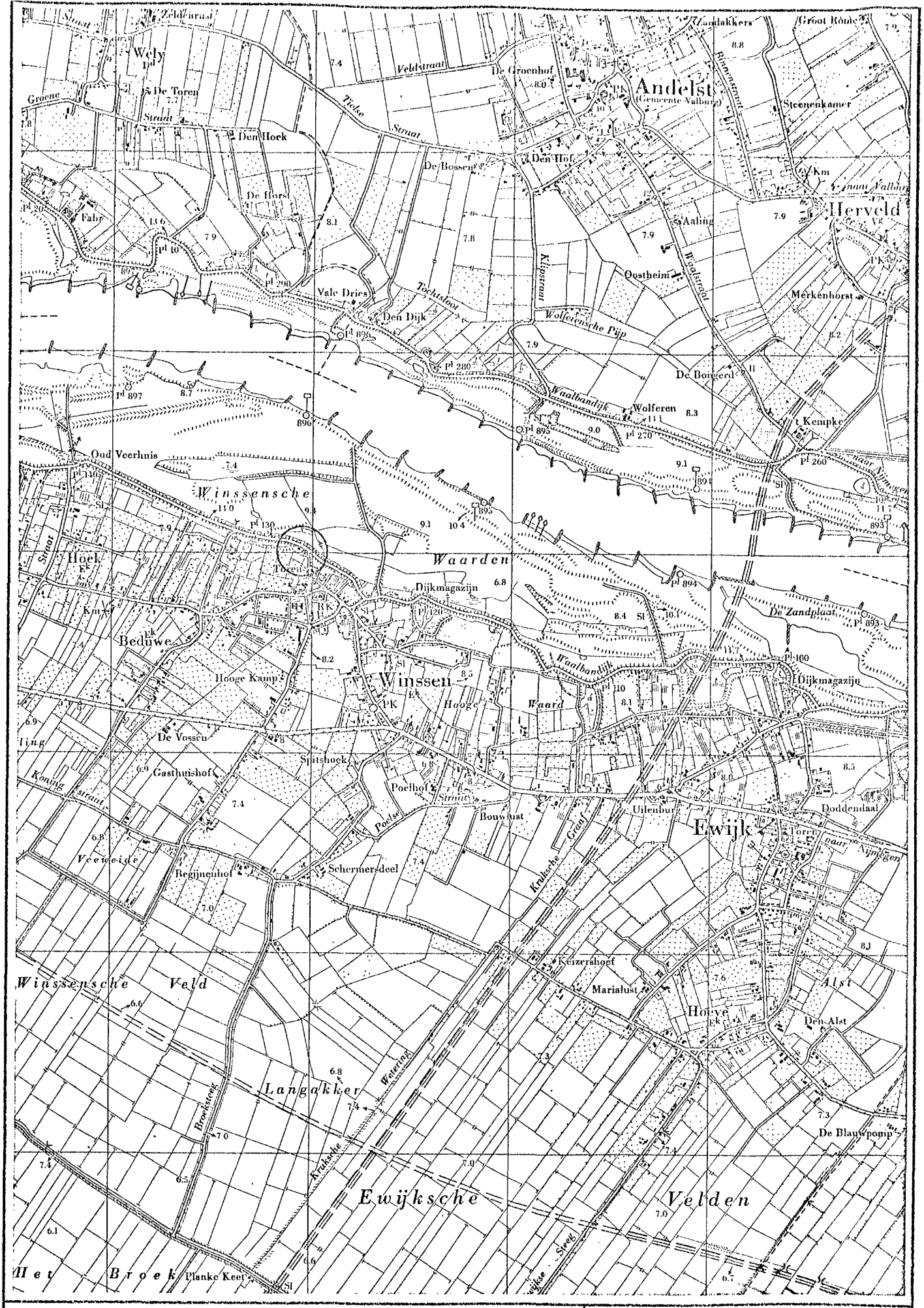
CENTRUM VOOR ONDERZOEK WATERKERINGEN

gem	get	gez
	V.D.L. 3-76	

A4

WERKNR. A 75.076

TEK. NR. 76.148



SITUATIE
WAAL / WINSSEN

BIJLAGE 2 A

SCHAAL 1 : 25.000

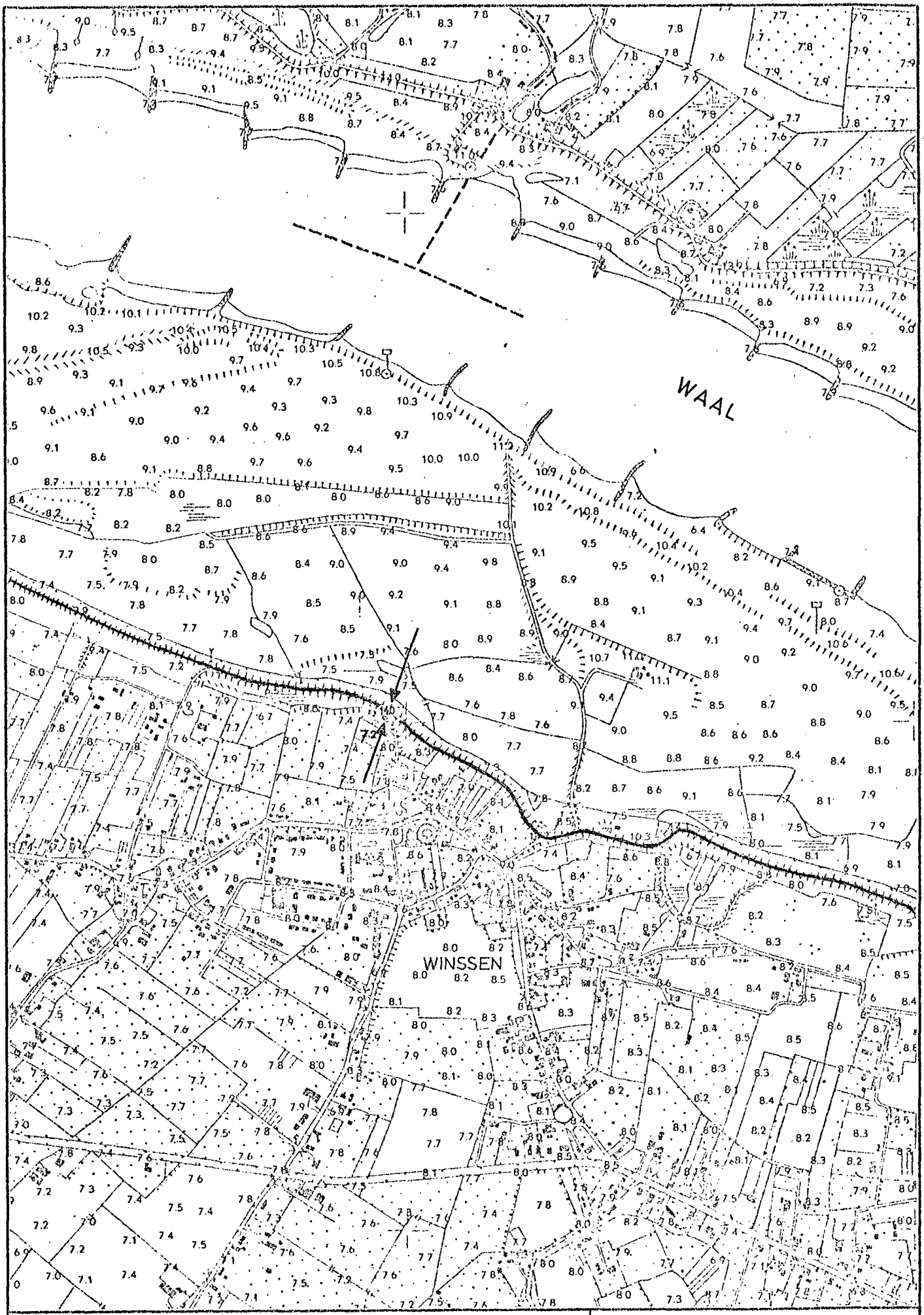
CENTRUM VOOR ONDERZOEK WATERKERINGEN

gem	get	gez
	V.D.L. 3-76	

A4

WERKNR. A 75.076

TEK. NR. 76.193



SITUATIE

WAAL - WINSSEN

BIJLAGE 2 B

SCHAAL 1 : 10.000

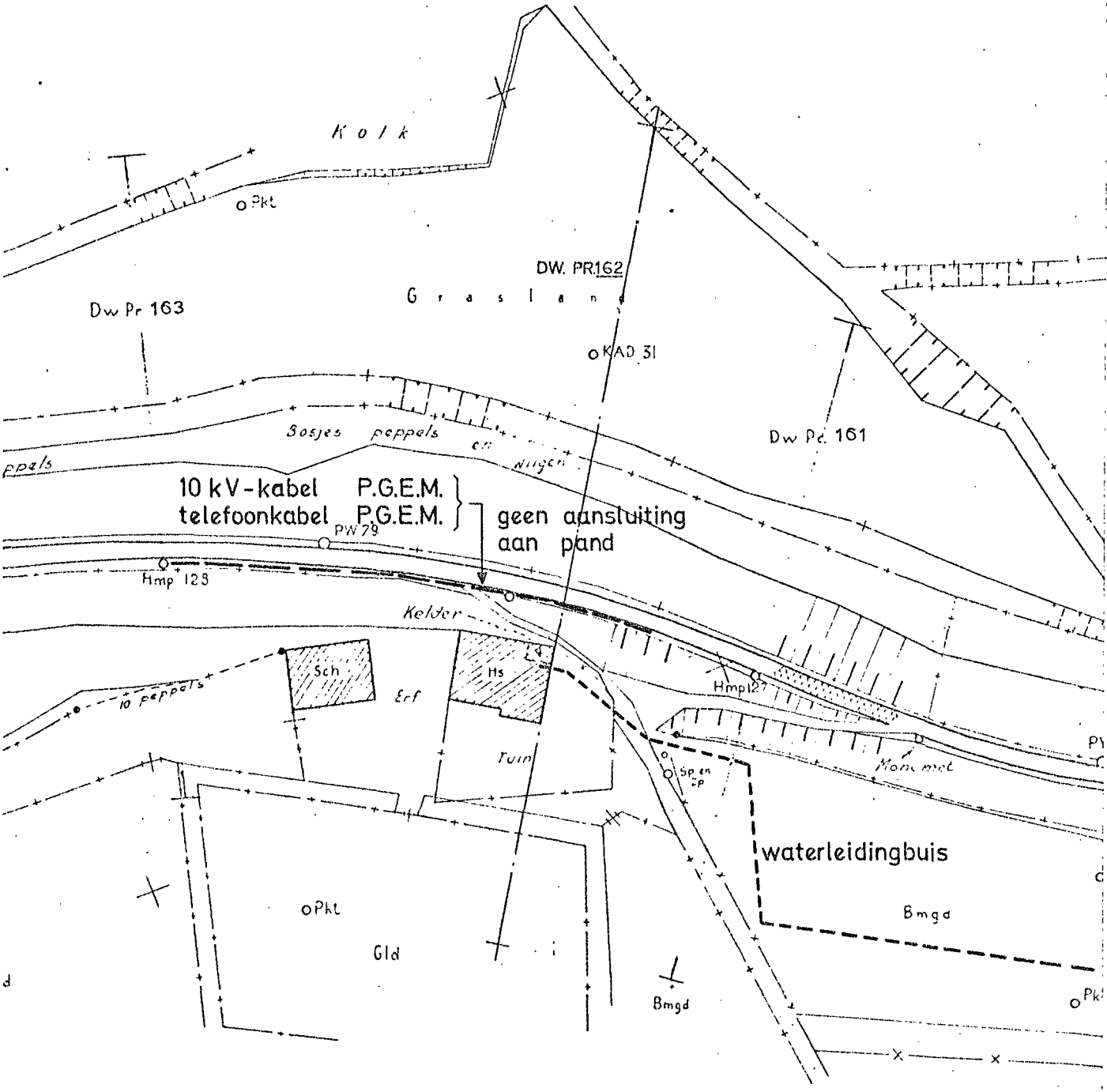
CENTRUM VOOR ONDERZOEK WATERKERINGEN

gem	get	gez
	V.D.L. 2-76	

A4

WERKNR. A 75.076

TEK. NR. 76.131



SITUATIE PAND, LEIDINGEN

WAAL - WINSSEN

CENTRUM VOOR ONDERZOEK WATERKERINGEN

gem	get	gez
	V.D.L. 3-76	

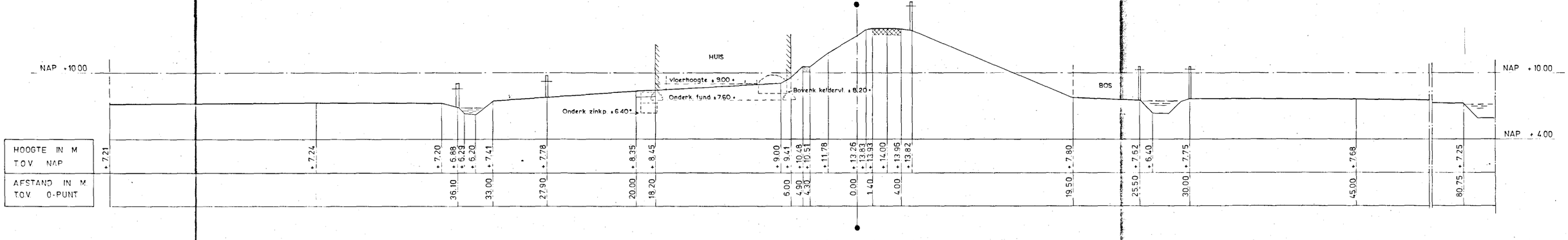
BIJLAGE 3A

SCHAAL 1 : 1000

A4

WERKNR. A 75.076

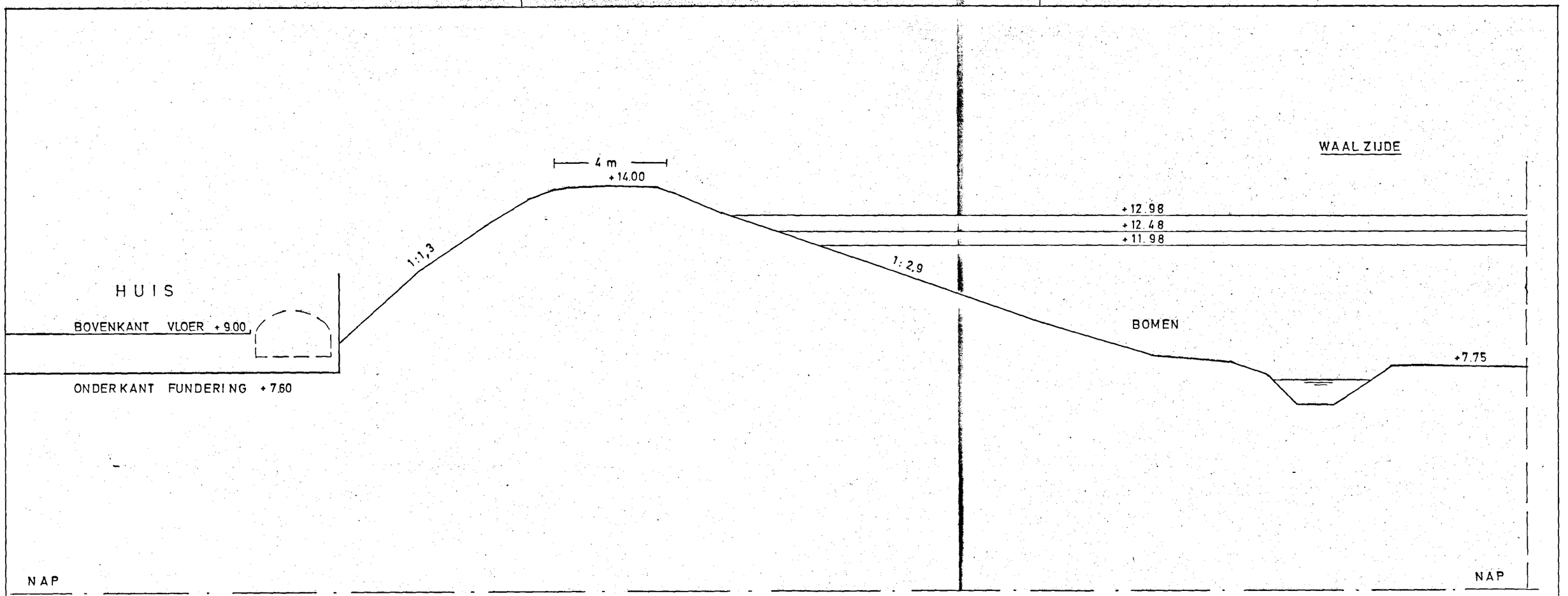
TEK. NR. 76.151



N.B.

DW PROF 162
VOLGENS PROV WATERST GELDERLAND
JULI 1975
(REG 179-291 NR A3970 BLAD 57)

DWARSPROFIEL 162 WAAL - WINSSEN				BIJLAGE 3B	
				SCHAAL 1: 200	
CENTRUM VOOR ONDERZOEK WATERKERINGEN	gem	get VDL 3-76	gez	4Z	WERKNR. A 75 076 TEK NR. 76 198



HOOGTE T.O.V. NAP IN M.

BESTAAND PROFIEL
WAAL - WINSSEN

CENTRUM VOOR ONDERZOEK WATERKERINGEN

gem	get	gez
	l.s. 2-76	

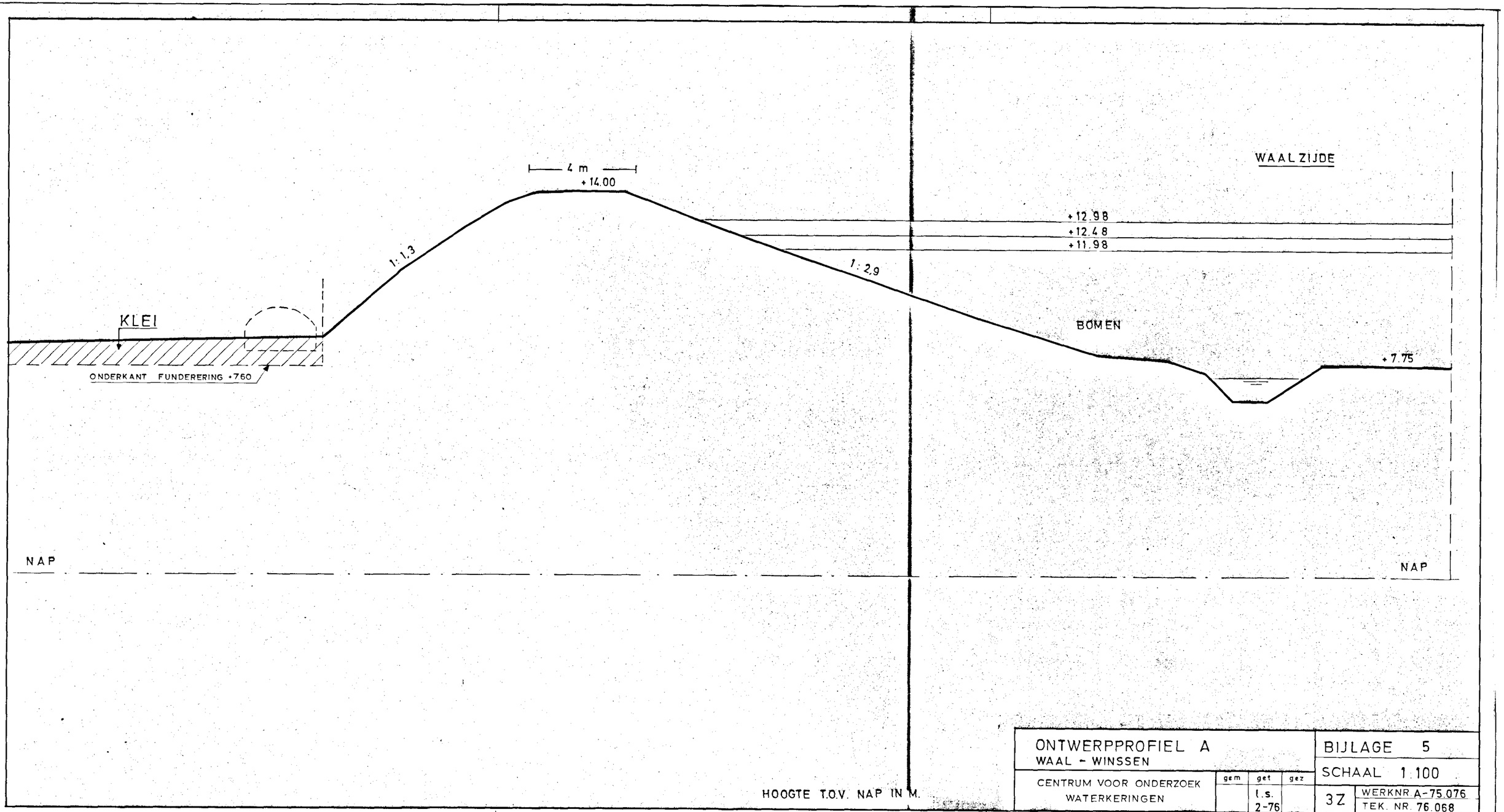
BIJLAGE 4

SCHAAL 1:100

3Z

WERKNR A-75.076

TEK. NR 76.167



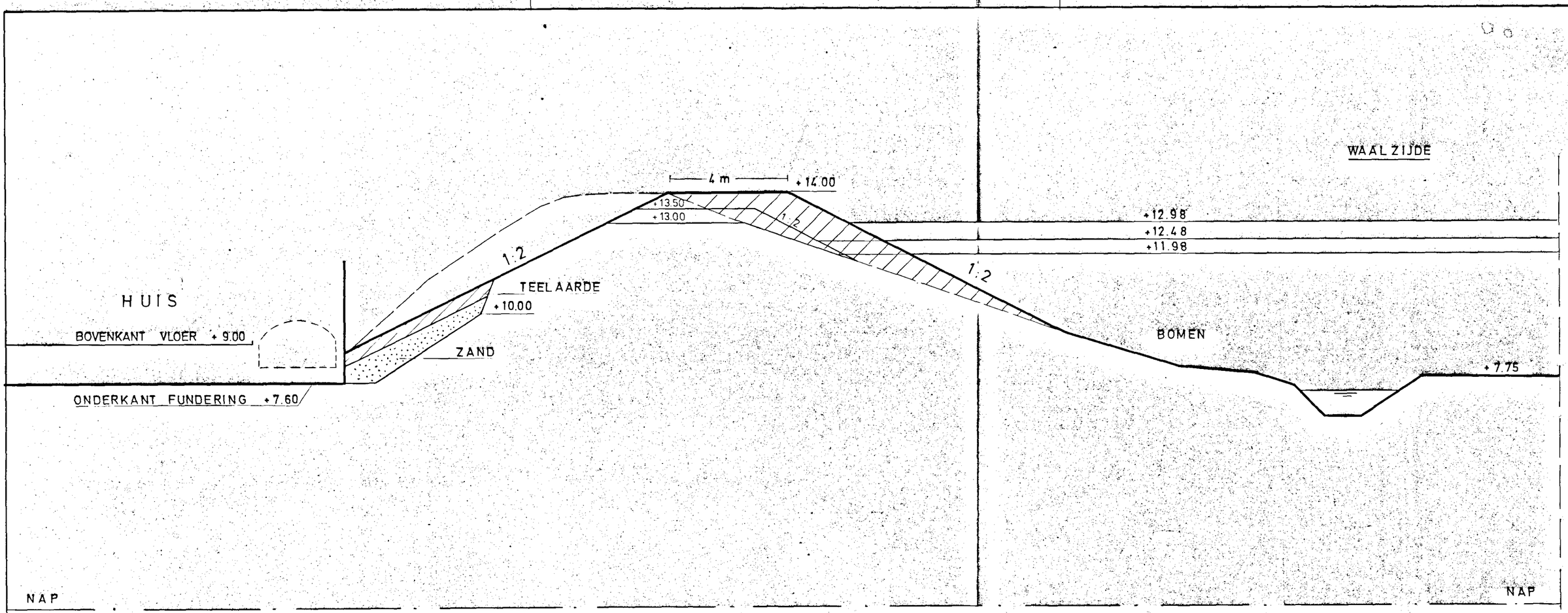
HOOGTE T.O.V. NAP IN M.

ONTWERPPROFIEL A
WAAL - WINSSEN

CENTRUM VOOR ONDERZOEK WATERKERINGEN

gem	get	gez
	l.s. 2-76	

BIJLAGE 5
SCHAAL 1:100
3Z
WERKNR A-75.076
TEK. NR. 76.068



HOOGTE T.O.V. NAP IN M.

ONTWERPPROFIEL B
WAAL - WINSSEN

CENTRUM VOOR ONDERZOEK WATERKERINGEN

gem	get	gez
	l.s. 2-76	

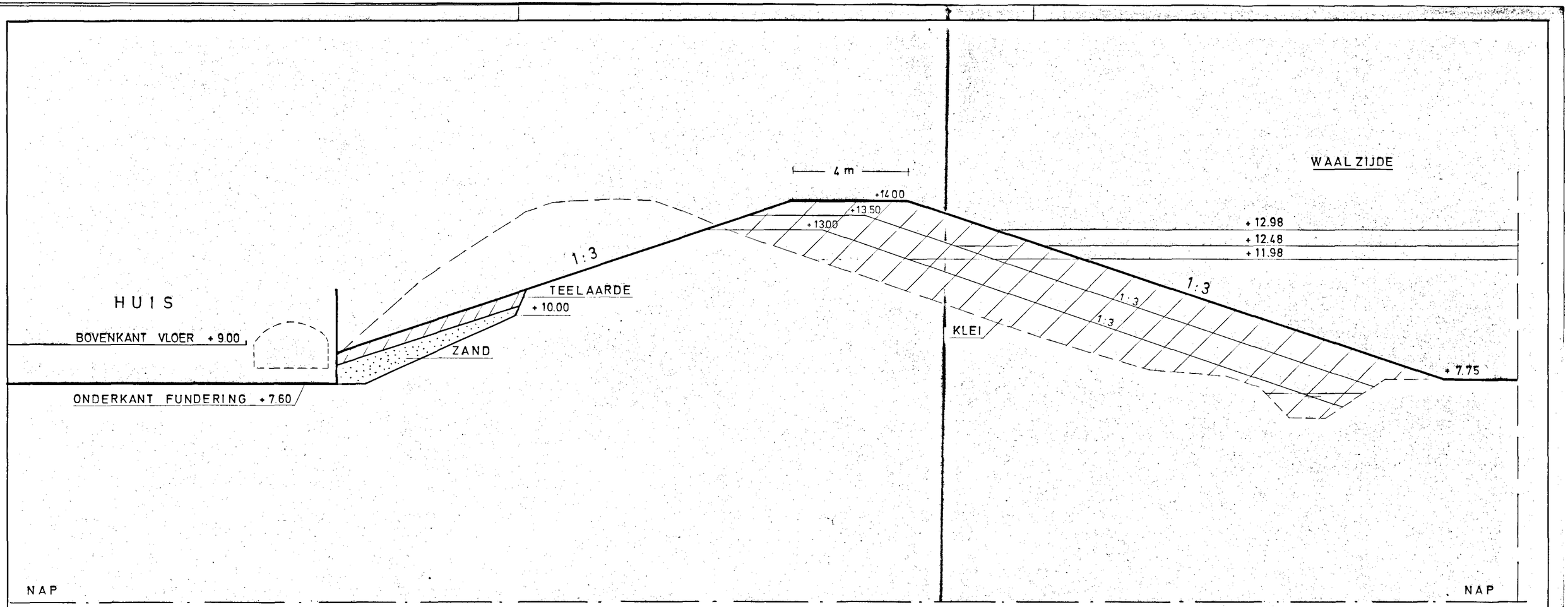
BIJLAGE 6

SCHAAL 1:100

3Z

WERKNR. A-75.076

TEK. NR. 76.069



HOOGTE T.O.V. NAP IN M.

ONTWERPPROFIEL C
WAAL – WINSSEN

CENTRUM VOOR ONDERZOEK WATERKERINGEN

gem	get	gez
	l.s. 2-76	

BIJLAGE 7

SCHAAL 1:100

3Z

WERKNR. A-75.076

TEK. NR. 76.106

Bijlage 8.

Geo-elektrisch onderzoek.

1. Doelstelling.

Het doel van dit onderzoek is het verkrijgen van informatie over de homogeniteit en het mogelijke opsporen van discontinuïteiten in de opbouw van de van belang zijnde bodemlagen, zowel binnendijks als buitendijks.
Voor de situatie van het onderzochte gebied en de ligging van de meetpunten wordt verwezen naar tek. 8.1.

2. Methode van onderzoek.

De geo-elektrische metingen zijn uitgevoerd in enige raaien loodrecht en evenwijdig aan de as van de dijk. In meetpunten, die op constante afstand van elkaar zijn gelegen, wordt de schijnbare soortelijke elektrische weerstand ρ_s bepaald bij drie verschillende elektroden-afstanden volgens de Wenneropstelling.
In de Wenneropstelling (tek.8.2) staan de vier elektroden op onderling gelijke afstanden a en symmetrisch ten opzichte van het meetpunt.
De vier elektroden staan op een rechte lijn. Bij drie afstanden a is in het meetpunt de elektrische weerstand R gemeten. De schijnbare soortelijke weerstand ρ_s wordt berekend volgens
$\rho_s = C.R$ waarin $C = 2\pi.a$
Per meetpunt worden dus drie waarden van ρ_s gevonden. Als vuistregel mag men aannemen dat de diepte waarvoor wordt gemeten, gelijk is aan de afstand a tussen de elektroden.
De ρ_s waarden bij de kleine waarde van a (1 m) hebben voornamelijk betrekking op de laag aan het oppervlak en de ρ_s waarden bij de grotere waarde van a (2 en 4 m) geven informatie over wat dieper gelegen lagen.
De keuze van de elektroden-afstanden is zodanig bepaald dat een indruk wordt verkregen van de overgang van de kleilagen naar de zandondergrond.

Als over een bepaald traject de waarden van ρ_s constant blijven, is de grondopbouw ook in grote lijnen constant. Hoe de grondopbouw precies is kan niet uit deze metingen worden afgeleid.

Daarom dienen de gemaakte boringen als referentiegegevens te worden gebruikt.
Als indicatie kan worden gesteld dat indien $\rho_s > 40\Omega$ m overheersend zand aanwezig is en bij $\rho_s < 30\Omega$ m overheersend klei aanwezig is.
Deze waarden gelden voor een met zoet water verzadigd zandpakket.

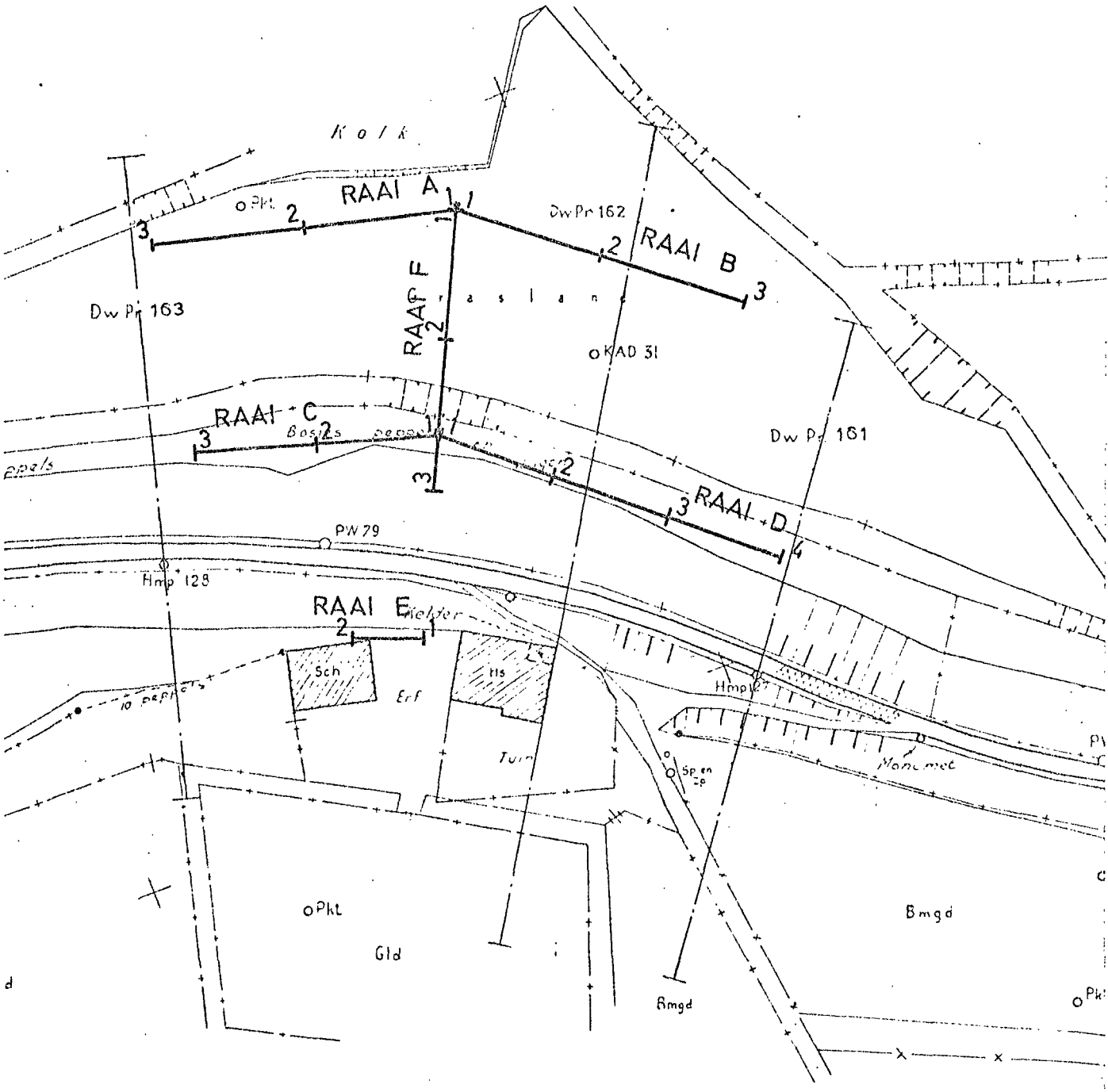
3. Metingen en conclusies.

   a. Voor de situatie van het onderzochte gebied en de ligging van de metingen wordt verwezen naar tek. 8.1.

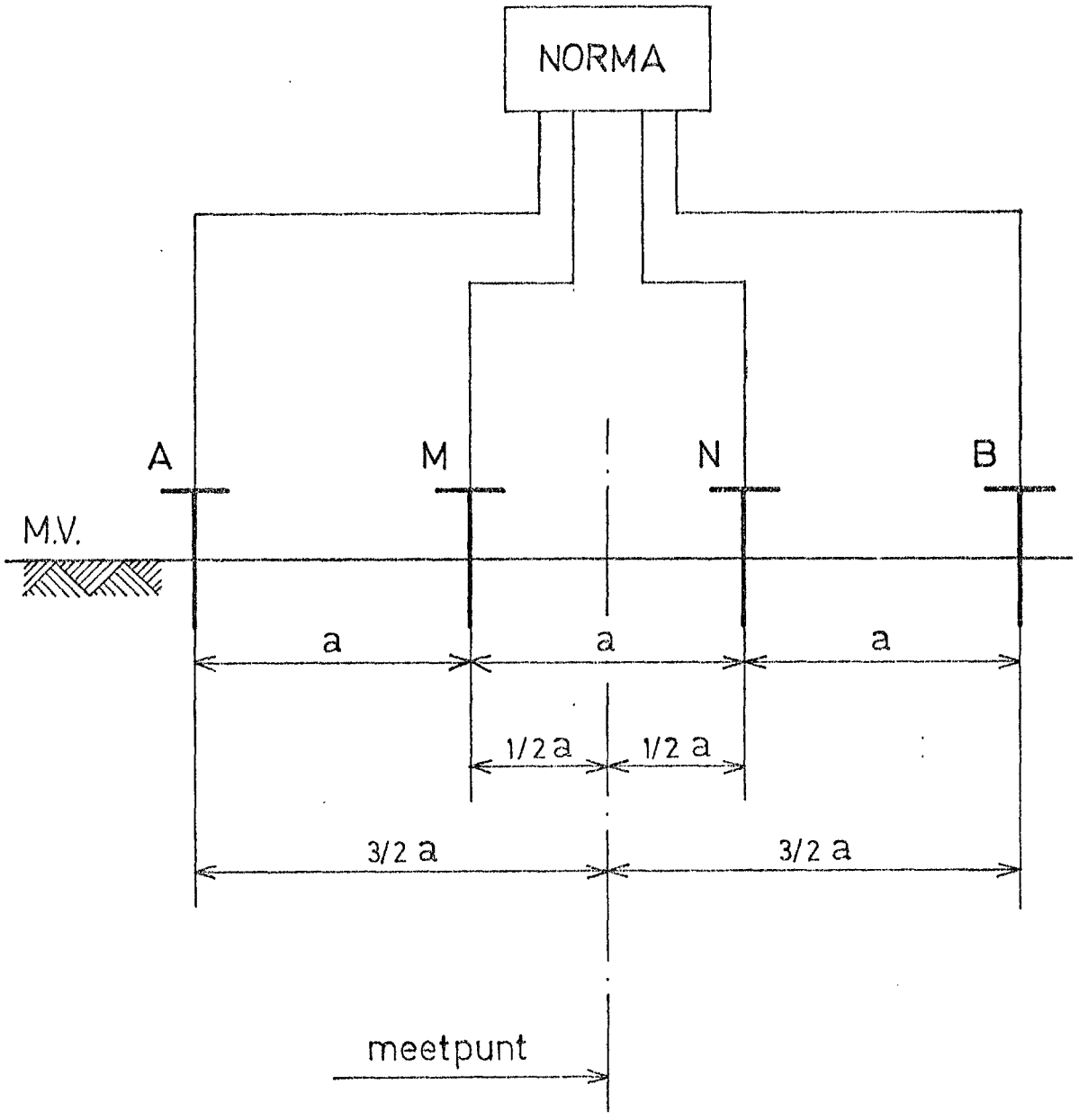
   b. De lage specifieke weerstand (ρ_s) die bijna overal is gemeten, duidt op de aanwezigheid van kleiige materialen.

   c. Alleen in raai C zijn wat hogere waarden aangetroffen voor de laag aan de oppervlakte.
   Waarschijnlijk is hier iets meer zandiger materiaal aanwezig.

   d. De kleidikte die in de boringen wordt aangetroffen en in de berekeningen is aangehouden is in het gehele onderzochte gebied aanwezig.



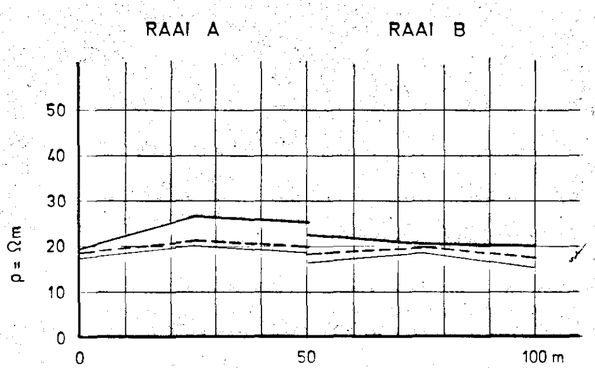
SITUATIE GEO-ELEKTRISCH ONDERZ. WAAL - WINSSEN				BIJLAGE	8 - 1
				SCHAAL	1 : 1000
CENTRUM VOOR ONDERZOEK WATERKERINGEN	gem	get	gez	A4	WERKNR. A 75.076
		V.D.L. 3-76			TEK. NR. 76.142

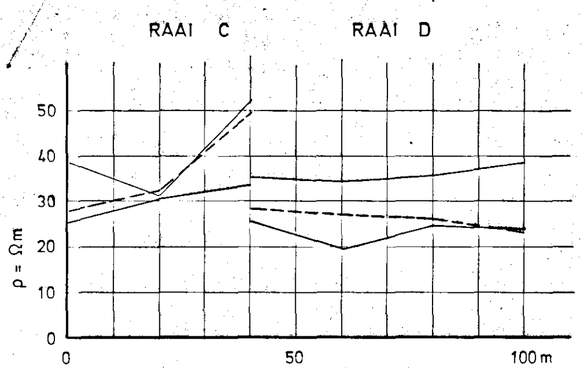


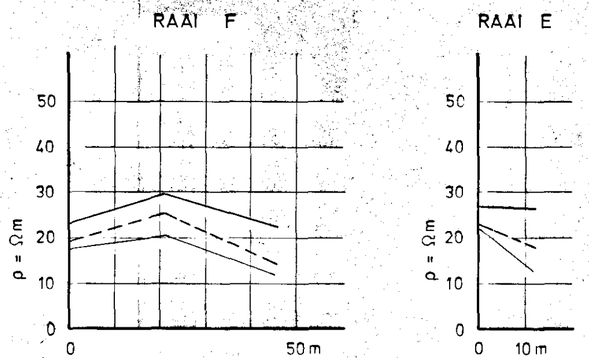
A en B : stroomelektroden

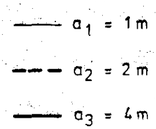
M en N : potentiaalelektroden

SCHEMA WENNEROPSTELLING				BIJLAGE 8 - 2	
				SCHAAL	
CENTRUM VOOR ONDERZOEK WATERKERINGEN	gem	get	gez	A 1	WERKNR.
		H.v.M 2-75			TEK NR. 75.20









METINGEN GEO-ELEKTRISCH ONDERZ. WAAL - WINSSEN - HMP 127,5				BIJLAGE 8 - 3	
CENTRUM VOOR ONDERZOEK WATERKERINGEN	gem	get	gez	SCHAAL -	
		V.D.L. 12 - 75		3Z	WERKNR A 75.076
					TEK NR 75 115

Bijlage 9.

Bepaling waterspanningen.

Voor de bepaling van de grondwaterspanningen en grondwaterstromingen in, onder en nabij het dijklichaam is gebruik gemaakt van een elektrisch analogonmodel van elektrisch geleidend papier. Voor nadere informatie betreffende deze methode van onderzoek kan naar de literatuur worden verwezen. (Lit V)
De volgende situaties zijn onderzocht:

a. in eerste instantie het bestaande dijkprofiel bij M.H.W., M.H.W. - 0,50 m en M.H.W. - 1,00 m (zie tek. 9.1, 9.2 en 9.3).

b. in tweede instantie een ontwerp (A) met behoud van bomen en verwijdering monument bij M.H.W., M.H.W. - 0,50 m en M.H.W. - 1,00 m (zie tek. 9.4, 9.5 en 9.6).

c. in derde instantie een ontwerp (B) met behoud van bomen en monument bij M.H.W., M.H.W. - 0,50 m en M.H.W. - 1,00 m (zie tek. 9.7, 9.8 en 9.9).

d. in vierde instantie een ontwerp (C) met behoud van bomen en monument bij M.H.W., M.H.W. - 0,50 m en M.H.W.- 1,00 m (zie tek. 9.10, 9.11 en 9.12).

De volgende uitgangspunten werden aangehouden:

a. de waterspanning onder het binnendijkse maaiveld onder de afdekkende kleilaag wordt begrensd door de dikte en het gewicht van deze laag.

b. de duur van het hoogwater is zo lang, dat de grondwaterstroming permanent zal worden, waarmee de ongunstigste situatie is verkregen.

c. de kleiafdekking van 1 à 3 m dikte op de uiterwaard strekt zich uit tot 100 m uit de buitenteen van de dijk (zie bijlage 8).

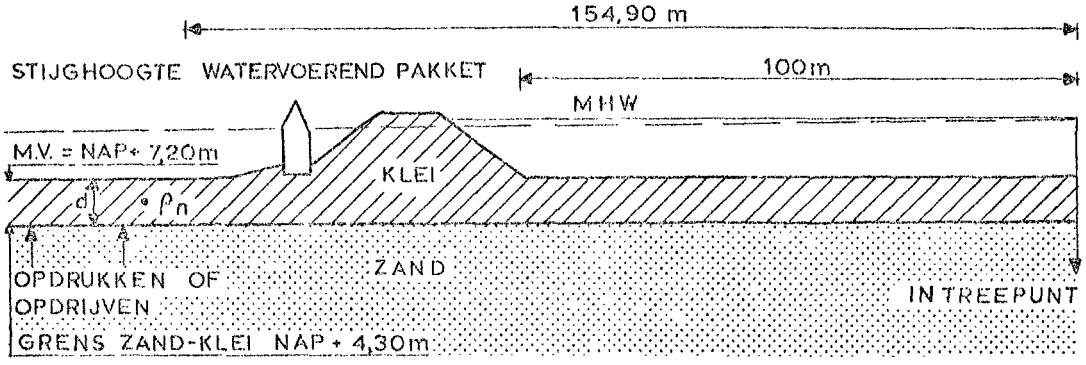
d. de horizontale doorlatendheid van het dijklichaam is gelijk aan de verticale (zie bijlage 10).

e. de grondwaterstroming door en onder de dijk is twee-dimensionaal.

f. De begrenzingen van het huis worden in de schematisering als ondoorlatend aangehouden.

ad a

Wanneer de potentiaal in het zandpakket zo hoog oploopt dat de waterdruk het gewicht van het afdekkende kleipakket overschrijdt zal dit afdekkende kleipakket opdrijven of opbarsten.
Dit uitgangspunt kan als bovengrens van de potentiaal worden aangehouden.
In onderstaand schema is een en ander nader toegelicht.



Opdrijven of opbarsten vindt plaats indien:

$$\rho_n \, d \geq H \, \rho_w$$

waarin H = stijghoogte watervoerend zandpakket (m)
t.o.v. de grens zand-klei (hoogte N.A.P. + 4,30 m)

ρ_w = volumieke massa water: 1 t/m^3

ρ_n = volumieke massa klei : 2 t/m^3

d = dikte kleipakket : 2,90 m

Hieruit kan een stijghoogte in het watervoerend zandpakket binnendijks worden afgeleid van N.A.P. + 10,10 m. Het is van belang dat wanneer er van uit wordt gegaan dat in de watervoerende zandlaag een zekere potentiaal niet kan worden overschreden enkele peilbuizen worden geplaatst om dit te verifiëren. Daarom zijn binnendijks reeds een viertal peilbuizen aangebracht.
Een belangrijk onderdeel van de berekeningen is in de eerste plaats de keuze van ρ_n = 2 t/m^3 en in de tweede plaats de keuze van de dikte van het kleipakket binnendijks.
In bijlage 10 is uiteengezet dat voor ρ_n binnendijks een gemiddelde waarde volgt van 1,95 t/m^3.
Bij de berekening van de opdrijfpotentiaal is rekening gehouden met ρ_n = 2 t/m^3.
De overgang van het kleipakket naar het zandpakket ligt ongeveer op een niveau van N.A.P. + 4,70 m met een dikte van de kleilaag van 2,5 m.
Bij de berekening van de opdrijfpotentiaal is gerekend met een niveau van N.A.P. + 4,30 m.

Wanneer voor ρ_n een waarde wordt aangehouden van 1,96 t/m^3 en voor de dikte van de afdekkende kleilaag 2,50 m, zou een stijghoogte in het zandpakket op kunnen treden van N.A.P. + 9,60 m.
Bij de analogonmetingen is derhalve binnendijks een stijghoogte in het zandpakket ingevoerd welke 0,50 m hoger is dan uit de boringen kan worden afgeleid.
De waterspanning onder het binnendijks maaiveld zou volgens opgave van het polderdistrict Maas en Waal tevens kunnen worden bepaald door een watergang die zich op ca. 150 m uit de binnenteen bevindt in beschouwing te nemen.
De maximale waterstand hiervan is volgens het polderdistrict N.A.P. + 6,45 m. Dit uitgangspunt levert wat lagere waterspanningen dan hiervoor is bepaald.
Er zijn echter onvoldoende gegevens beschikbaar.
Om dit uitgangspunt te verifiëren zou een uitgebreid grondonderzoek nabij de watergang moeten worden uitgevoerd. Dit is daarom niet gedaan.

ad b

De bij het opbarst- of opdrijfcriterium bepaalde stijghoogten in het watervoerend zandpakket behorende rivierstanden (N.A.P. + 10,10 m) kunnen gedurende een lange tijd worden overschreden.
Er is weliswaar door de Rijkswaterstaat een golf vastgesteld die behoort bij de maatgevende afvoer, waarbij een waterstand van N.A.P. + 10,10 m gedurende ca. 15 dagen kan worden overschreden.
De kans op een lagere, maar langdurige afvoergolf is echter nog niet vastgesteld.
Uit veiligheidsoverwegingen is daarom in deze nota uitgegaan van een permanente stromingstoestand, hetgeen met name voor de grootte van de waterspanningen in het dijklichaam een veilig uitgangspunt kan worden genoemd.

ad e

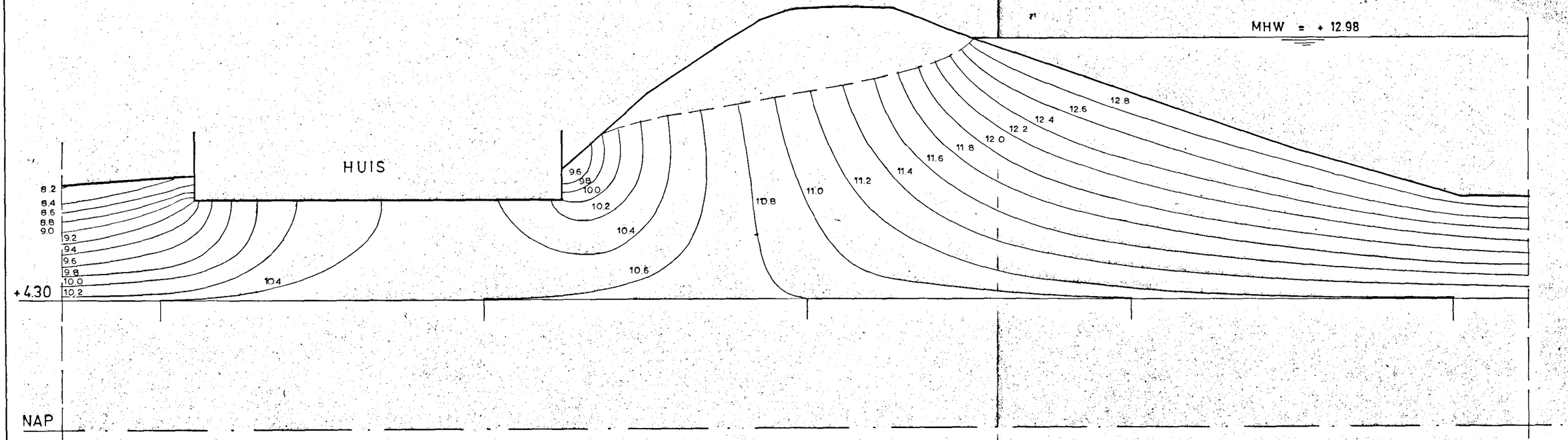
Uit gegevens door het polderdistrict Maas en Waal verstrekt blijkt, dat de grondopbouw enkele honderden meters ter weerszijden van hmp 127,5 ongeveer gelijk is.
De grondwaterstroming door en onder de dijk kan derhalve twee-dimensionaal worden geacht. Dit betekent dat de grondwaterstroming kan worden bestudeerd door de stroming door een verticaal vlak loodrecht op de dijkas in beschouwing te nemen.

ad f

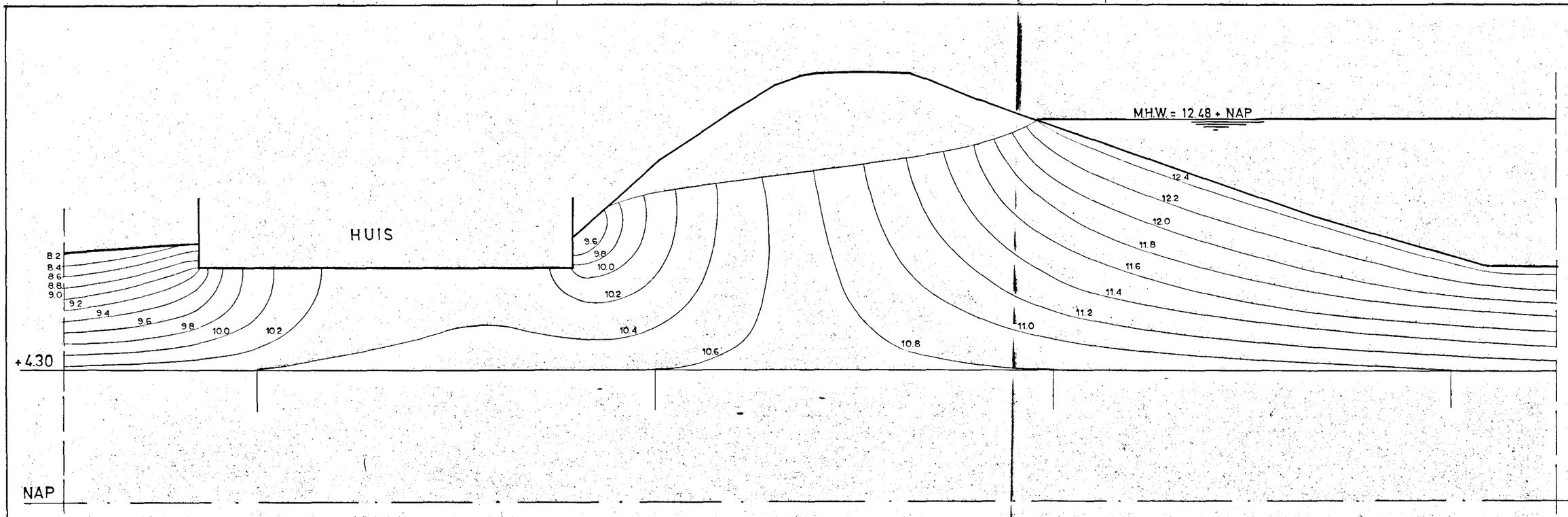
De grondwaterstroming zal beïnvloed worden door de fundering, de muren en de kelder van het monument. Indien deze slechter doorlatend zijn dan het kleipakket van de dijk en de ondergrond zullen de waterspanningen in en onder het dijklichaam in ongunstige zin worden beïnvloed.

De doorlatendheid van de fundering, de muren en de kelder is echter onbekend.

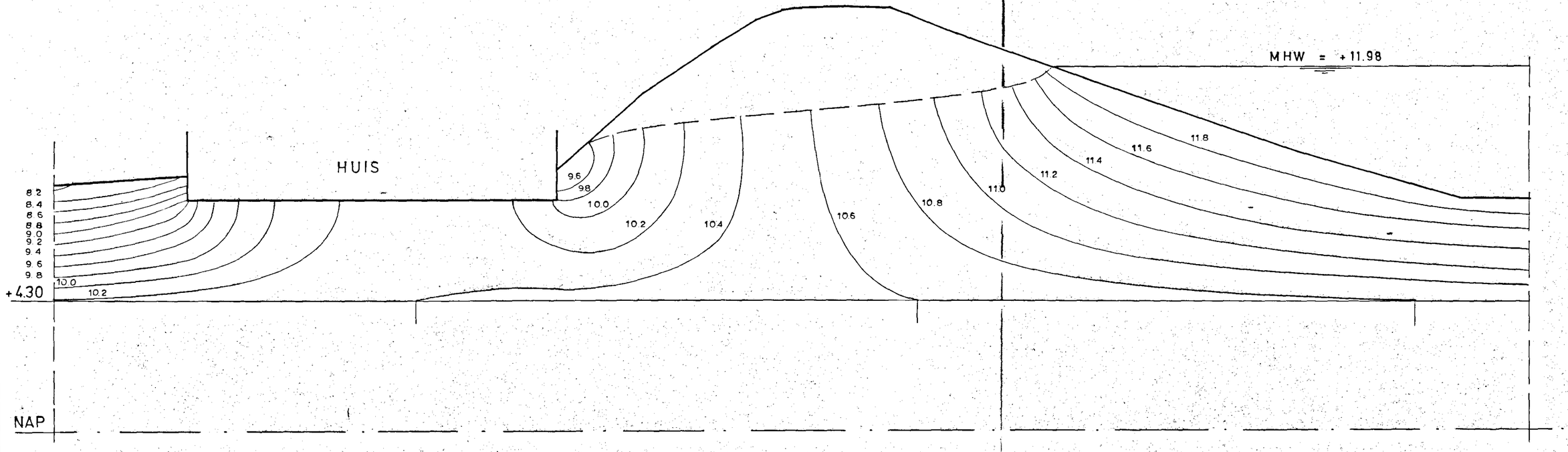
Daarom is bij de elektrische analogonmodellen uitgegaan van de ongunstigst denkbare situatie die kan ontstaan en zijn fundering, muren en kelder ondoorlatend gesteld. De verticale en horizontale begrenzingen van het huis, die voor water ondoorlatend zijn gesteld, zijn in de bijlage aangegeven.



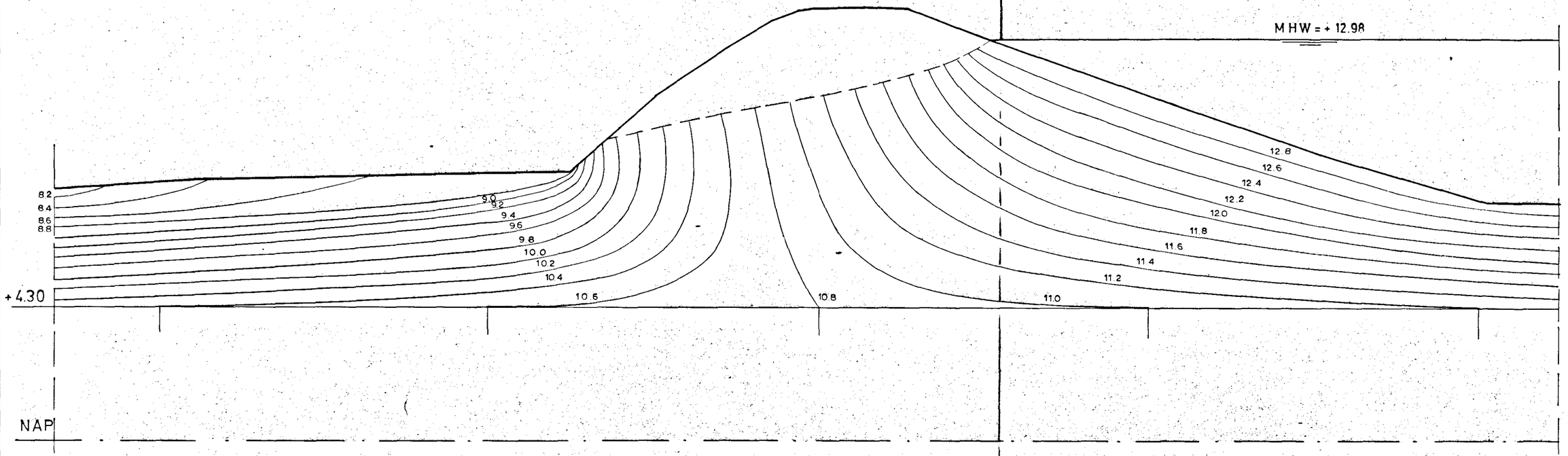
POTENTIAALIJNEN METING 7 A WAAL - WINSSEN				BIJLAGE 9.1
				SCHAAL 1:100
CENTRUM VOOR ONDERZOEK WATERKERINGEN	gem	get L.S. 1-76	gez	3Z WERKNR TEK NR 76.065



POTENTIAALIJNEN METING 7B WAAL - WINSSEN				BIJLAGE 9.2
				SCHAAL 1:100
CENTRUM VOOR ONDERZOEK WATERKERINGEN	gem	get V.D.L. 1-76	gez	3Z WERKNR . TEK NR 76.066



POTENTIAALIJNEN METING 7C WAAL-WINSSEN				BIJLAGE 9.3	
				SCHAAL 1:100	
CENTRUM VOOR ONDERZOEK WATERKERINGEN	gem	get L.S. 1-76	gez	3Z	WERKNR TEK NR 76.067



POTENTIAALIJNEN METING 2 A
WAAL - WINSSEN

CENTRUM VOOR ONDERZOEK WATERKERINGEN

gem	get	gez
	L.S. 1-76	

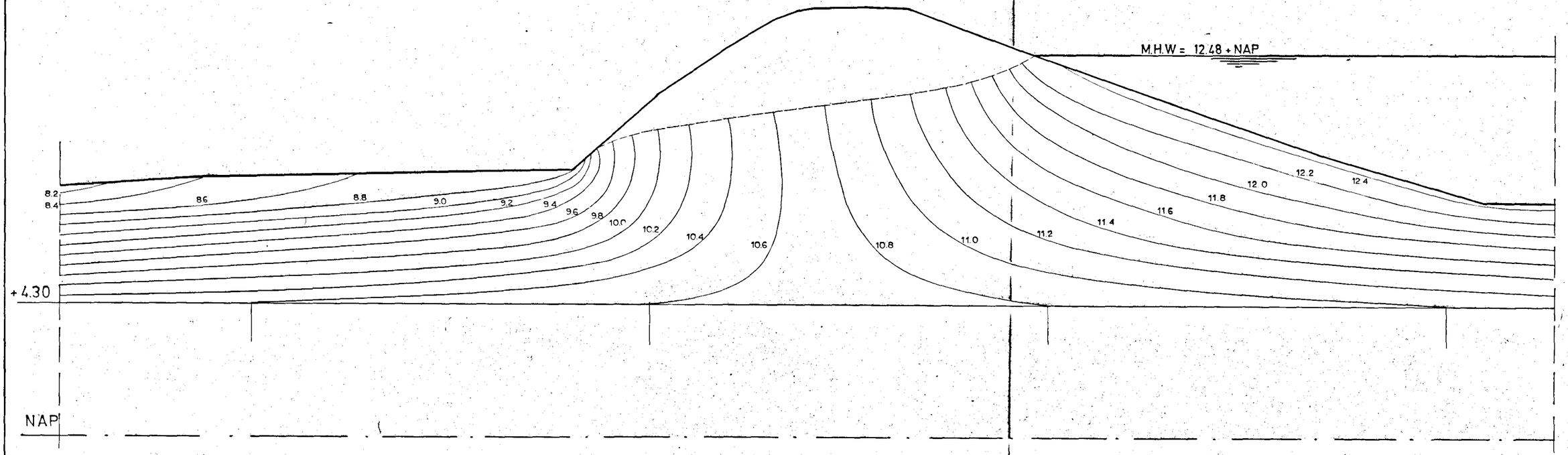
BIJLAGE 9.4

SCHAAL 1:100

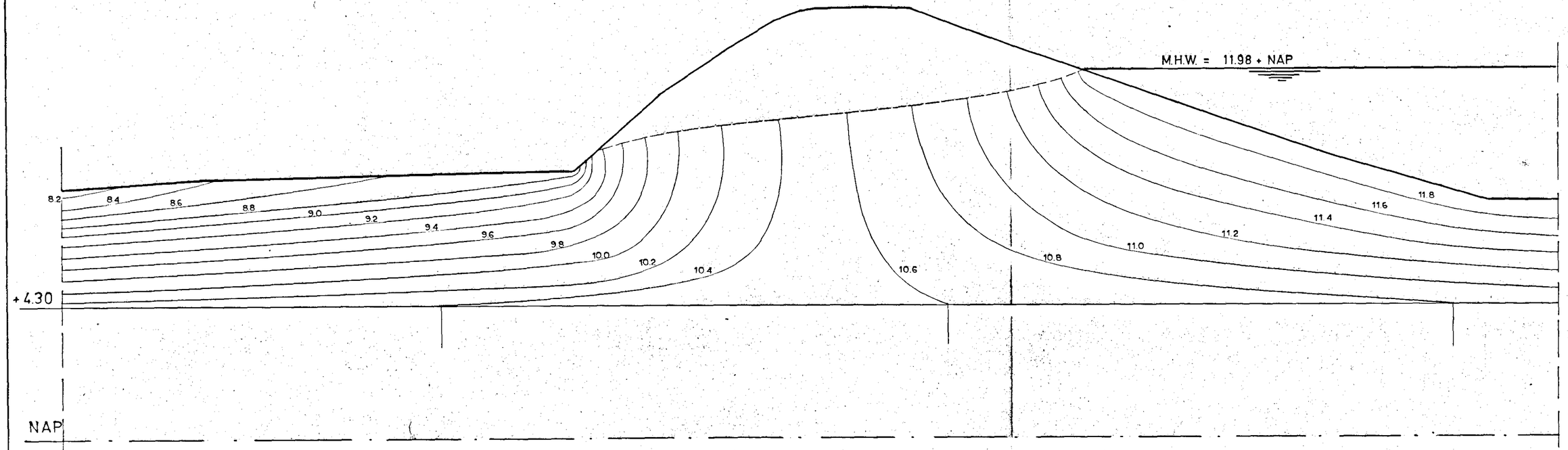
3Z

WERKNR

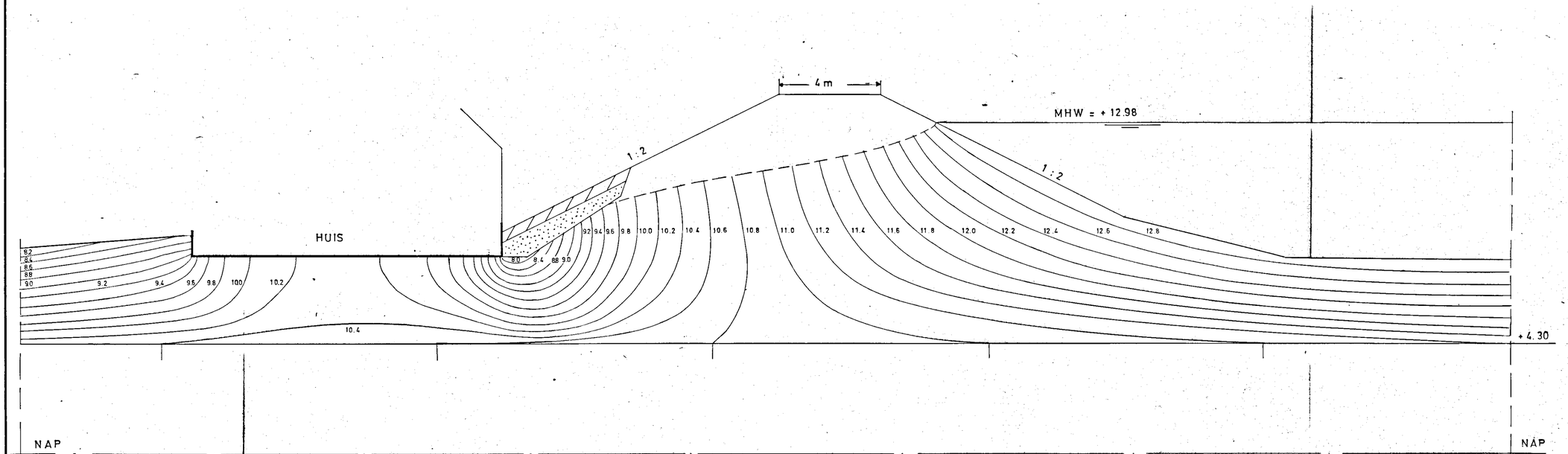
TEK NR 76.062



POTENTIAALIJNEN METING 2B WAAL - WINSSEN				BIJLAGE 9.5
				SCHAAL 1:100
CENTRUM VOOR ONDERZOEK WATERKERINGEN	gem	get V.D.L. 1-76	gez	3Z WERKNR TEK NR 76.063

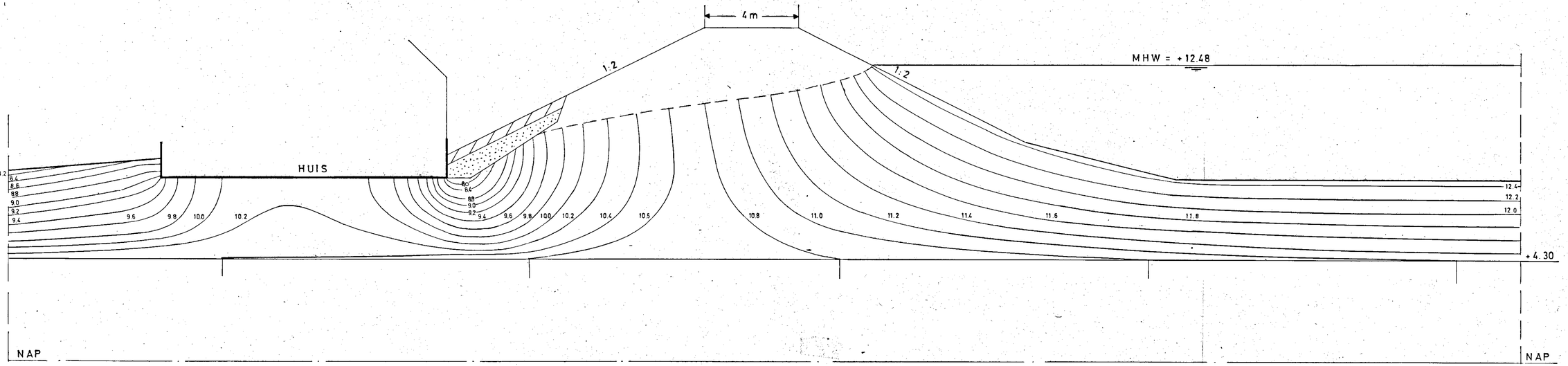


POTENTIAALIJNEN METING 2C WAAL - WINSSEN				BIJLAGE 9.6
				SCHAAL 1:100
CENTRUM VOOR ONDERZOEK WATERKERINGEN	gem	get VDL. 1-76	gez	3Z WERKNR TEK NR 76.064



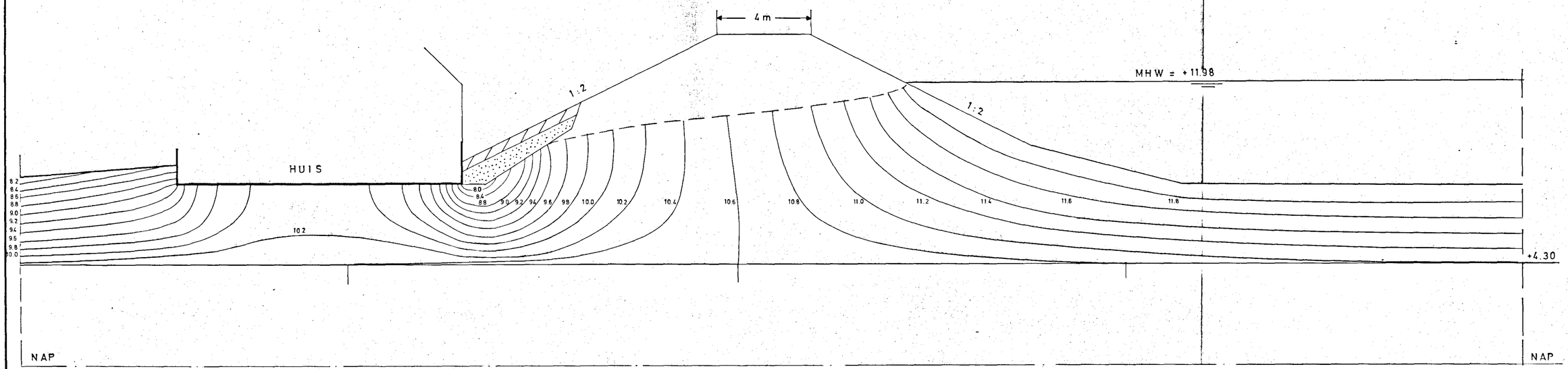
MHW = +12.98

POTENTIAALLIJNEN METING 10 A WAAL - WINSSEN ONTWERPPROFIEL A				BIJLAGE 9.7
				SCHAAL 1:100
CENTRUM VOOR ONDERZOEK WATERKERINGEN	gem	get L.S. 12-75	gez	4Z WERKNR TEK NR 75.206



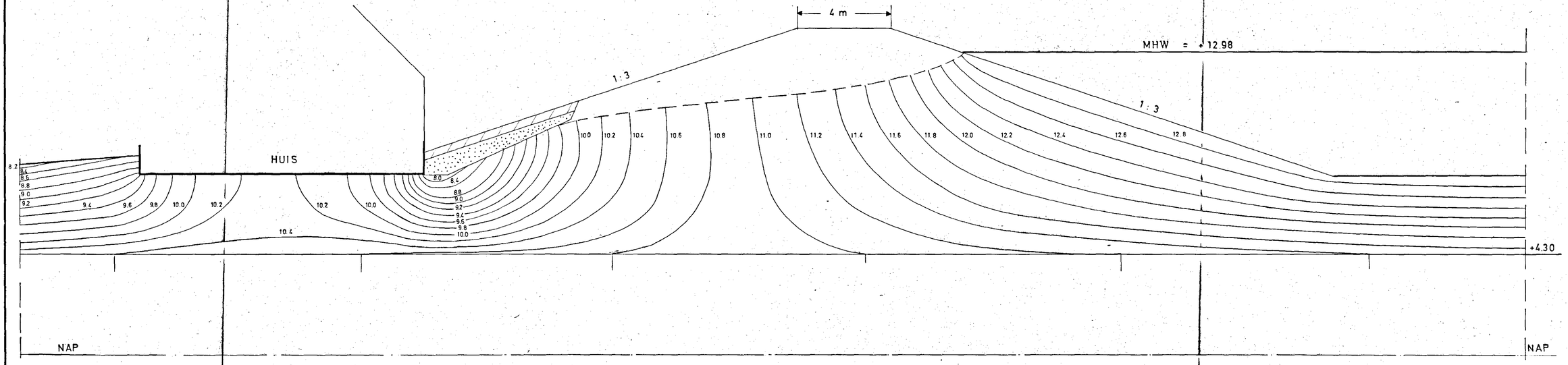
MHW = +12.48

POTENTIAALLIJNEN METING 11 A WAAL-WINSSEN ONTWERPPROFIEL A				BIJLAGE 9.8
				SCHAAL 1:100
CENTRUM VOOR ONDERZOEK WATERKERINGEN	gem	get L.S. 12-75	gez	4Z WERKNR TEK NR 75.207



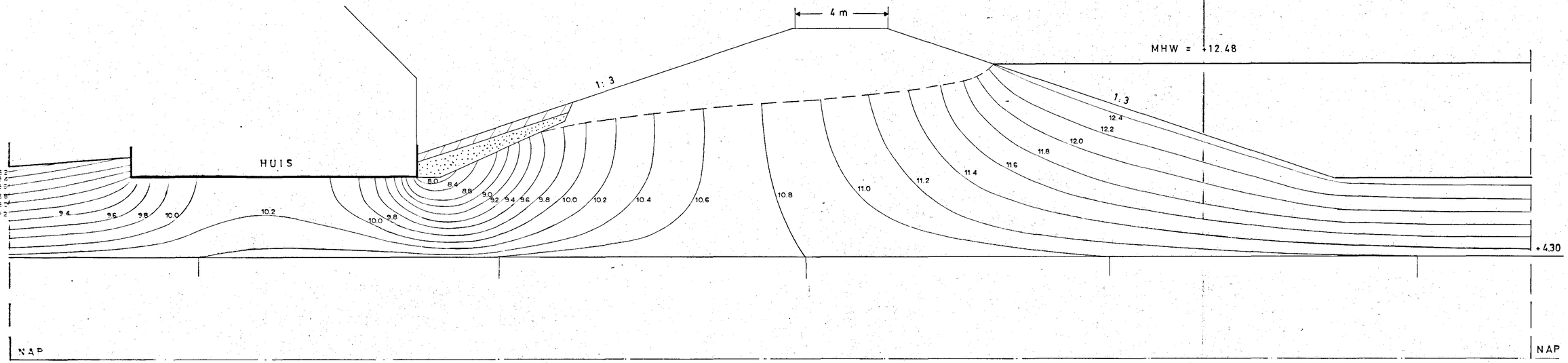
MHW = + 11.98

POTENTIAALLIJNEN METING 12A WAAL-WINSSEN ONTWERPPROFIEL A				BIJLAGE 9.9 SCHAAL 1:100
CENTRUM VOOR ONDERZOEK WATERKERINGEN	gem	get L.S. 12-75	gez	4 Z WERKNR TEK NR 75.208



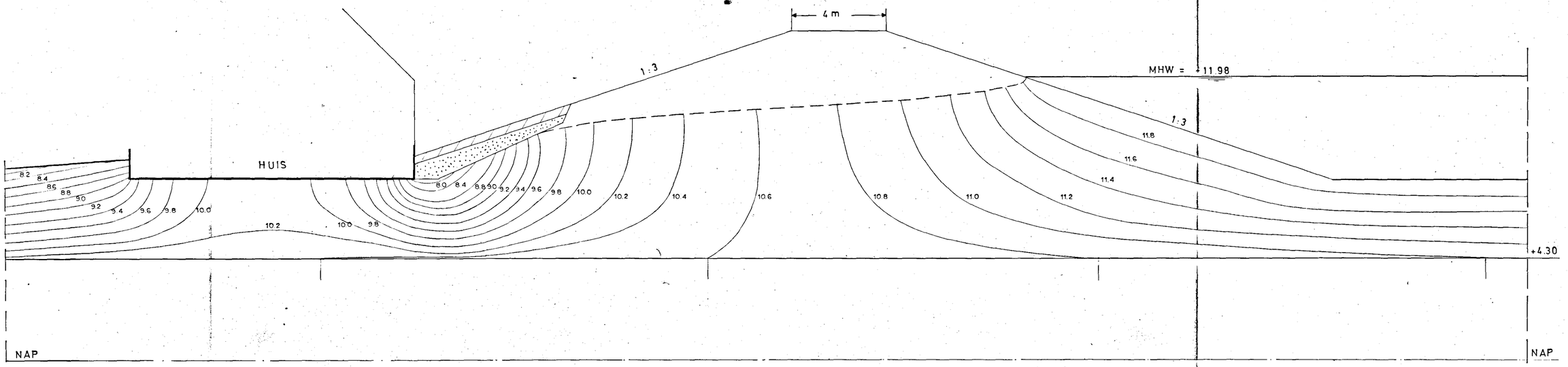
MHW = +12.98

POTENTIAALLIJNEN METING 13A WAAL - WINSSEN ONTWERPPROFIEL B	BIJLAGE 9.10
	SCHAAL 1:100
CENTRUM VOOR ONDERZOEK WATERKERINGEN	gem: · get: L.S. 12-75 · gez:
	4 Z WERKNR TEK NR 75.209



MHW = +12.48

POTENTIAALLIJNEN METING 14A WAAL- WINSSEN ONTWERPPROFIEL B				BIJLAGE 9.11
				SCHAAL 1:100
CENTRUM VOOR ONDERZOEK WATERKERINGEN	gem	get VDL/S 1-76	gez	4Z WERKNR TEK NR 75.210



MHW = +11.98

POTENTIAALLIJNEN METING 15A WAAL-WINSSEN ONTWERPPROFIEL B			BIJLAGE 9.12
			SCHAAL 1:100
CENTRUM VOOR ONDERZOEK WATERKERINGEN	gem	get VDL/S 1-76 gez	4Z WERKNR TEK NR 75211

Bijlage 10

Grondonderzoek

1. Doorlatendheid

1.a. zandondergrond

Het watervoerend vermogen (kD-waarde) van het pleistocene pakket werd door middel van pompproeven door het Rijksinstituut voor Drinkwatervoorziening in dichtbij gelegen gebieden met ongeveer gelijke bodemopbouw bepaald op 0,017 - 0,029 m^2/s. De dikte van het goed doorlatende pleistocene pakket bedraagt ca. 50 m.
Hieruit kan een horizontale doorlatendheid van het zand worden afgeleid

van $\frac{0,017}{50}$ - $\frac{0,029}{50}$ m/s

of 3.10^{-4} - 6.10^{-4} m/s.

Door het Laboratorium voor Grondmechanica zijn doorlatendheidsproeven uitgevoerd op geroerde zandmonsters bij een drietal dichtheden.
De middelste dichtheid is representatief gesteld. Hierbij werden de volgende waarden verkregen.

Profiel 128 boring 2	monster	k (m/s)	Plaats t.o.v. N.A.P. (m)
	16A	$3,3.10^{-4}$	+ 3,90 - + 4,20
	16B	$2,1.10^{-4}$	+ 3,44 - + 3,74
	17	$2,6.10^{-4}$	+ 2,51 - + 2,81
	18	$1,4.10^{-4}$	+ 1,49 - + 1,79
		$\overline{k} = 2,4.10^{-4}$	

De spreiding in de k-waarden is zeer klein.
De gevonden waarden komen goed overeen met de uit pompproeven gevonden waarden. Wel moet worden opgemerkt dat deze vier proeven slechts een zeer beperkte steekproef zijn uit een 50 m dikke laag.
Bij de berekeningen is de horizontale en verticale doorlatendheid van het zandpakket gesteld op 3.10^{-4} m/s.

1.b. het dijklichaam

De doorlatendheidsbepalingen in het laboratorium zijn uitgevoerd bij een 3-tal verticale belastingen. Er zijn zowel horizontale als verticale doorlatendheden bepaald. De belastingen zijn zodanig gekozen dat ze overeenkomen met de belasting welke voorkomt op de diepte waar

het monster gestoken is.
De middelste belasting komt zo goed mogelijk overeen met de in de grond aanwezige belasting. Hierbij werden de volgende waarden verkregen.

profiel 128	monster	k (m/s)	Plaats t.o.v. N.A.P. (m)
boring 1 verticaal	27A	$4{,}9.10^{-6}$	+ 8,80 - + 8,90
	27D	$4{,}3.10^{-10}$	+ 8,10 - + 8,20
	28A	$2{,}3.10^{-10}$	+ 7,87 - + 7,97
	28E	$8{,}6.10^{-9}$	+ 7,42 - + 7,50
		$k = \approx 10^{-9}$	
horizontaal	27B	$4{,}2.10^{-9}$	+ 8,80 - + 8,90
	27C	$1{,}9.10^{-10}$	+ 8,10 - + 8,20
	28B	$2{,}6.10^{-10}$	+ 7,87 - + 7,97
	28D	$3{,}1.10^{-8}$	+ 7,42 - + 7,50
		$k = \approx 10^{-9}$	

Uit de resultaten van de doorlatendheidsproeven is de conclusie getrokken dat de horizontale doorlatendheid vrijwel niet afwijkt van de verticale doorlatendheid.
Volgens de beschrijving van de boring in het dijklichaam is geen gelaagdheid van het dijkmateriaal aanwezig. Op grond van deze gegevens is bij het onderzoek naar het potentiaalbeeld in de dijk uitgegaan van een homogeen isotroop doorlatend dijklichaam.

Bij de bepaling van de doorlatendheidscoëfficiënten van de grond uit het dijklichaam blijkt deze veel kleiner (factor 10^5) te zijn dan de doorlatendheidscoëfficiënten van de zandondergrond.
Hiermee is bij de bepaling van de potentialen in het dijklichaam door middel van elektrische analogonmetingen rekening gehouden.

1.c. binnendijks

Uit de doorlatendheidsproeven volgen de volgende waarden van de verticale doorlatendheden in de afdekkende kleilaag.

profiel 128	monster	k (m/s)	Plaats t.o.v. N.A.P. (m)
boring 2			
	13A	$5{,}5.10^{-8}$	+ 6,92 - + 6,77
laag a	13B	$1{,}8.10^{-9}$	+ 6,87 - + 6,92
	13C	$6{,}6.10^{-9}$	+ 6,82 - + 6,87
	15A	$2{,}8.10^{-10}$	+ 4,98 - + 5,03
laag b	15B	$4{,}4.10^{-10}$	+ 4,93 - + 4,98
	15C	$3{,}5.10^{-10}$	+ 4,88 - + 4,93

$\overline{k}_{\text{laag a}} = 2{,}10^{-8}$

$\overline{k}_{\text{laag b}} = 3{,}6.10^{-10}$

Hoewel laag a beter doorlatend blijkt te zijn dan laag b is dit niet in de berekeningen ingevoerd.
De invloed op de stabiliteitsberekeningen (binnentalud) is gering. (Veilige benadering).

1.d. buitendijks

Uit de doorlatendheidsproeven op klei (verticaal) volgden de volgende waarden voor de doorlatendheid van de afdekkende kleilaag.

profiel 128	monster	k (m/s)	Plaats t.o.v. N.A.P. (m)
boring 3			
	1A	$1{,}3.10^{-6}$	+ 7,94 - + 7,99
	2A	$4{,}0.10^{-9}$	+ 6,96 - + 7,01
	2B	$1{,}3.10^{-9}$	+ 6,91 - + 6,96
	2C	$2{,}9.10^{-9}$	+ 6,86 - + 6,91
	3A	$1{,}2.10^{-10}$	+ 5,95 - + 6,00
	3B	$2{,}0.10^{-7}$	+ 5,90 - + 5,95
	3C	$9{,}9.10^{-11}$	+ 5,85 - + 5,90
	4A	$1{,}0.10^{-9}$	+ 4,94 - + 4,99
	4B	$3{,}3.10^{-10}$	+ 4,98 - + 4,94
	4C	$4.4.10^{-10}$	+ 4,84 - + 4,89
		$k = \approx 10^{-9}$	
boring 4	8A	$1{,}5.10^{-8}$	+ 7,41 - + 7,46

Enkele conclusies

1. De doorlatendheden van het dijklichaam en de afdekkende lagen binnen- en buitendijks kunnen gelijk worden verondersteld.
2. Gezien de dikte van de afdekkende kleilagen zowel binnen- als buitendijks (ca. 3 m) en de door het C.O.W. gemeten ligging van het freatisch vlak in de afdekkende kleilaag kunnen de in het laboratorium bepaalde doorlatendheden, hoewel het steekproeven betreft of relatief kleine monsters, als representatief worden beschouwd voor de doorlatendheid van de totale afdekkende kleilaag.
3. De doorlatendheidscoëfficiënten van de grond uit het dijklichaam, en van de binnendijkse- en buitendijkse kleilaag zijn een factor 10^5 kleiner dan die van de zandondergrond. De potentialen in het dijklichaam (behalve een gedeelte van het buitentalud), onder de dijk en binnendijks zijn daardoor voornamelijk afhankelijk van het stromingsbeeld in de zandondergrond (zie ook bijlage 9).
   De stabiliteit van het binnentalud zal dan ook voornamelijk bepaald worden door het stromingspatroon in de zandondergrond.

2. Wrijvingseigenschappen

2.a. De wrijvingseigenschappen van de grond worden gebruikt bij de stabiliteitsberekeningen van de dijk.
Het Laboratorium voor Grondmechanica heeft deze eigenschappen bepaald door middel van celproeven.
Over de methode van uitvoering en de waarde van deze proeven is door het Laboratorium in een afzonderlijk rapport gerapporteerd zodat hier kan worden volstaan met het weergeven van de resultaten.

2.b. Uit de boorbeschrijving en een visuele beschouwing van de boringen is de volgende schematisatie van de dijk met ondergrond en de binnendijkse en buitendijkse grondlagen vastgesteld.

1. dijklichaam en ondergrond (zie ook rapport L.G.M.)
   Het dijklichaam bestaat uit zandhoudende klei. Hierbij werden de volgende wrijvingseigenschappen verkregen.

Profiel 128 boring 1	monster	c' (kN/m^2)	ϕ' (gr)	Plaats t.o.v. N.A.P. (m)
	24	15	25,2	+ 11,20 - + 11,40
	25	7	17,6	+ 10,50 - + 10,70
	26A	7	30	+ 9,65 - + 9,85
	26B	11	20,4	+ 9,25 - + 9,45
	28C	5	22,5	+ 7,76 - + 7,87
	28F	5	28	+ 7,25 - + 7,42

Uit de gevonden volumieke massa's blijkt dat het dijklichaam in twee gedeelten kan worden gesplitst. Voor het bovenste gedeelte is een c' van 8 kN/m^2 en een ϕ' van 21^o aangehouden. Voor het onderste gedeelte is een c' van 8 kN/m^2 en een ϕ' van 25^o gekozen. Bij de bepaling van deze waarden is mede rekening gehouden met gegevens welke in het kader van de dijkverbeteringsplannen van het polderdistrict "Maas en Waal" ter beschikking stonden. Aan de ondergrond van de dijk (klei) zijn dezelfde wrijvingseigenschappen toebedeeld als aan de binnendijkse kleilaag c' = 8 kN/m^2 en ϕ' = 20^o.

2. binnendijkse grondlagen (zie ook rapport L.G.M.)

profiel 128 boring 2	monster	c' (kN/m^2)	ϕ' (gr)	plaats t.o.v. N.A.P. (m)
	12	5	22	+ 8,10 - + 8,30
laag a	13D	7	20	+ 7,07 - + 7,28
	14	8	23,5	+ 6,05 - + 6,25
laag b	15D	8	20	+ 5,03 - + 5,23

Met behulp van de boorbeschrijving en een visuele beschouwing van de boringen is de binnendijkse kleilaag in twee lagen onderverdeeld.

Laag a c' = 7 kN/m^2 ϕ' = 21^o

Laag b c' = 8 kN/m^2 ϕ' = 20^o

3. buitendijkse grondlagen (zie ook rapport L.G.M.)

Profiel 128 boring 3	monster	c' (kN/m^2)	ϕ' (gr)	Plaats t.o.v. N.A.P. (m)
	1B	2	25,4	+ 7,74 - + 7,94
	1C	7	26	+ 7,41 - + 7,61
klei	2D	8	20	+ 6,51 - + 6,71
	3D	9	19,6	+ 5,65 - + 5,85
	4D	7	26	+ 4,99 - + 5,19
zand	5	2	40	+ 3,83 - + 4,03

De buitendijkse kleilaag is door middel van de volgende c en ϕ-waarden gekarakteriseerd: $c' = 8$ kN/m^2 $\phi' = 23^o$.

4. Voor de zandondergrond geldt $c' = 0$ $\phi' = 35^o$. Bij de bepaling van deze waarde is tevens gebruik gemaakt van door het polderdistrict Maas en Waal ter beschikking gestelde gegevens.

5. Voor de kleiaanvulling is een c' van 4 kN/m^2 en een ϕ' van 24^o aangehouden.

6. Voor de zandaanvulling is een c' van 0 en een ϕ' van 30^o aangehouden.

7. Voor het monument is boven het funderingsniveau (N.A.P. + 7,60 m) in de stabiliteitsberekeningen geen c' en ϕ' waarde ingevoerd.

3. Volumieke massa's (ρ)

De volumieke massa van de verschillende grondsoorten is door het L.G.M. bepaald.
De aangehouden schematisaties zijn dezelfde als bij 2.

3.a. dijklichaam en ondergrond

Profiel 128 boring 1	monster	ρ t/m^3	Plaats t.o.v. N.A.P. (m)
	24	1,85	+ 11,20 - + 11,40
a	25	1,87	+ 10,50 - + 10,70
	26A	2,12	+ 9,65 - + 9,85
	26B	2,02	+ 9,26 - + 9,45
	27A	1,92	+ 8,85 - + 8,90
	27B	1,87	+ 8,80 - + 8,85
	27C	2,00	+ 8,15 - + 8,20
	27D	1,97	+ 8,10 - + 8,85
b	28A	1,97	+ 7,92 - + 7,97
	28B	1,99	+ 7,87 - + 7,92
	28C	2,02	+ 7,67 - + 7,87
	28D	2,01	+ 7,46 - + 7,50
	28E	2,00	+ 7,42 - + 7,46
	28F	1,99	+ 7,25 - + 7,42

keuze bovenste kleilaag $\rho = 1,9$ a
middelste kleilaag $\rho = 2,0$ b
onderste kleilaag $\rho = 2,0$
zandondergrond $\rho = 2,0$ volgens gegevens binnendijks

De buitendijkse kleilaag is door middel van de volgende c en ϕ-waarden gekarakteriseerd: c' = 8 kN/m^2 ϕ' = 23^o.

4. Voor de zandondergrond geldt c' = 0 ϕ' = 35^o. Bij de bepaling van deze waarde is tevens gebruik gemaakt van door het polderdistrict Maas en Waal ter beschikking gestelde gegevens.
5. Voor de kleiaanvulling is een c' van 4 kN/m^2 en een ϕ' van 24^o aangehouden.
6. Voor de zandaanvulling is een c' van 0 en een ϕ' van 30^o aangehouden.
7. Voor het monument is boven het funderingsniveau (N.A.P. + 7,60 m) in de stabiliteitsberekeningen geen c' en ϕ' waarde ingevoerd.

3. Volumieke massa's (ρ)

De volumieke massa van de verschillende grondsoorten is door het L.G.M. bepaald.
De aangehouden schematisaties zijn dezelfde als bij 2.

3.a. dijklichaam en ondergrond

Profiel 128 boring 1	monster	ρ t/m^3	Plaats t.o.v. N.A.P. (m)
	24	1,85	+ 11,20 - + 11,40
a	25	1,87	+ 10,50 - + 10,70
	26A	2,12	+ 9,65 - + 9,85
	26B	2,02	+ 9,26 - + 9,45
	27A	1,92	+ 8,85 - + 8,90
	27B	1,87	+ 8,80 - + 8,85
	27C	2,00	+ 8,15 - + 8,20
	27D	1,97	+ 8,10 - + 8,85
b	28A	1,97	+ 7,92 - + 7,97
	28B	1,99	+ 7,87 - + 7,92
	28C	2,02	+ 7,67 - + 7,87
	28D	2,01	+ 7,46 - + 7,50
	28E	2,00	+ 7,42 - + 7,46
	28F	1,99	+ 7,25 - + 7,42

keuze bovenste kleilaag ρ = 1,9 a
middelste kleilaag ρ = 2,0 b
onderste kleilaag ρ = 2,0
zandondergrond ρ = 2,0 volgens gegevens binnendijks

De buitendijkse kleilaag is door middel van de volgende c en ϕ-waarden gekarakteriseerd: c' = 8 kN/m^2 ϕ' = 23^o.

4. Voor de zandondergrond geldt c' = 0 ϕ' = 35^o. Bij de bepaling van deze waarde is tevens gebruik gemaakt van door het polderdistrict Maas en Waal ter beschikking gestelde gegevens.

5. Voor de kleiaanvulling is een c' van 4 kN/m^2 en een ϕ' van 24^o aangehouden.

6. Voor de zandaanvulling is een c' van 0 en een ϕ' van 30^o aangehouden.

7. Voor het monument is boven het funderingsniveau (N.A.P. + 7,60 m) in de stabiliteitsberekeningen geen c' en ϕ' waarde ingevoerd.

3. Volumieke massa's (ρ)

De volumieke massa van de verschillende grondsoorten is door het L.G.M. bepaald.
De aangehouden schematisaties zijn dezelfde als bij 2.

3.a. dijklichaam en ondergrond

Profiel 128 boring 1	monster	ρ t/m^3	Plaats t.o.v. N.A.P. (m)
	24	1,85	+ 11,20 - + 11,40
a	25	1,87	+ 10,50 - + 10,70
	26A	2,12	+ 9,65 - + 9,85
	26B	2,02	+ 9,26 - + 9,45
	27A	1,92	+ 8,85 - + 8,90
	27B	1,87	+ 8,80 - + 8,85
	27C	2,00	+ 8,15 - + 8,20
	27D	1,97	+ 8,10 - + 8,85
b	28A	1,97	+ 7,92 - + 7,97
	28B	1,99	+ 7,87 - + 7,92
	28C	2,02	+ 7,67 - + 7,87
	28D	2,01	+ 7,46 - + 7,50
	28E	2,00	+ 7,42 - + 7,46
	28F	1,99	+ 7,25 - + 7,42

keuze bovenste kleilaag ρ = 1,9 a
middelste kleilaag ρ = 2,0 b
onderste kleilaag ρ = 2,0
zandondergrond ρ = 2,0 volgens gegevens binnendijks

3.b. binnendijkse grondlagen

Profiel 128 boring 2	monster	ρ (t/m^3)	Plaats t.o.v. N.A.P. (m)
	12	1,89	+ 8,10 - + 8,30
	13D	1,96	+ 7,08 - + 7,28
	13A	1,93	+ 6,92 - + 6,97
	13B	1,93	+ 6,87 - + 6,92
	13C	1,92	+ 6,82 - + 6,87
	14	1,92	+ 6,05 - + 6,25
	15D	1,96	+ 5,03 - + 5,23
	15A	2,0	+ 4,98 - + 5,03
	15B	2,0	+ 4,93 - + 4,98
	15C	2,11	+ 4,88 - + 4,93

keuze ρ klei 1,95
ρ zandondergrond 2,0

3.c. buitendijkse grondlagen

Profiel 128 boring 3	monster	ρ (t/m^3)	Plaats t.o.v. N.A.P. (m)
	1A	1,81	+ 7,94 - + 7,99
	1B	1,72	+ 7,74 - + 7,94
	1C	1,82	+ 7,41 - + 7,61
	2A	1,81	+ 6,96 - + 7,01
	2B	1,88	+ 6,91 - + 6,96
	2C	1,88	+ 6,86 - + 6,91
	2D	1,82	+ 6,51 - + 6,71
	3A	1,78	+ 5,95 - + 6,00
	3B	1,73	+ 5,90 - + 5,95
	3C	1,76	+ 5,85 - + 5,95
	3D	1,82	+ 5,65 - + 5,85
	4D	1,99	+ 4,99 - + 5,19
	4A	1,99	+ 4,94 - + 4,99
	4B	2,04	+ 4,89 - + 4,94
	4C	2,06	+ 4,84 - + 4,89
	5	2,02	+ 3,83 - + 4,03

keuze ρ klei 1,8
ρ zandondergrond 2,0

3.d. Voor de kleiaanvulling is een volumieke massa ρ van 1,7 t/m^3 aangehouden.

3.e. Voor de zandaanvulling is een volumieke massa ρ van 1,8 t/m^3 aangehouden.

3.f. Ter plaatse van het monument is boven het funderingsniveau (N.A.P. + 7,60 m) in de stabiliteitsberekeningen een belasting ingevoerd van 20 kN/m^2.
Deze belasting is bepaald door het gewicht van het dak, de funderingsmuren en een grondlaag onder de vloeren die reikt van funderingsniveau (N.A.P. + 7,60 m) tot N.A.P. + 8,20 à 8,40 m in beschouwing te nemen.

4. Grondeigenschappen onder het monument.

De opbouw en samenstelling - evenals de doorlatendheid en de wrijvingseigenschappen - van de grondlagen onder het monument zijn onder funderingsniveau gelijk gesteld aan de gegevens welke door middel van een boring naast het monument werden verkregen. Hiermee kan in verband met de opdracht van de commissie worden volstaan. Bij het maken van een definitief ontwerp voor de betreffende dijkverbetering dient de situatie onder het monument aan de hand van verder onderzoek te worden geverifieerd.

IX. Literatuur:

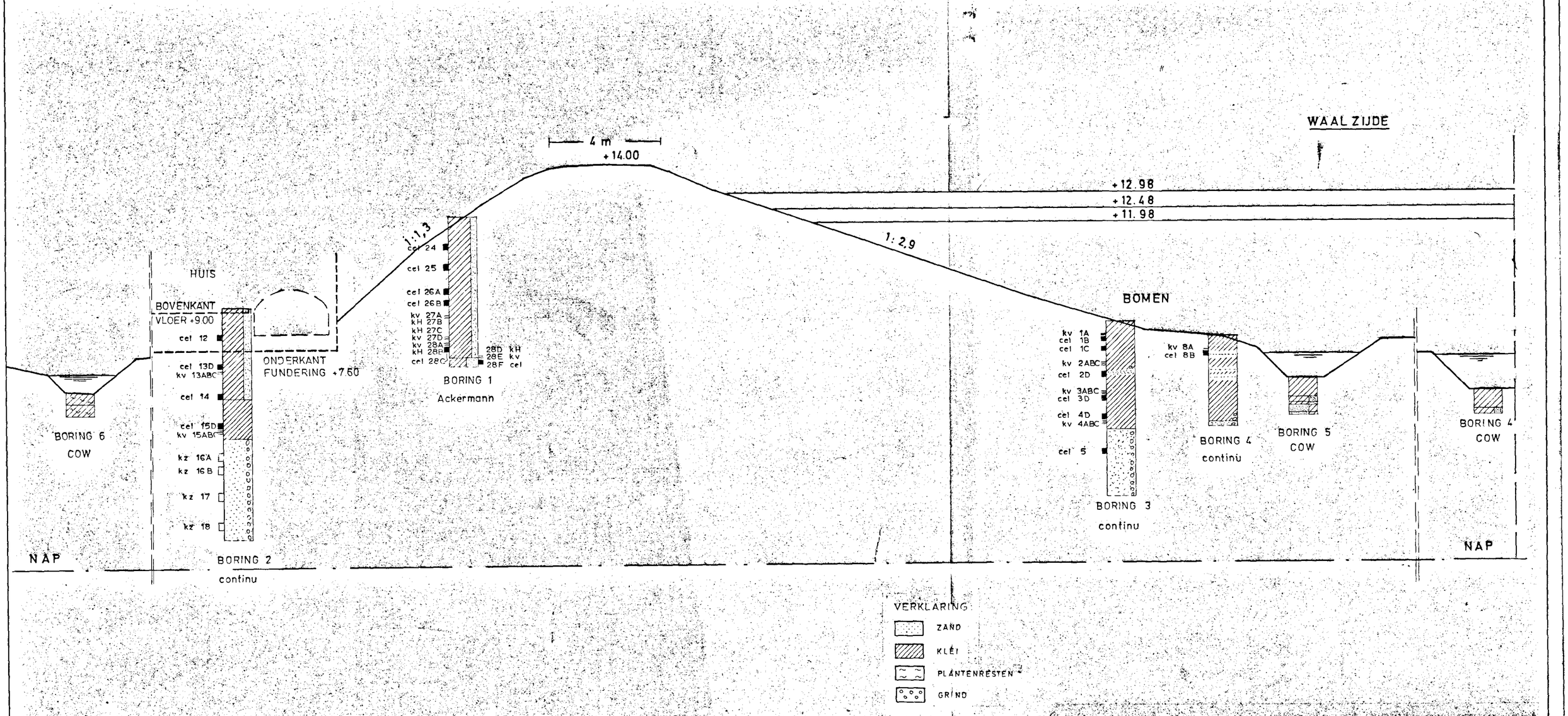
I. Technische Adviescommissie voor de Waterkeringen:
Golfoploop en Golfoverslag (1972).

II. Technische Adviescommissie voor de Waterkeringen:
Leidraad voor constructie en beheer van vloeistofleidingen in en nabij waterkeringen (1971).

III. W.J. Turnbull and C.I. Mansur:
Investigation of underseepage - Mississippi river levees
Transactions of A.S.C.E. no 126 (1961).

IV. F.J. van Duren:
Glijvlakberekeningen
Rapport L.G.M., HL-78F-I.

V. Dr. ir. A. Verruijt:
Theory of groundwaterflow (1970).

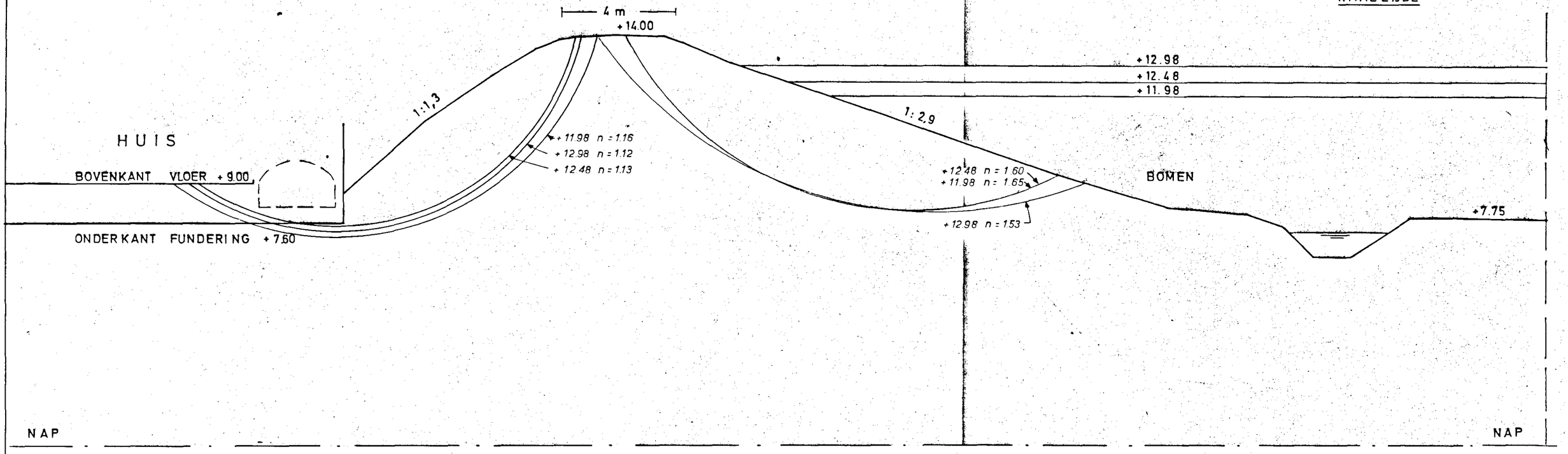


GRONDONDERZOEK
WAAL - WINSSEN

CENTRUM VOOR ONDERZOEK WATERKERINGEN

gem	get	gez
	VDL 3-76	

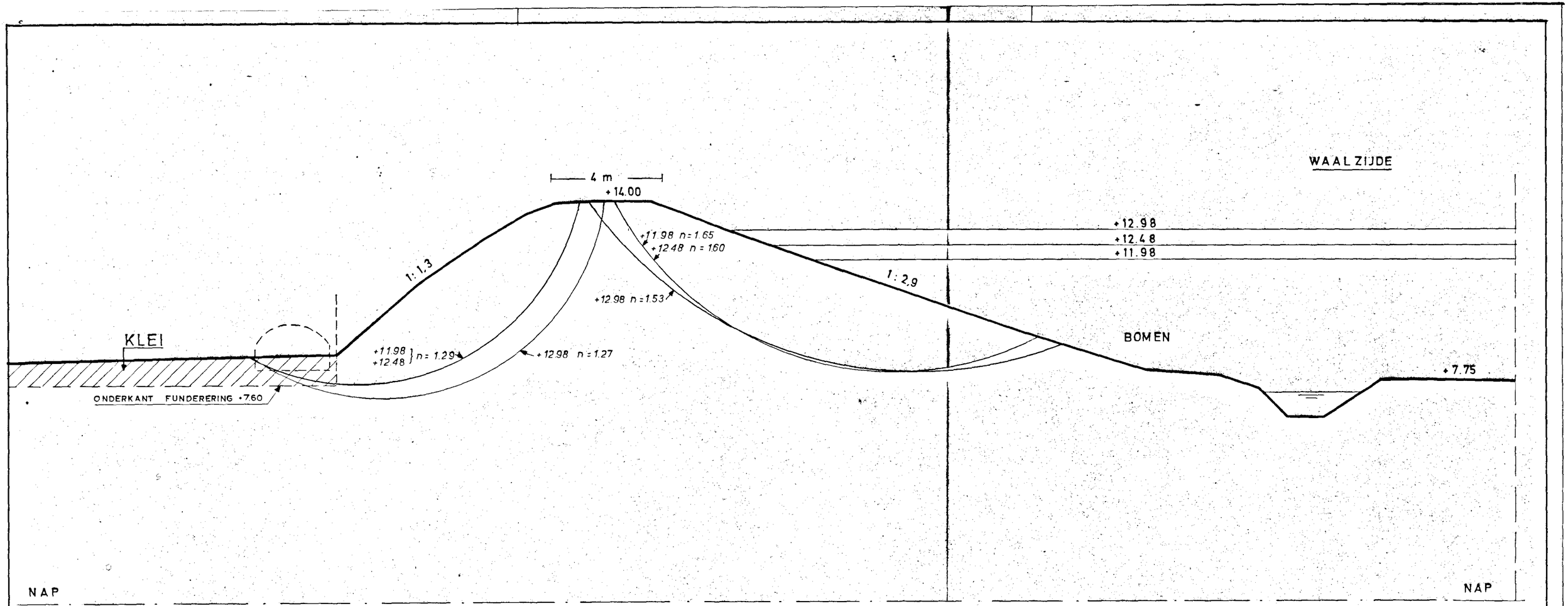
BIJLAGE 10.1
SCHAAL 1:100
3Z
WERKNR A-75.076
TEK NR 76 222



HOOGTE T.O.V. NAP IN M.

STABILITEITSONDERZOEK

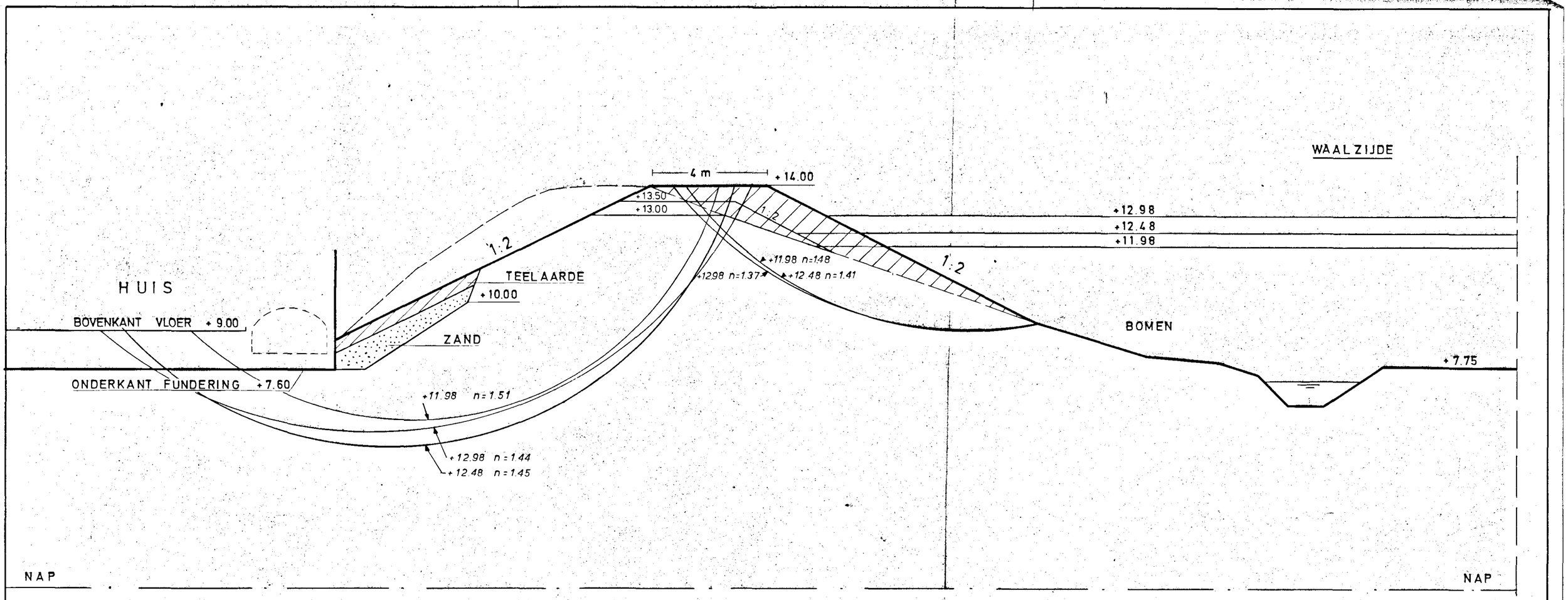
BESTAAND PROFIEL WAAL - WINSSEN				BIJLAGE 11.1	
				SCHAAL 1:100	
CENTRUM VOOR ONDERZOEK WATERKERINGEN	gem	get l.s. 2-76	gez	3Z	WERKNR A-75.076 TEK NR 76218



STABILITEITSONDERZOEK

ONTWERPPROFIEL A WAAL - WINSSEN				BIJLAGE 11.2
				SCHAAL 1:100
CENTRUM VOOR ONDERZOEK WATERKERINGEN	gem	get I.s. 2-76	gez	3Z WERKNR A-75.076 TEK. NR. 75.219

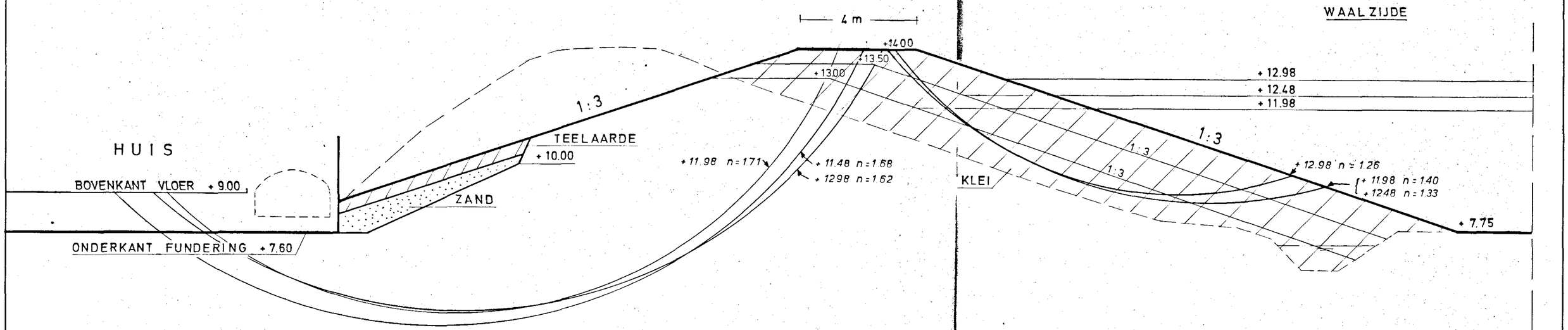
HOOGTE T.O.V. NAP IN M.



HOOGTE T.O.V. NAP IN M.

STABILITEITSONDERZOEK

ONTWERPPROFIEL B WAAL – WINSSEN				BIJLAGE 11.3	
				SCHAAL 1:100	
CENTRUM VOOR ONDERZOEK WATERKERINGEN	gem	get l.s. 2-76	gez	3Z	WERKNR A-75.076 TEK. NR 76.220



HOOGTE T.O.V. NAP IN M.

STABILITEITS ONDERZOEK

ONTWERPPROFIEL C WAAL – WINSSEN					BIJLAGE 11.4
					SCHAAL 1:100
CENTRUM VOOR ONDERZOEK WATERKERINGEN	gem	get	gez	3Z	WERKNR A-75.076 TEK NR 76.221
		l.s. 4-76			



laboratorium voor grondmechanica delft
delft soil mechanics laboratory

STABILITEITSBEREKENINGEN

WAALBANDIJK

NABIJ WINSSEN

laboratorium voor grondmechanica delft

stichting waterbouwkundig laboratorium

postbus 69, 2600 AB delft
stieltjesweg 2, delft
telefoon 015-569223
telex: 33326 solab nl
postgiro: 234342
bank: mees en hope nv delft
rek.nr. 25.92.35.911

STABILITEITSBEREKENINGEN

WAALBANDIJK

NABIJ WINSSEN

("Huis met de zonnewijzer")

CO-232290/38

Lijst van bijlagen:

A	Algemene legenda
B	Algemene legenda grondaanduiding
P1	Situatie
D1	Onderzoekprofiel
B1 t/m B4	Boorprofielen
F1 t/m F4	Foto's boringen
L1	Overzicht monsterbeproeving
L2A	Resultaten doorlatendheidsproeven vertikaal op samenhangende grond
L2B	Resultaten doorlatendheidsproeven horizontaal op samenhangende grond
L3	Resultaten celproeven
L4	Resultaten doorlatendheidsproeven op zand
Z1 t/m Z4	Korrelverdelingsdiagrammen zandmonsters
C1 t/m C9	Celproeven
G1 t/m G7	Glijvlakberekeningen ontwerpprofiel A
G8 t/m G14	Glijvlakberekeningen bestaande toestand
G15 t/m G22	Glijvlakberekeningen ontwerpprofiel B
G23 t/m G28	Glijvlakberekeningen ontwerpprofiel C

Inleiding

In opdracht van het Centrum voor Onderzoek Waterkeringen te Den Haag (COW) is door het Laboratorium voor Grondmechanica te Delft (LGM) een grondmechanisch onderzoek uitgevoerd aan een profiel van de zuidelijke Waalbandijk nabij Winssen.

Het te onderzoeken profiel (hm 127,330) werd aangewezen door het COW, en is als dwarsprofiel 162 aangegeven op de situatietekening P1.
Het dwarsprofiel zelf is in contouren weergegeven op bijlage D1. Het profiel loopt langs de oostgevel van een historisch waardevol pand ("Huis met de zonnewijzer") dat men bij een eventuele dijkverzwaring wil sparen. De contouren van het onderste deel van dit huis zijn eveneens aangegeven. De onderkant van de fundering ligt op ca NAP + 7,60 m. Het dwarsprofiel is overgenomen van tekening nr. A 3970 (januari 1964) van de Provinciale Waterstaat van Gelderland.

In eerste instantie zou de mate van stabiliteit van het bestaande profiel moeten worden berekend; zou daaruit blijken dat het waterkerend vermogen van de dijk niet in alle opzichten aan de gestelde eisen voldoet, dan moesten zodanige verbeteringsplannen worden opgesteld dat wel aan die eisen zou worden voldaan onder handhaving van het huis.
De door te rekenen verbeterde profielen zijn door het COW opgesteld.

Terreinonderzoek

In overleg met het COW zijn vier boringen uitgevoerd en op twee plaatsen peilbuizen in het diepere zand geplaatst.
In het dwarsprofiel van bijlage D1 zijn de boorresultaten ingetekend. Boring 1 is uitgevoerd als Ackermann-boring omdat op die plaats de uitvoering van een Begemann-boring 66 mm zonder

kostbare maatregelen niet mogelijk was. De boring bestaat uit kort achter elkaar gestoken monsters van 66 mm diameter, zodat proeven op ongeroerde monsters mogelijk waren. De overige boringen zijn wel als Begemann-boringen uitgevoerd.
De plaatsen en de maaiveldhoogten van de boringen, die iets terzijde van het meetprofiel liggen, zijn door het COW bepaald.
De Ackermann-boring is uitgevoerd door het Grondbedrijf H. Haitjema & Zn. B.V. te Dedemsvaart.

Na het uitnemen van de monsters voor verdere beproeving zijn de overblijvende delen van de boorstrangen overlangs doorgesneden en gefotografeerd. De bijlagen F1A en F2 t/m F4 bevatten deze foto's. De foto van bijlage F1 toont de oorspronkelijke staat van de Ackermann-resultaten vóór het uitnemen van monsters en het doorsnijden.
Op de overige foto's zijn op de lege plaatsen de soort proef aangegeven die op het uitgenomen stuk is verricht.

De beschreven boringen zijn behalve in het profiel ook apart weergegeven op de bijlagen B1 t/m B4.

Monsteronderzoek

Het uitzoeken van de monsters en het bepalen van de soort proeven die daarop is verricht, is in overleg met het COW geschied.
Op de bijlage L1 is een overzicht gegeven van alle monsters, waarop proeven zijn verricht.
Bovendien zijn op verschillende plaatsen uit de boorstrangen volumegewichten bepaald; deze gegevens zijn op de bijlagen B1 t/m B4 bijgeschreven aan de linkerzijde van de boorprofielen.

grondmonsters bij enkele zand-lagen en ingekalde boring CO zonder.

In totaal zijn de volgende proeven verricht:

21 vertikale doorlatendheidsproeven op samenhangende grond
4 horizontale doorlatendheidsproeven op samenhangende grond
4 doorlatendheidsproeven op zand
15 celproeven
4 zeefanalyses van zand
32 volumegewichten

Bij samenhangende grond (klei en veen) is de doorlatendheid afhankelijk van de bovenbelasting; de proeven zijn daarom uitgevoerd bij drie verschillende vertikale belastingen op het monster. Behalve de k-waarde (doorlatendheid) is uit de vertikale doorlatendheidsproeven ook de consolidatieconstante c_v afgeleid.

Bij niet-samenhangende grond (zand) is de doorlatendheid afhankelijk van de dichtheid of pakking van het zand, en niet van de bovenbelasting; de zanddoorlatendheid is daarom bepaald bij drie verschillende pakkingsdichtheden: een zo los mogelijke, een middelmatige en een zo dicht mogelijke.

De celproeven zijn uitgevoerd als zogenaamde geconsolideerde proeven; daarbij worden de wrijvingsgrootheden c' (cohesie) en ϕ' (hoek van inwendige wrijving) in geconsolideerde toestand van het monster bepaald.

De resultaten van de doorlatendheidsproeven zijn verzameld op de bijlagen L2a, L2b en L4; de korrelverdelingsdiagrammen van de zandmonsters op de bijlagen Z1 t/m Z4; de uitgetekende celproefresultaten op de bijlagen C1 t/m 9 en de berekende wrijvingswaarden op bijlage L3.

Waterspanningen

Nabij boring 2 zijn drie peilbuizen geplaatst met de filters op respektievelijk 3,5 m, 5,3 m en 9,5 m beneden maaiveld, of

Zie tekening D-1

3,90 −0,30

ca 5,65 m + NAP, ~~2,35~~ m + NAP en ~~1,85~~ m + NAP. In een later stadium van het onderzoek is het filter van de diepste peilbuis 4 m dieper weggedrukt, voornamelijk om te kunnen nagaan of het verloop van de waterspanning in het zand met de diepte af zou wijken van een hydrostatisch verloop.
Ongeveer 22 m verder landinwaarts vanaf boring 2 is nog een vierde peilbuis geplaatst met het filter op 5,5 m - m.v. = 1,90 m + NAP. Uit de waarnemingen van deze peilbuis kan het verloop van de waterdruk in het zand worden vastgesteld vanaf de rivier landinwaarts. Daar deze peilbuis vlak naast een sloot is geplaatst, kan tevens worden nagegaan of het waterpeil in de sloot als een randvoorwaarde kan worden beschouwd, of dat dit slootpeil geen invloed heeft op de waterdrukverdeling.

De peilbuiswaarnemingen zijn door het COW verzorgd; ook de verdere verwerking daarvan in analogonmetingen is door het COW geschied. Deze analogonmetingen zijn uitgevoerd voor drie standen van het rivierwater: maatgevend hoogwater, maatgevend hoogwater minus 0,5 m en maatgevend hoogwater minus 1,0 m. Deze metingen zijn het LGM verstrekt in de vorm van een potentiaallijnenbeeld; zij zijn door het LGM gebruikt bij de glijvlakberekeningen ter bepaling van de stabiliteit van de dijk.
Volgens de nog bestaande normen is maatgevend hoogwater (MHW) voor dit profiel vastgesteld op 12,98 m + NAP.

Resultaten grondonderzoek

De boringen geven een tamelijk homogene kleideklaag van het terrein aan met een dikte van ca 3 meter in het voorland, en een dikte van ca 4,5 m direkt achter de teen van de dijk.
Deze grotere dikte achter de dijk is een gevolg van de hogere ligging van het maaiveld ter plaatse; de maaiveldhoogte loopt landinwaarts langzaam af.

De onderkant van de kleilaag ligt op een vrijwel constante hoogte van 4,8 m + NAP.
Ook de dijk zelf geeft een vrij homogene indruk, voor zover althans op de enige boring nr. 1 kan worden afgegaan; de indruk bestaat dat de dijkspecie is ontleend aan de kleideklaag: de volumieke massa's komen nagenoeg overeen. Zij zijn kenmerkend voor rivierklei: 1,8 tot 2,0 t/m^3.

Beneden de kleideklaag komt middelgrof tot grof zand voor met plaatselijk grind. Dit pakket is volgens geologische gegevens ca 50 m dik.

De doorlatendheidsproeven op klei zijn bij drie verschillende waarden voor de bovenbelasting uitgevoerd; de middelste belasting komt ongeveer overeen met de huidige terreinbelasting.
Bij het verwerken van de resultaten van de doorlatendheidsproeven op zand kan in het algemeen het beste worden uitgegaan van de gemeten waarde bij de middelmatige pakking.

De gemeten doorlatendheden zijn normaal voor de aangetroffen grondsoorten. Hetzelfde geldt voor de wrijvingsgrootheden.

Glijvlakberekeningen

Voor alle berekeningen verstrekte het COW zowel de doorsnede van de dijk in contouren met laagverdeling, als de toe te passen eigenschappen van de lagen: volumieke massa ρ en wrijvingswaarden c' en ϕ', afgeleid uit de proefresultaten.
Daarnaast overlegde het COW de potentiaallijnenbeelden, afgeleid uit de reeds genoemde analogonmetingen. De werkzaamheden van het LGM hebben in hoofdzaak bestaan uit het combineren van het door te rekenen profiel met het daarbij opgegeven potentiaallijnenbeeld. Daarbij werd gebruik gemaakt van het feit dat het toegepaste computerrekenprogramma van het LGM "STABIL" voor het

invoeren van een niet-hydrostatische waterdrukverdeling onder andere de mogelijkheid van een op te geven driehoeksnet van waterdrukken bezit.

Een opmerking moet worden gemaakt bij de berekeningen die zijn gemaakt voor die profielen die het huis snijden. De in te voeren wrijvingseigenschappen voor het huis zijn een punt van overleg geweest tussen het COW en het LGM.
In de muren van het oude huis zitten aan alle zijden scheuren; hoewel de funderingen niet ontgraven zijn voor een inspectie, kan worden aangenomen dat die scheuren zich tot in de gemetselde funderingen voortzetten. Het is daarmede de vraag of deze muren een aanmerkelijke weerstand zouden kunnen bieden bij een glijvlak dat het huis zou willen snijden. Anderzijds zal een potentieel glijvlak zich vermoedelijk zo ontwikkelen, dat het zoveel mogelijk tussen de funderingen door loopt.
Daarom zijn twee veronderstellingen gedaan:

I : het huis biedt totaal geen weerstand (buiten het eigen gewicht), ofwel $c' = \phi' = 0$. eenheden !

II: het huis bezit nog enige samenhang in de vorm van een cohesie gelijk aan $c' = 0{,}07$ ~~kg/cm²~~ en $\phi' = 0$.

niet in COW rapport opgenomen

of eenheden aanhouden kPa.

Deze twee veronderstellingen zijn in voorkomende gevallen steeds als respektievelijk geval I en geval II doorgerekend. In beide gevallen is wel het (geschatte) gewicht van het huis ingevoerd in de vorm van een materiaallaag met een omgerekende volumieke massa.

De uitgevoerde berekeningen zullen hierna achtereenvolgens in het kort worden toegelicht aan de hand van de bijlagen G1 t/m G28.

De berekeningen zijn door het LGM uitgevoerd in de volgorde zoals zij door het COW werden opgegeven; zij werden achtereenvolgens genummerd als G1, G2 enz. Deze zelfde volgorde is in dit rapport aangehouden.
In het door het COW uitgebrachte eindrapport is een andere volgorde gebruikt; bovendien blijkt een aantal berekeningen (zoals b.v. met voorlopige gegevens of varianten in de waterdrukverdeling) niet te zijn gebruikt bij de conclusies.
In dit rapport zal daarom bij elke berekening worden aangegeven op welke tabel in het COW-rapport hij betrekking heeft, óf in voorkomende gevallen dat hij niet in dat rapport is besproken.
Aan het eind van dit rapport is een "omgekeerde" tabel gegeven waarin kan worden opgezocht welke LGM-berekening betrekking heeft op een vermeld resultaat in het COW-rapport.

Ontwerpprofiel A

G1, G2, G3

De berekeningen betreffen het COW-ontwerpprofiel A (zie bijlage 5 van het COW-rapport). Daarbij is het huis verwijderd gedacht en de uitgegraven funderingsput weer aangevuld met klei tot maaiveldhoogte. Het bestaande profiel van de dijk zelf is gehandhaafd.
Het rivierpeil is in de drie berekeningen respectievelijk N.A.P. + 12,98 m (= M.H.W.), N.A.P. + 12,48 m (M.H.W. - 0,5 m), en N.A.P. + 11,98 m (M.H.W. - 1,0 m). Berekend is de stabiliteit van het binnentalud (polderzijde).
Bij elk van de drie buitenwaterstanden behoort een analogonmeting, door het COW genummerd resp. meting 2A, 2B en 2C.
Op elk der bijlagen is het voor dat geval maatgevende glijvlak getekend, met de berekende waarde van de minimum evenwichtsfactor bijgeschreven. Het middelpunt van de maatgevende cirkel is omgeven door nog een aantal middelpunten van eveneens doorgerekende cirkels. Bij elk middelpunt zijn cirkels met verschillende stralen berekend, aangegeven met R1, R2, R3 enz.

Bij elk middelpunt is de laagste van de berekende evenwichtsfaktoren bijbeschreven van de cirkels behorende bij dat middelpunt. Uit deze getallen kan worden afgeleid hoe gevoelig de evenwichtsfactor is voor andere liggingen van de glijcirkel.

De bepaalde minimum evenwichtsfactoren voor de berekeningen G1 t/m G3 bedragen respectievelijk 1,270 - 1,289 en 1,287. Er treedt hier de onregelmatigheid op, dat de laagste buitenwaterstand niet de hoogste evenwichtsfactor oplevert : 1,287 tegenover 1,289.
Hiervoor zijn verschillende oorzaken aan te geven.
In de eerste plaats is de evenwichtsfactor veel lager dan de gewenste grootte, waarmede dit profiel als onvoldoende moet worden gekenmerkt. Het had derhalve weinig zin door een verdere verfijning in de straallengte en in de verschuiving van het middelpunt het "absolute" minimum te berekenen; deze kosten konden worden bespaard.
In de tweede plaats zullen ongetwijfeld kleine onregelmatigheden zijn ingeslopen in het omzetten van de analogonmeting in een potentiaallijnenbeeld, en de omzetting daarvan in een driehoeksnet van waterspanningen: beide omzettingen zijn benaderingen.

Hieruit volgt wel dat de uitkomsten zeker niet tot in de derde decimaal beoordeeld mogen worden.
Verder volgt uit de drie berekeningen dat een verlaging van het buitenpeil met 1 meter minder invloed heeft op de stabiliteit dan men op het eerste gezicht zou denken. In het COW-rapport wordt hierop nader ingegaan. De berekeningen zijn gebruikt in de tabel op blz. 13.

G4

Dit is een herhaling van berekening G2 (met een iets gewijzigd binnentalud, buitenpeil M.H.W. - 0,5 m), echter gecombineerd met een analogonmeting nr. 4, waarbij een gunstiger verhouding is aangenomen in de onderlinge waterdoorlatendheden van de verschillende grondlagen. In het COW-rapport is de berekening niet gebruikt. De berekende evenwichtsfactor is 1,481.

G5

Berekend is de stabiliteit van het buitentalud (rivierzijde) van het profiel A. Daarbij is verondersteld dat het buitenpeil zeer snel daalt van M.H.W. tot N.A.P. + 10,30 m; een val van 2,68 m. Verder is verondersteld dat de waterspanningen in de dijk en in de ondergrond zich geheel hebben aangepast aan M.H.W., en ook na de val van het buitenwater deze hoogte hebben behouden: een zeer ongunstige, en in feite onbestaanbare, aanname (W.L.1.).
Op bijlage G5 is deze berekening gecombineerd met een tweede, waarbij het buitenwater slechts was gestegen tot N.A.P. + 12,48 m (M.H.W.- 0,5 m) met eveneens een val naar N.A.P. + 10,30 m (een val van 2,18 m). Dit is berekening W.L.2.
Voor beide gevallen werd dezelfde minimum cirkel gevonden; de evenwichtsfactoren zijn respectievelijk 1,538 en 1,607, derhalve ruim voldoende. 17-1-1 17-1-2
In het COW-rapport zijn deze twee resultaten te vinden in de eerste tabel op blz. 17, de eerste twee getallen.

G6

Deze berekening is analoog met berekening G4, echter met een buitenwaterstand van N.A.P. + 11,98 m. Ook deze berekening is niet in het COW-rapport gebruikt.

G7

De grondslag is dezelfde als die van G5; nu is echter de stabiliteit van het buitentalud berekend indien een val optreedt van het rivierpeil van N.A.P. + 11,98 m naar N.A.P. + 10,30 m. De berekende evenwichtsfactor bedraagt 1,652. Voor de waterdrukverdeling is, evenals bij G6, de COW-analogonmeting 6 gebruikt. Deze berekening sluit aan bij de twee van G5; het resultaat vormt dan ook het derde getal uit de eerste tabel op blz. 17 van het COW-rapport. 17-1-3

Bestaande toestand

G8

Deze bijlage bevat twee berekeningen van het binnentalud in de bestaande toestand bij het huis. Zoals reeds is vermeld zijn voor de in te voeren wrijvingswaarden voor het huis twee verschillende veronderstellingen gedaan: in het geval I is aangenomen dat het huis geen enkele weerstand biedt bij een mogelijke afschuiving, en in geval II is nog enige cohesie (0,07 kg/cm^2) verondersteld. In het COW-rapport zijn de conclusies getrokken uit uitsluitend de berekende gevallen I. Geval II is niet gebruikt.
Voor de waterdrukverdeling werd een analogonmeting 8 verstrekt, behorend bij een buitenwaterstand van M.H.W. = N.A.P. + 12,98 m. Dit is een meting met gunstiger verhouding van de doorlatendheden van dijk en ondergrond, analoog met analogonmeting 4.
De uitkomsten F = 1,140 voor geval I en F = 1,321 voor geval II zijn evenmin als die van G4 en G6 in het COW-rapport gebruikt. Zij zijn vervangen door berekening G10.

G9

Het berekende profiel is gelijk aan dat van G8; nu is het buitentalud berekend bij een val van het buitenwater van N.A.P. + 12,98 m naar N.A.P. + 10,30 m, analoog met berekening G5. De veronderstellingen omtrent de waterspanningen na deze val zijn gelijk aan die welke beschreven zijn bij berekening G5. Deze waterspanningen zijn gegrond op analogonmeting 7 (zie ook G8) die later is vervangen door een minder gunstige veronderstelling.
De uitkomst F = 1.534 is dan ook voor het COW-rapport niet gebruikt.

G10

Deze berekening vervangt G8; hier is de wat ongunstiger analogonmeting 7A toegepast. Ook het talud tegen het huis is iets ongunstiger, namelijk het steilste gedeelte achter het huis.

Het binnentalud is berekend voor de twee gevallen I en II, respectievelijk geen samenhang in het huis, en enige cohesie van 0,07 kg/cm^2. De uitkomsten zijn achtereenvolgens F = 1,116 en F = 1,268. Alleen de eerste uitkomst is gebruikt in het COW-rapport en wel in de eerste tabel op blz. 11, en nogmaals in de tweede tabel op die bladzijde. De ingevoerde buitenwaterstand is M.H.W. = N.A.P. + 12,98 m; de uitkomsten zijn derhalve het eerste getal in beide tabellen.

G11

Dit geval komt overeen met G10; slechts het buitenwater is nu M.H.W. - 0,5 m, of N.A.P. + 12,48 m, met bijbehorende analogonmeting 7B. De uitkomsten zijn: geval I F = 1,131 en geval II F = 1,309. Alleen de eerste uitkomst is als tweede getal opgenomen in de eerste tabel op blz. 11 van het COW-rapport.

G12

Dit geval komt geheel overeen met G11, waarbij alleen de kruin 0,5 m is verlaagd in verband met het eveneens 0,5 m verlaagd gedachte M.H.W., of wel N.A.P. + 12,48 m. Verwacht kan worden dat door het verminderde gewicht in de kruin een hogere evenwichtsfactor wordt berekend.
Deze bedraagt 1,177 voor geval I en 1,416 voor geval II.
Het eerste getal is als tweede getal opgenomen in de tweede tabel op blz. 11 van het COW-rapport.

G13

Maatgevend hoogwater is hier een meter verlaagd t.o.v. het bestaande M.H.W.-peil: N.A.P. + 11,98 m. De bestaande kruinhoogte is gehandhaafd; het profiel is dus gelijk aan dat van G10. De toegepaste analogonmeting is 7C.
De evenwichtsfactor bedraagt voor geval I 1,159 en 1,335 voor geval II.
Het eerste getal is als derde getal vermeld in de eerste tabel op blz. 11 van het COW-rapport.

G14

Deze berekening komt overeen met het vorige, waarbij de kruin nu 1 m is verlaagd.
De berekende evenwichtsfactor bedraagt 1,283 voor geval I. Geval II is niet berekend. Dit getal is als derde getal opgenomen in de tweede tabel op blz. 11 van het COW-rapport.

Ontwerpprofiel B

G15

Nu volgt een serie berekeningen, waarbij een geringe verbetering aan het profiel wordt aangebracht (iets flauwere taluds, een filter aan het polderzijdige talud) onder handhaving van het huis. Zie profiel B, bijlage 6, van het COW-rapport.
Deze berekening G15 gaat verder uit van het oud M.H.W.-peil = N.A.P. + 12,98 m, met een bijbehorende analogonmeting 10A. Ook hier zijn weer twee gevallen onderscheiden wat betreft de weerstand die het huis kan opleveren.
De evenwichtsfactoren zijn 1,438 voor geval I en 1,483 voor geval II. Ook hier is alleen de eerste uitkomst gebruikt in het COW-rapport, en wel als eerste getal in de beide tabellen op blz. 14.

G16

Het profiel van G15 is hier beschouwd op de stabiliteit van het buitentalud na een val van het buitenwater tot N.A.P. + 10,30 m. De waterdrukken zijn eveneens afgeleid uit analogonmeting 10A, waarbij verondersteld is dat deze gehandhaafd blijven in de dijk, ook na de val van het buitenwater; een en ander overeenkomstig de overige berekeningen van het buitentalud, zie b.v. G5.
De berekende evenwichtsfactor van 1,371 is vermeld als eerste getal in de tweede tabel op blz. 17 van het COW-rapport.

G17

Ook deze berekening van het binnentalud gaat uit van het verbeterde ontwerpprofiel B; het buitenwater is gelijk aan M.H.W. - 0,5 m = N.A.P. + 12,48 m.

De kruinhoogte is onveranderd. Analogonmeting 11A is gebruikt.
Voor geval I is de berekende evenwichtsfactor 1,445 en voor geval II is deze 1,501.
De eerste uitkomst is opgenomen als tweede getal in de eerste tabel op blz. 14 van het COW-rapport.

G18

Bij deze berekening is de berekening herhaald met een 0,5 m verlaagde kruin. Alleen geval I is berekend. De uitkomst 1,587 is vermeld als tweede getal in de tweede tabel op blz. 14 van het COW-rapport.

G19

MHW 12,48

Hetzelfde profiel, met oorspronkelijke kruinhoogte, is onderzocht op stabiliteit van het buitentalud bij een val van het rivierpeil naar N.A.P. + 10,30 m. De berekende evenwichtsfactor van 1,410 is vermeld als tweede getal in de tweede tabel op blz. 17 van het COW-rapport.

G20

In deze berekening is wederom hetzelfde profiel berekend op stabiliteit van het binnentalud, bij een buitenwaterpeil van M.H.W. - 1,0 m = N.A.P. + 12,48 m. De gebruikte COW-analogonmeting is 12A.
De berekende evenwichtsfactoren zijn 1,512 voor geval I en 1,569 voor geval II.
Het eerste getal is gebruikt als derde getal in de eerste tabel op blz. 14 van het COW-rapport.

G21

Dit is weer een herhaling van de berekening G20, doch met een verlaging van de kruin met 1,0 m. Alleen geval I is berekend met als uitkomst 1,725. Dit getal is als derde getal opgenomen in de tweede tabel op blz. 14 van het COW-rapport.

G22

De stabiliteit van het buitentalud is berekend van hetzelfde profiel als bij berekening G20, met een val van het buitenwater tot N.A.P. + 10,30 m.
De gevonden evenwichtsfactor van 1,480 is als derde getal vermeld in de tweede tabel op blz. 17 van het COW-rapport.

Ontwerpprofiel C

G23

Met deze berekening begint de laatste serie berekeningen, die gebaseerd is op het ontwerpprofiel C (zie COW-rapport: bijlage 7). Hierbij zijn de hellingen van binnen- en buitentaluds onder 1 : 3 gebracht, zoals gebruikelijk bij rivierdijkverbeteringen. Het huis blijft gehandhaafd; aan de buitenzijde worden de aanwezige bomen opgeofferd aan de veel grotere aanlegbreedte van dit profiel.
Aan de binnenzijde tegen het huis is een filterconstructie noodzakelijk. De toegepaste analogonmeting is nr. 13A van het COW. Deze berekening G23 heeft de evenwichtsfactor voor het binnentalud bepaald bij een rivierpeil van M.H.W. = N.A.P. + 12,98 m. Deze factor bedraagt 1,618 voor geval I en 1,679 voor geval II.
Alleen de eerste uitkomst is in het COW-rapport opgenomen als het eerste getal in de derde tabel op blz. 14.

G24

Hetzelfde profiel is in deze berekening gebruikt voor de bepaling van de evenwichtsfactor van het buitentalud bij een val van het rivierpeil van N.A.P. + 12,98 m naar N.A.P. + 10,30 m.
De berekende evenwichtsfactor van 1,260 is vermeld als eerste getal in de tabel op blz. 18 van het COW-rapport.

G25

In deze berekening is wederom de stabiliteit van het binnentalud berekend, nu bij een rivierpeil van M.H.W. + 0,5 m = N.A.P. + 12,48 m. De bijbehorende analogonmeting is nr. 14A. De bestaande kruinhoogte van de dijk is gehandhaafd.

Voor geval I is de berekende evenwichtsfactor 1,679 en voor geval II 1,752. De eerste uitkomst is vermeld als tweede getal in de derde tabel op blz. 14 van het COW-rapport.

G26

Het buitentalud van hetzelfde profiel is berekend bij een val van het buitenwater van N.A.P. + 12,48 m naar N.A.P. + 10,30 m. De uitkomst van 1,332 is als tweede getal vermeld in de tabel op blz. 18 van het COW-rapport.

G27

Het binnentalud van eveneens hetzelfde profiel C is berekend bij een buitenwaterstand van M.H.W. - 1,0 m = N.A.P. + 11,98 m. De bijbehorende COW-analogonmeting is nr. 15A.
De berekende evenwichtsfactoren zijn 1,711 voor geval I en 1,772 voor geval II. Het eerste getal is gebruikt als derde getal in de derde tabel op blz. 14 van het COW-rapport.

G28

Tenslotte is wederom het buitentalud van dit profiel op stabiliteit berekend bij een val van het buitenwater van N.A.P. + 11,98 m naar N.A.P. + 10,30 m.
De uitkomst van 1,405 is als derde getal vermeld in de tabel op blz. 18 van het COW-rapport.

Verwijstabel COW-rapport/LGM-rapport

COW			LGM				
blz.	tabel nr.	getal nr.	berekening nr.			MHW	Kwaliteit
11	1	1	bi	G10	O	12.90	
		2	bi	G11	O	12,40	14,00
		3	bi	G13	O	11,90	
11	2	1	bi	G10	O	12,90	14,00
		2	bi	G12	O	12,40	13,50
		3	bi	G14	O	11,90	13,00
13	1	1	bi	G1	A	12,90	
		2	bi	G2	A	12,40	14,00
		3	bi	G3	A	11,90	
14	1	1	bi	G15	B	12,90	
		2	bi	G17	B	12,40	14,00
		3	bi	G20	B	11,90	
14	2	1	bi	G15	B	12,90	14,00
		2	bi	G18	B	12,40	13,50 ← of rond 13,00
		3	bi	G21	B	11,90	13,00
14	3	1	bi	G23	C	12,90	
		2	bi	G25	C	12,40	14,00
		3	bi	G27	C	11,90	
17	1	1	bu	G5	O/A	12,90	
		2	bu	G5	O/A	12,40	14,00
		3	bu	G7	O/A	11,90	
17	2	1	bu	G16	B	12,90	
		2	bu	G19	B	12,40	14,00
		3	bu	G22	B	11,90	
18	1	1	bu	G24	C	12,90	
		2	bu	G26	C	12,40	14,00
		3	bu	G28	C	11,90	

Opgesteld door:

ing. F.J. van Duren

▽	MIDDELZWARE SONDERING	INDRINGWEERSTAND 20 a 30 kN ≈ 2 a 3 tf
▽K	" " MET PLAATSELIJKE WRIJVINGSMETING	
▼	ZWARE SONDERING	100 kN ≈ 10 tf
▼K	" " MET PLAATSELIJKE WRIJVINGSMETING	
▼KD	" " MET PLAATSELIJKE WRIJVINGS- EN DICHTHEIDSMETING	
▼H	" " MET HELLINGMETING	
▼KH	" " MET PLAATSELIJKE WRIJVINGS- EN HELLINGMETING	
▼	EXTRA ZWARE SONDERING	170 kN ≈ 17 tf
▼K	" " " MET PLAATSELIJKE WRIJVINGSMETING	
▼H	" " " MET HELLINGMETING	
▼KH	" " " MET PLAATSELIJKE WRIJVINGS- EN HELLINGMETING	
ΔΔ▼	SONDERINGEN VAN DERDEN	

⊖ SPITSMUISBORING INDRINGWEERSTAND 20 a 30 kN ≈ 2 a 3 tf

⊠ BEGEMANNBORING Ø 29 mm (CONTINU GESTOKEN MONSTER) 20 a 100 kN ≈ 2 a 10 tf

○ BORING MET OF ZONDER GEROERDE MONSTERS

⊕ ACKERMANNBORING ZONDER ONGEROERDE MONSTERS

DE 4 BOVENGENOEMDE BORINGEN ZIJN ONDERKENNINGSBORINGEN

■ BEGEMANNBORING Ø 66 mm (CONTINU ONGEROERD MONSTER) 20 a 100 kN ≈ 2 a 10 tf

✦ ACKERMANNBORING MET ONGEROERDE MONSTERS

● PULSBORING

DE 3 BOVENGENOEMDE BORINGEN DIENEN TEVENS VOOR MONSTERONDERZOEK

Ø OPEN PEILBUIS

Ø WATERSPANNINGSMETER (DIV TYPEN)

▭ ZAKBAAK

(0.15) TE VERWACHTEN ZETTINGEN IN m

laboratorium voor grondmechanica delft
telefoon (015) - 56 92 23 telex 33326 solab nl

INGAANDE 1 MAART 1979

gel

gec.

ALGEMENE LEGENDA

BIJL. A

form. A4

Foto's	Tekeningen	Beschrijving
O	O	Opgebrachte grond
T	V V V	Teelaarde, zwarte gr.
Lu		Lutum d.i. uitsluitend .... 0 - 2 µm
K 1 2 3		Klei
M 1 2 3		Mergel
L		Leem
Lö	Lö	Löss
S		Silt ..... 2 - 60 µm
Z 1 2 3		Zand ..... 60 - 200 µm; 200 - 600 µm; 600 - 2000 µm
G 1 2 3		Grind ..... 2 - 6 mm; 6 - 20 mm; 20 - 60 mm
R		Stenen, keien, (R)otsblokken > 60 mm
IJ		(land) - IJsafzetsel m.n. keileem (keiklei)
P	P	Potklei
Pr		Plantenresten
H		Humus
V 1 2 3		Veen
N		Niet nader benoemde (humeuze) slappe grond, modder, e.d.
A		As, sintels
Ho		Hout
B		Brokken, baksteen, puin, e.d.
Co		Concreties
C		Schelpen
W		Water

Hoedanigheid is waar mogelijk aangegeven

fractie

fracties

.... X -... laagjes

.... Y -... stukjes

Samenhangende grond:

1 slap

2 middelmatig slap of stijf

3 stijf

Niet samenhangende grond:

1 fijn

2 middelkorrelig

3 grof

Boorkolommen

Hoofdbestanddelen met hoofdletters ; bijbestanddelen met kleine letters nader onderscheiden aldus :

(..) voor zwak ... houdend of ... ig ,

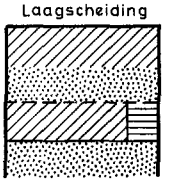
.. voor matig ... houdend of ... ig en

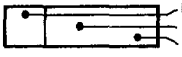
.. voor sterk ... houdend of ... ig.

... houdend indien bepaald d.m.v. fractieanalyse

... ig bij alle andere wijzen van bepaling







Z1 (k) KX — Zand, fijn, zwak kleiig met Kleilaagjes

K 3 z 1 VY — Klei, stijf, fijn zandig met Veenstukjes

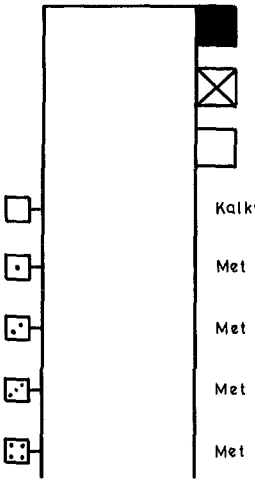
Z 1 s KX VY — Zand, fijn, sterk silthoudend met Kleilaagjes en Veenstukjes

G 1 Z 3 — Grind, fijn , Zand, grof

KX ZX — Afwisselend Zand - en Kleilaagjes

KY — Kleistukje (plaatselijk)

VX — Veenlaagje (plaatselijk)



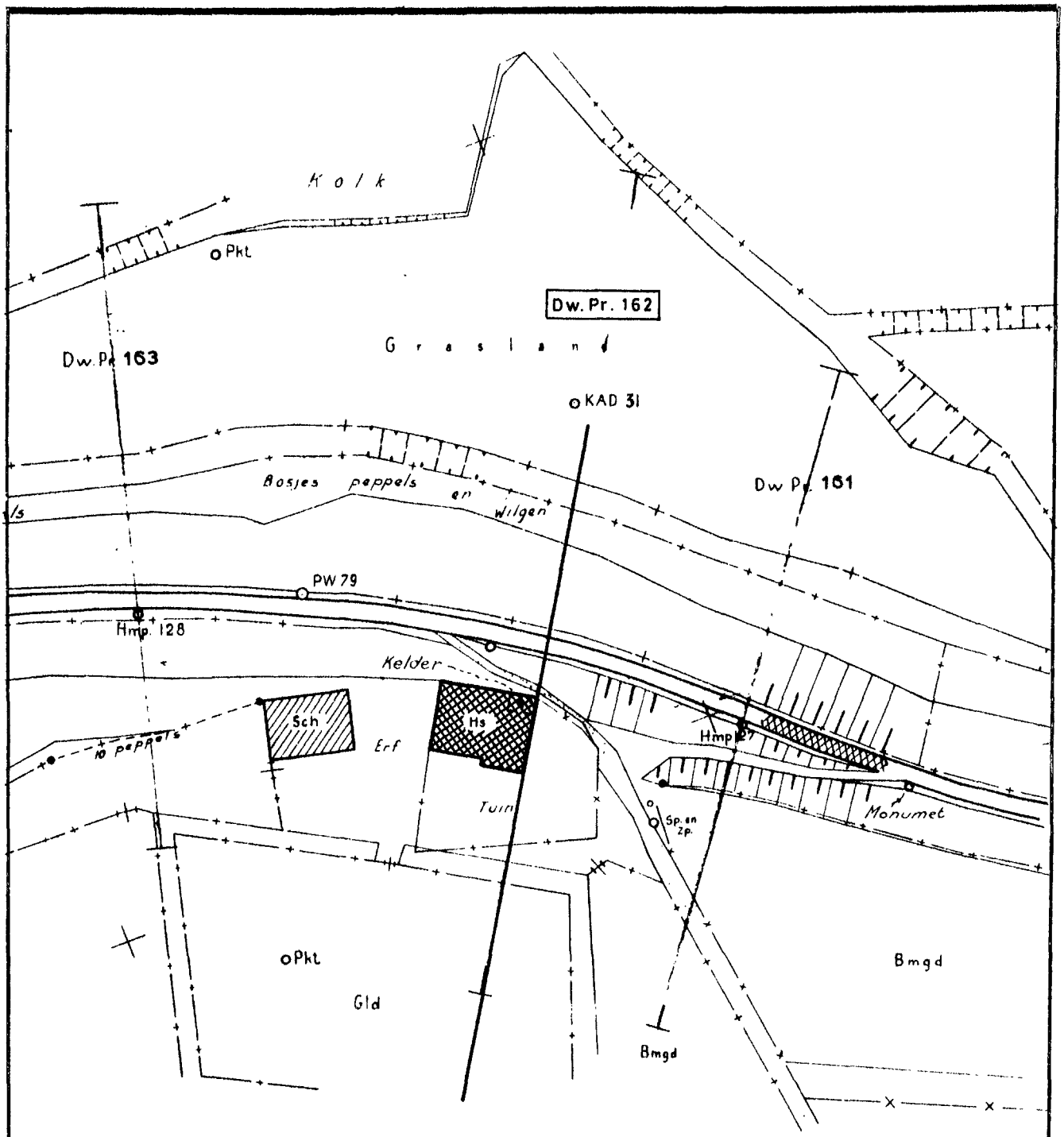
ρ = Massa per volume in t/m^3

laboratorium voor grondmechanica delft

telefoon: (015) - 56 92 23 telex : 33326 solab nl

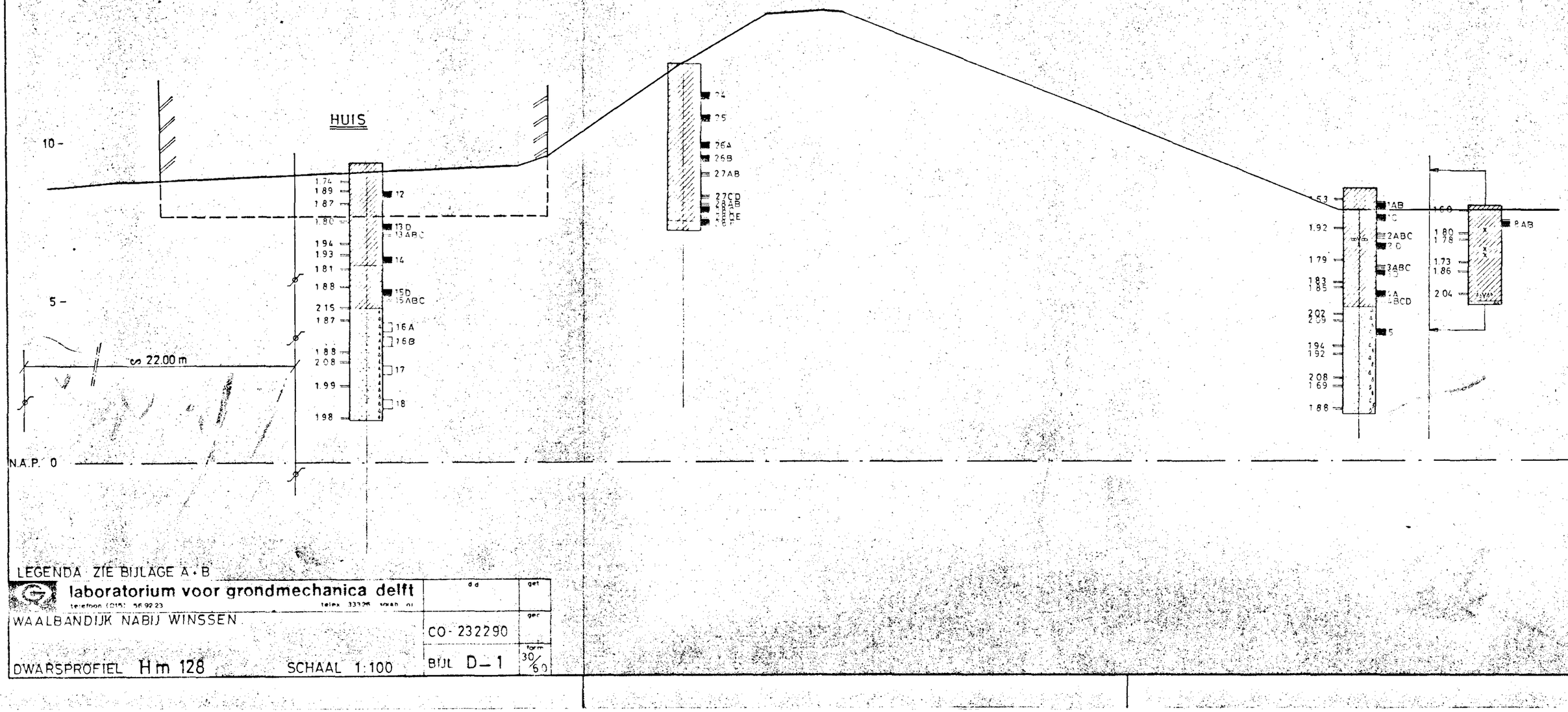
d.d.	get.
1977-01-01	H.Vink
	gec.
BIJL. B	form. A4

ALGEMENE LEGENDA GRONDAANDUIDING



laboratorium voor grondmechanica delft telefoon: (015) - 56 92 23 telex: 33326 solab nl		- d.d.	get.
WAALBANDIJK NABIJ WINSSEN.		CO-232290	gec.
SITUATIE	SCHAAL 1:1000	BIJL. P-1	form. A4

128-2 128-1 128-3 128-4

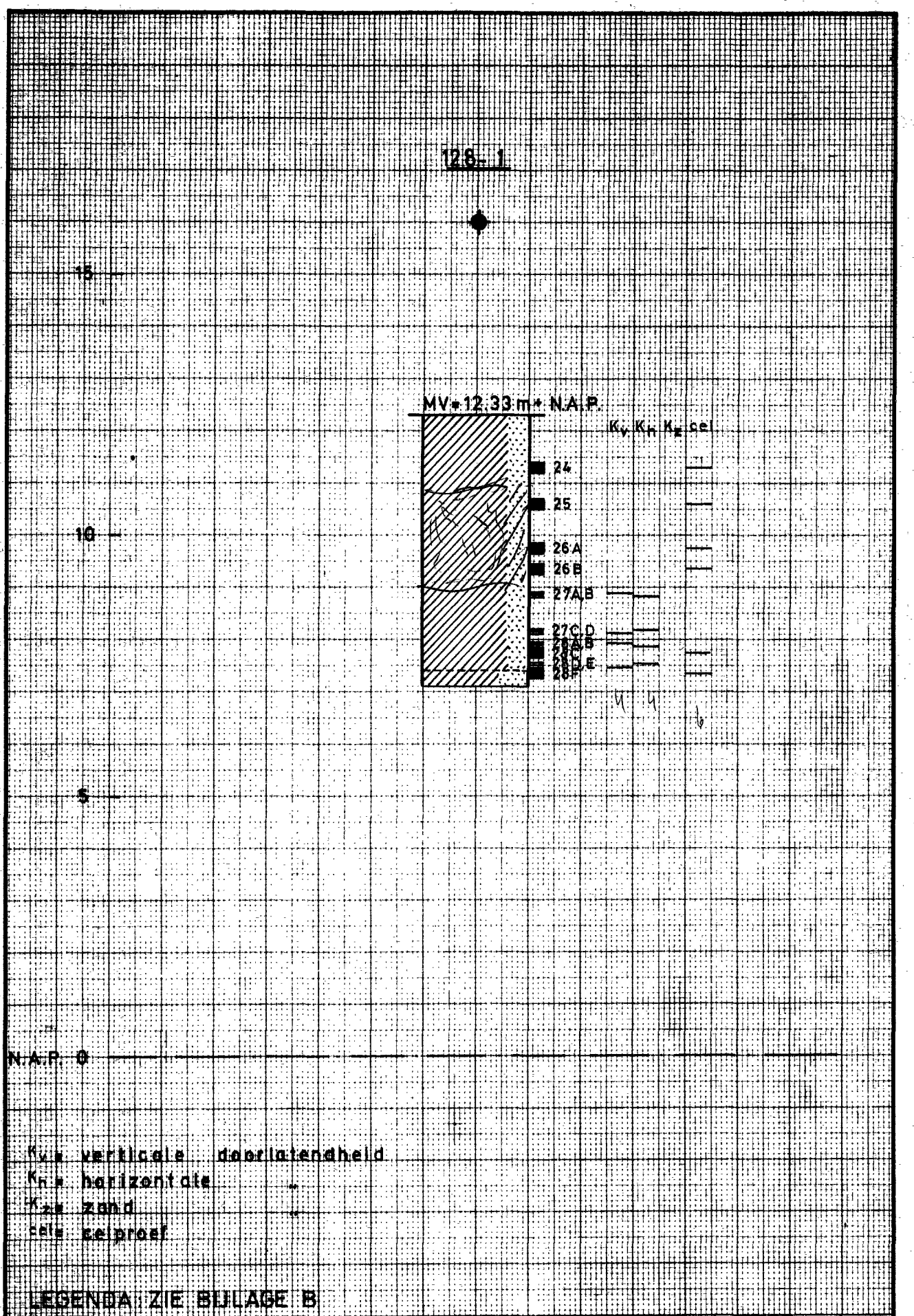


LEGENDA ZIE BIJLAGE A - B

laboratorium voor grondmechanica delft
telefoon (015) 56 92 23 telex 33326 soild nl

	dd	get
WAALBANDIJK NABIJ WINSSEN		ger
	CO-232290	
DWARSPROFIEL Hm 128 SCHAAL 1:100	BIJL D-1	form 30/60

128-1

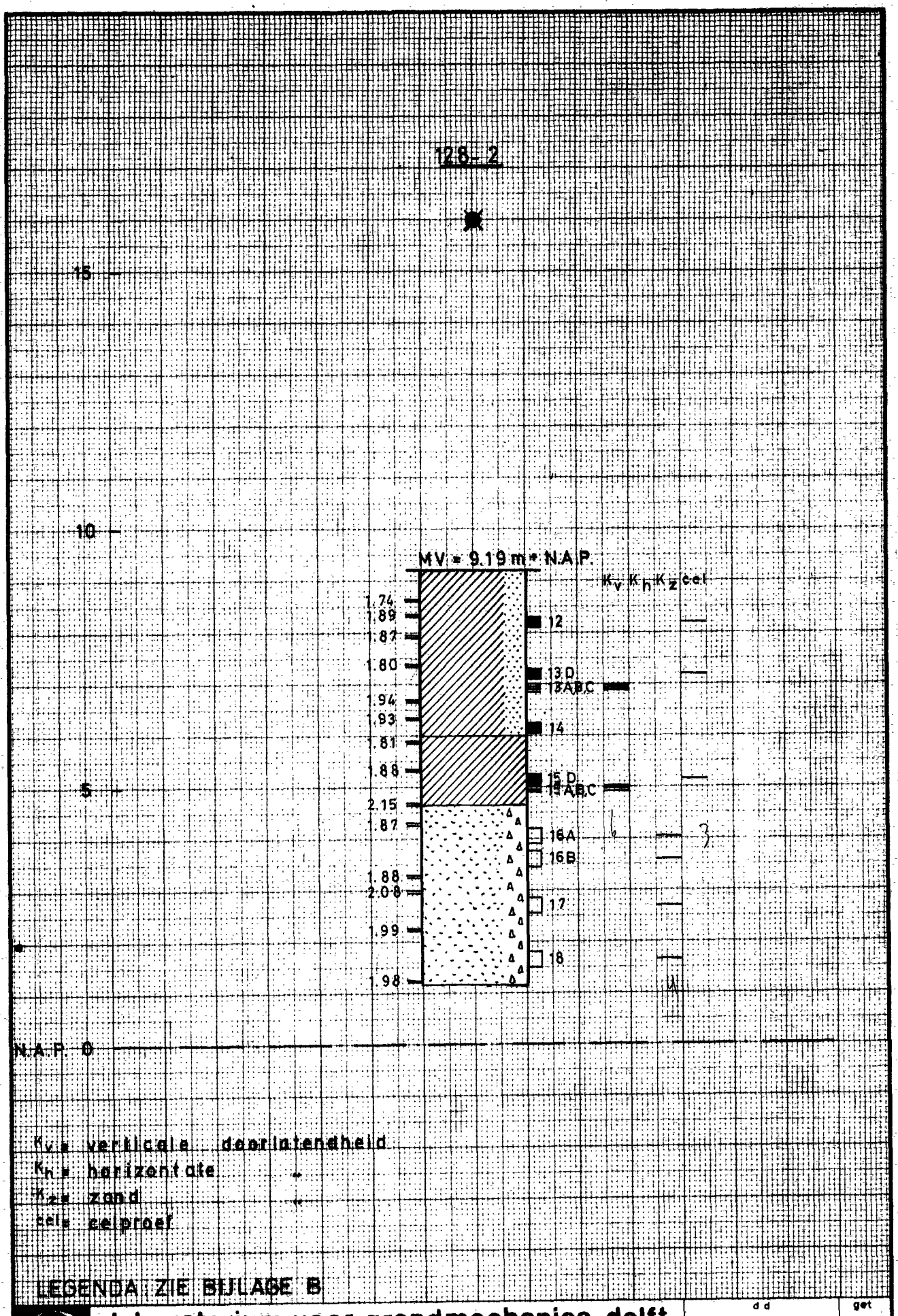


K_v = verticale doorlatendheid
K_h = horizontale " "
K_z = zand "
cel = celproef

LEGENDA ZIE BIJLAGE B

laboratorium voor grondmechanica delft
telefoon (015) - 56 92 23 telex 33326 solab nl

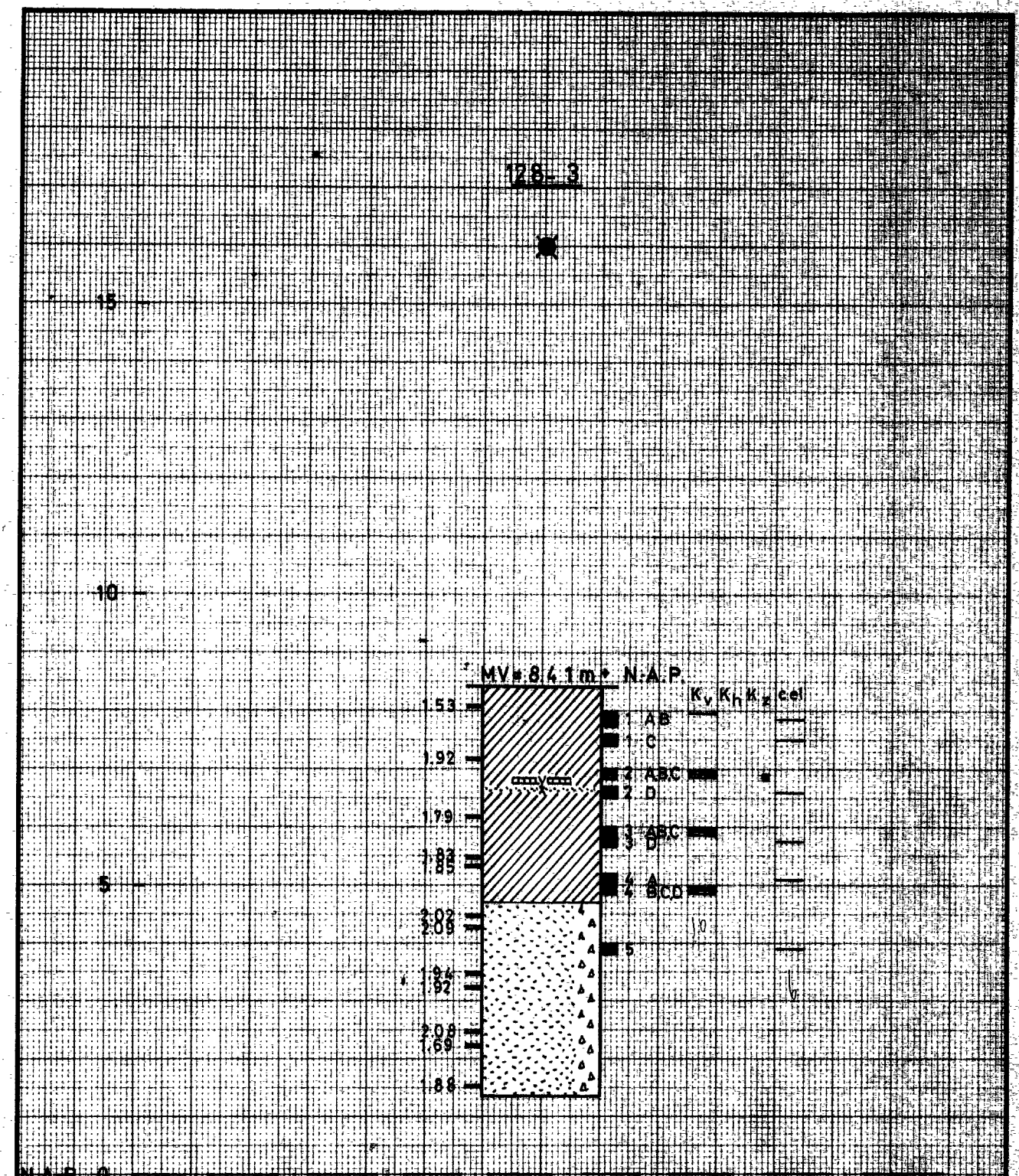
	dd	get
WAALBANDIJK NABIJ WINSSEN.	CO - 232290	goc
BORING 128 - 1 SCHAAL 1:100	BIJL. B - 1	form A4



laboratorium voor grondmechanica delft

telefoon (015) - 56 92 23 telex 33326 solab nl

	d d	get
WAALBANDIJK NABIJ WINSSEN.	CO - 232290	gec
BORING 128 - 2 SCHAAL 1:100	BIJL. B - 2	form A4



K_v = verticale doorlatendheid
K_h = horizontale "
K_z = zand "
cel = celproef

LEGENDA ZIE BIJLAGE B

laboratorium voor grondmechanica delft
telefoon: (015) - 56 92 23 telex 33326 solkb nl

WAALBANDIJK NABIJ WINSSEN.

CO- 232290

BORING 128-3 SCHAAL 1:100

BIJL. B-3

d.d | get | gec | form A4

128-4

15

10

MV = 7.89 m + N.A.P.

K_v K_h K_z cel

1.60

8 AB

1.80

1.78

1.73

1.86

2.04

5

N.A.P. 0

K_v = verticale doorlatendheid
K_h = horizontale "
K_z = zand "
cel = celproef

LEGENDA ZIE BIJLAGE B

laboratorium voor grondmechanica delft
telefoon (015) - 56 92 23 telex 33326 solab nl

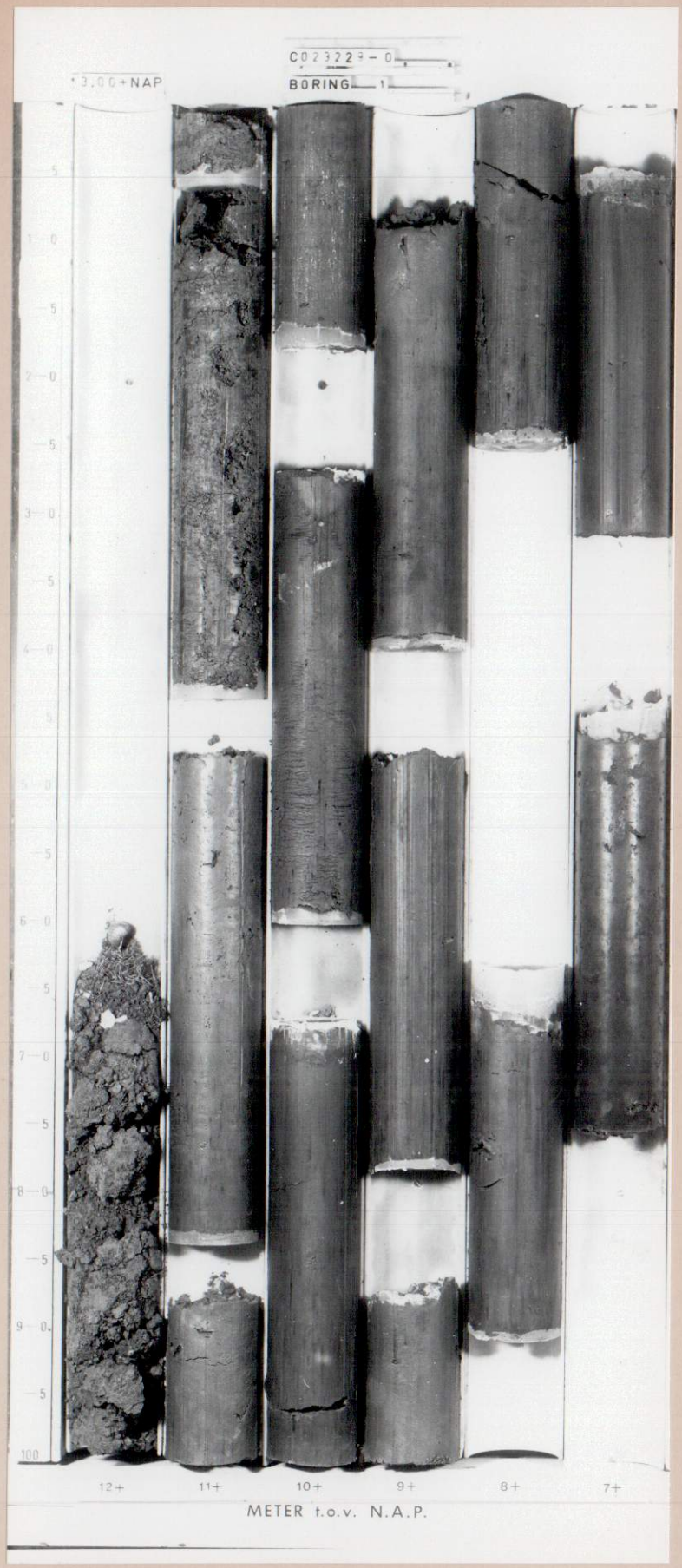
d d | get

WAALBANDIJK NABIJ WINSSEN.

CO- 232290 | gec

BORING 128 - 4 SCHAAL 1:100

BIJL. B - 4 | form A4



LEGENDA: ZIE BIJLAGE B

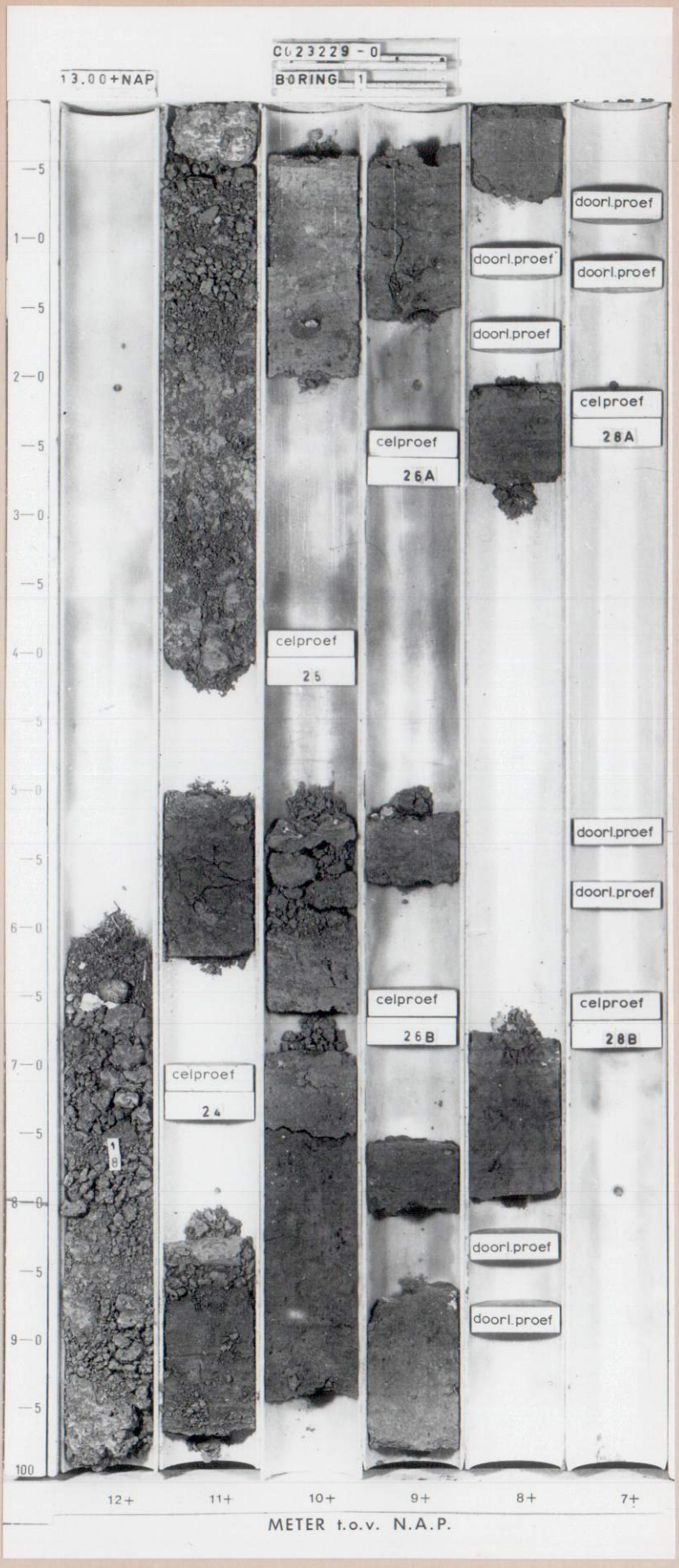
laboratorium voor grondmechanica delft

telefoon (015) - 56 92 23

WAALBANDIJK NABIJ WINSSEN

FOTO BORING 1 VÓÓR DOORSNIJDING

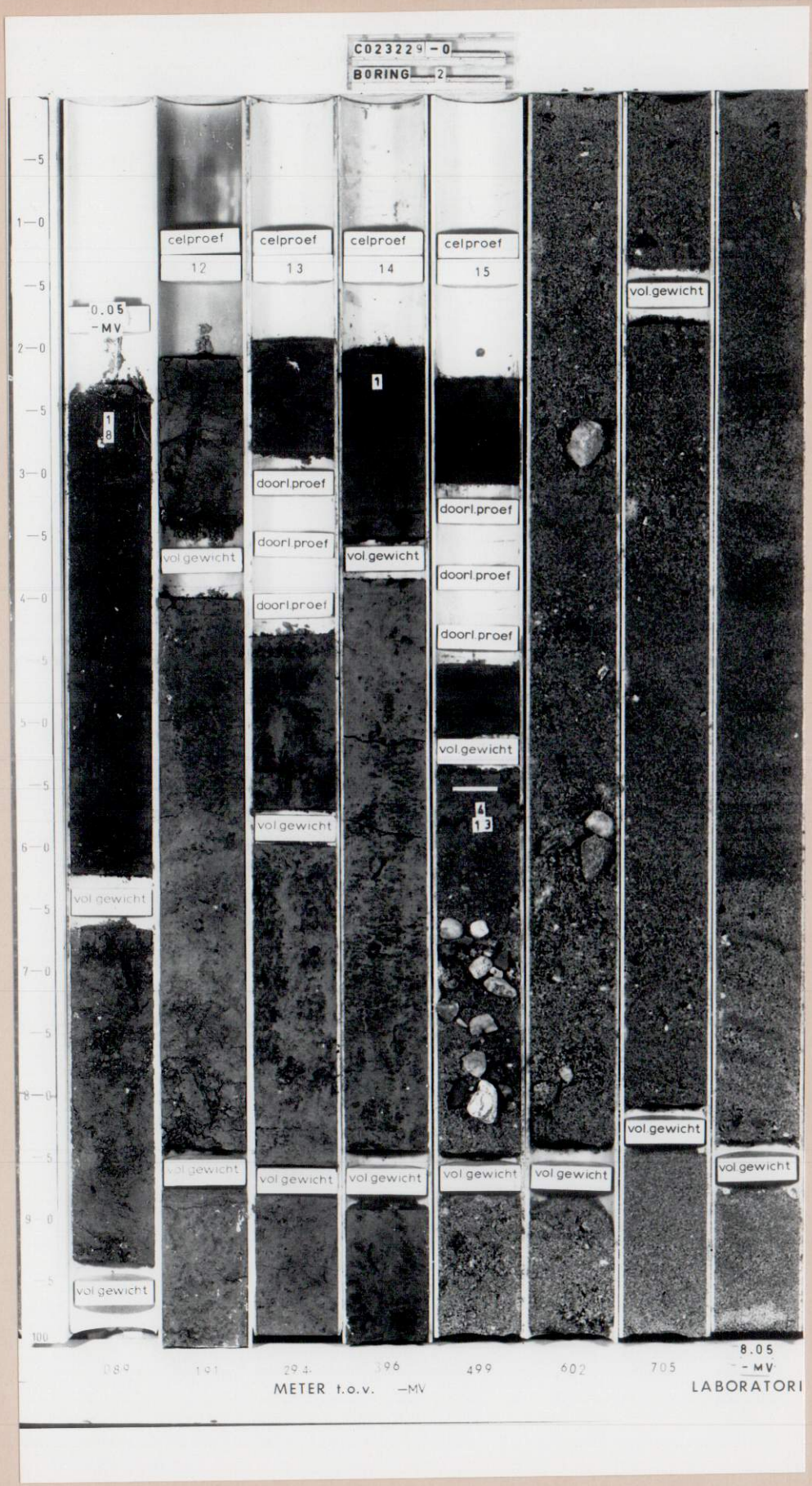
d.d.	get
CO - 232290	gec
BIJL F - 1	form A4



LEGENDA: ZIE BIJLAGE B

laboratorium voor grondmechanica delft
telefoon (015) - 56 92 23 telex 33326 solab nl

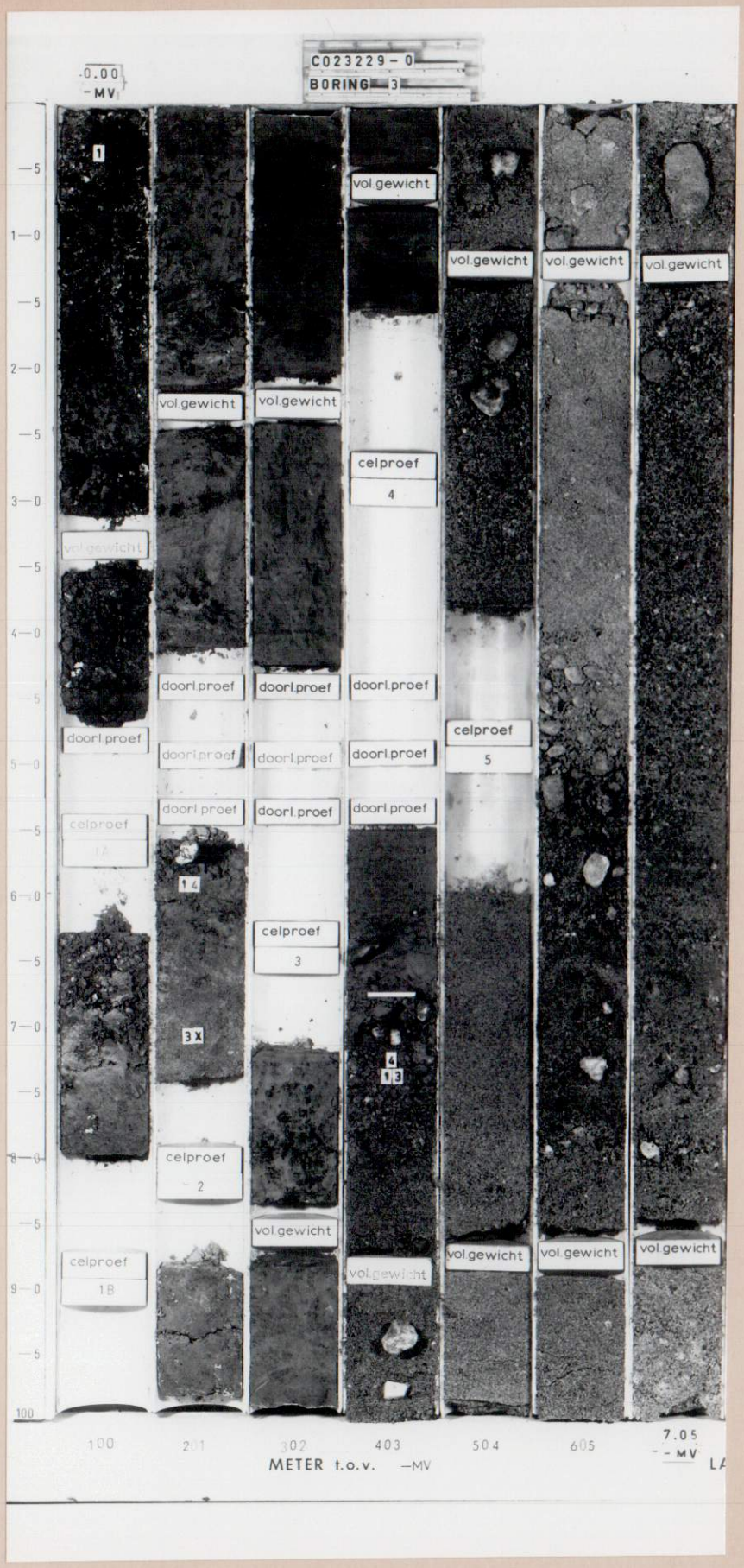
	d d	get
WAALBANDIJK NABIJ WINSSEN.	CO - 232290	gec
FOTO BORING 1 NA DOORSNIJDING	BIJL F - 1a	form A4



LEGENDA: ZIE BIJLAGE B

laboratorium voor grondmechanica delft
telefoon (015) 56 92 23 telex 33326 solab nl

	d d	get
WAALBANDIJK NABIJ WINSSEN	CO - 232290	gec
FOTO BORING 2	BIJL F - 2	form A4



LEGENDA: ZIE BIJLAGE B

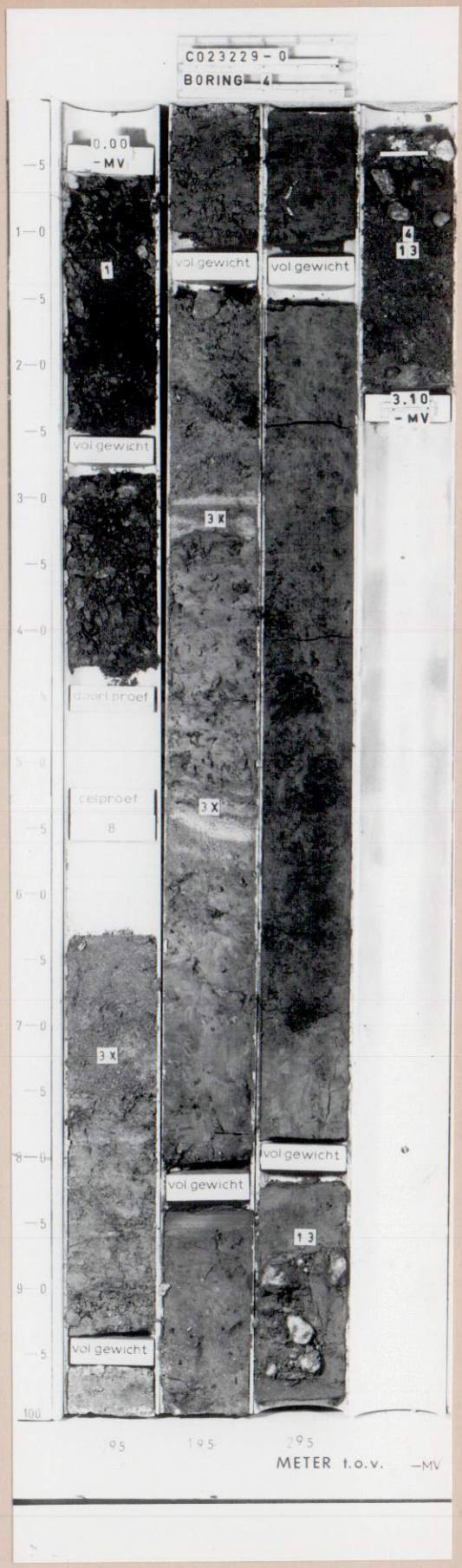
laboratorium voor grondmechanica delft

telefoon (015) 56 92 23 telex 33326 solab nl

d.d.	get.
CO - 232290	gec.
BIJL F - 3	form A4

WAALBANDIJK NABIJ WINSSEN

FOTO BORING 3



LEGENDA: ZIE BIJLAGE B

laboratorium voor grondmechanica delft
telefoon (015) 56 92 23 telex 33326 solab nl

WAALBANDIJK NABIJ WINSSEN

FOTO BORING 4

d.d	get
CO - 232290	gec
BIJL F - 4	form A4

η γ of ρ.

profiel no.	boring no.	monster no.	soort proef	γ t/m^3	diepte in m - M.V.	diepte in m ± N.A.P.
128	3 (66 mm) M.V. = 8,41$^+$	1A	KV	1,81	0,42-0,47	7,99$^+$ - 7,94$^+$
		1B	C	1,72	0,47-0,67	7,94$^+$ - 7,74$^+$
		1C	C	1,82	0,80-1,00	7,61$^+$ - 7,41$^+$
		2A	KV	1,88	1,40-1,45	7,01$^+$ - 6,96$^+$
		2B	KV	1,88	1,45-1,50	6,96$^+$ - 6,91$^+$
		2C	KV	1,88	1,50-1,55	6,91$^+$ - 6,86$^+$
		2D	C	1,82	1,70-1,90	6,71$^+$ - 6,51$^+$
		3A	KV	1,78	2,41-2,46	6,00$^+$ - 5,95$^+$
		3B	KV	1,73	2,46-2,51	5,95$^+$ - 5,90$^+$
		3C	KV	1,76	2,51-2,56	5,90$^+$ - 5,85$^+$
		3D	C	1,82	2,56-2,76	5,85$^+$ - 5,65$^+$
		4D	C	1,99	3,22-3,42	5,19$^+$ - 4,99$^+$
		4A	KV	1,99	3,42-3,47	4,99$^+$ - 4,94$^+$
		4B	KV	2,04	3,47-3,52	4,94$^+$ - 4,89$^+$
		4C	KV	2,06	3,52-3,57	4,89$^+$ - 4,84$^+$
		5	C	2,02	4,38-4,58	4,03$^+$ - 3,83$^+$
128	4 (66 mm) M.V. = 7,89$^+$	8A	KV	1,88	0,43-0,48	7,46$^+$ - 7,41$^+$
		8B	C	1,82	0,48-0,68	7,41$^+$ - 7,21$^+$
128	2 (66 mm) M.V. = 9,19$^+$	12	C	1,90	0,89-1,09	8,30$^+$ - 8,10$^+$
		13D	C	1,97	1,91-2,11	7,28$^+$ - 7,08$^+$
		13A	KV	1,93	2,22-2,27	6,97$^+$ - 6,92$^+$
		13B	KV	1,93	2,27-2,32	6,92$^+$ - 6,87$^+$
		13C	KV	1,92	2,32-2,37	6,87$^+$ - 6,82$^+$
		14	C	1,92	2,94-3,14	6,25$^+$ - 6,05$^+$
		15D	C	1,96	3,96-4,16	5,23$^+$ - 5,03$^+$
		15A	KV	2,00	4,16-4,21	5,03$^+$ - 4,98$^+$
		15B	KV	2,00	4,21-4,26	4,98$^+$ - 4,93$^+$
		15C	KV	2,11	4,26-4,31	4,93$^+$ - 4,88$^+$
		16A	KZ,Z	-	4,99-5,29	4,20$^+$ - 3,90$^+$
		16B	KZ,Z	-	5,45-5,75	3,74$^+$ - 3,44$^+$
		17	KZ,Z	-	6,38-6,68	2,81$^+$ - 2,51$^+$
		18	KZ,Z	-	7,40-7,70	1,79$^+$ - 1,49$^+$
128	1 (Ack) M.V. = 12,33$^+$	24	C	1,86	0,93-1,13	11,40$^+$-11,20$^+$
		25	C	1,88	1,63-1,83	10,70$^+$-10,50$^+$
		26A	C	2,13	2,48-2,68	9,85$^+$-9,65$^+$
		26B	C	2,02	2,88-3,08	9,45$^+$ - 9,25$^+$
		27A	KV	1,92	3,43-3,48	8,90$^+$ - 8,85$^+$
		27B	KH	1,87	3,48-3,53	8,85$^+$ - 8,80$^+$
		27C	KH	2,00	4,13-4,18	8,20$^+$ - 8,15$^+$
		27D	KV	1,97	4,18-4,23	8,15$^+$ - 8,10$^+$
		28A	KV	1,97	4,36-4,41	7,97$^+$ - 7,92$^+$
		28B	kH	1,99	4,41-4,46	7,92$^+$ - 7,87$^+$
		28C	C	2,03	4,46-4,66	7,87$^+$ - 7,67$^+$
		28D	KH	2,01	4,83-4,87	7,50$^+$ - 7,46$^+$
		28E	KV	2,00	4,87-4,91	7,46$^+$ - 7,42$^+$
		28F	C	1,99	4,91-5,08	7,42$^+$ - 7,25$^+$

KZ = zanddoorlatendheid
KV = verticale doorlatendheid
KH = horizontale doorlatendheid
C = celproef
Z = zeefanalyse

laboratorium voor grondmechanica delft
telefoon (015) - 56 92 23 telex: 33326 solab nl

WAALBANDIJK NABIJ WINSSEN.

OVERZICHT LABORATORIUMPROEVEN

ald.	get.
CO-232290	gec.
BIJL. L - 1	form. A4

γ in kN/m³ of t/m³. p in kPa. K in m/s. c_v in m²/s.

profiel no.	boring no.	monster no.	grondsoort	γ t/m^3	KV of KH	p kg/cm^2	K cm/sec	c_v cm^2/sec
128	3	1A	klei, (iets) fijn zandig met enkele wortelresten	1,81	KV	0,04	$1{,}157\times10^{-4}$	1,250
						0,07	$1{,}285\times10^{-4}$	1,384
						0,20	$6{,}261\times10^{-5}$	$6{,}663\times10^{-1}$
		2A	klei, (iets) zandig tot siltig, één zandlaagje van fijn zand	1,88	KV	0,20	$3{,}569\times10^{-7}$	$6{,}488\times10^{-3}$
						0,26	$3{,}958\times10^{-7}$	$5{,}428\times10^{-3}$
						0,40	$2{,}771\times10^{-7}$	$6{,}059\times10^{-3}$
		2B	klei, zandig tot siltig	1,88	KV	0,20	$1{,}863\times10^{-7}$	$1{,}264\times10^{-2}$
						0,26	$1{,}324\times10^{-7}$	$3{,}045\times10^{-3}$
						0,40	$8{,}608\times10^{-8}$	$1{,}967\times10^{-3}$
		2C	klei, (iets) zandig met zandinschakelingen van zeer fijn zand	1,88	KV	0,20	$3{,}479\times10^{-7}$	$3{,}879\times10^{-3}$
						0,26	$2{,}926\times10^{-7}$	$4{,}113\times10^{-3}$
						0,40	$2{,}016\times10^{-7}$	$6{,}726\times10^{-3}$
		3A	(vette) klei met enkele plantenresten	1,76	KV	0,30	$3{,}364\times10^{-8}$	$1{,}589\times10^{-4}$
						0,39	$1{,}207\times10^{-8}$	$2{,}718\times10^{-4}$
						0,55	$1{,}422\times10^{-8}$	$1{,}070\times10^{-3}$
		3B	(vette) klei, humeus met enkele plantenresten	1,73	KV	0,30	$1{,}084\times10^{-4}$	10,942
						0,39	$1{,}979\times10^{-5}$	1,283
						0,55	$3{,}237\times10^{-7}$	$1{,}474\times10^{-2}$
		3C	(vette) klei	1,76	KV	0,30	$1{,}171\times10^{-8}$	$4{,}717\times10^{-4}$
						0,39	$9{,}899\times10^{-9}$	$3{,}673\times10^{-4}$
						0,55	$8{,}600\times10^{-9}$	$2{,}115\times10^{-4}$
		4A	klei, zeer fijn zandig tot siltig	1,99	KV	0,35	1.359×10^{-7}	$1{,}224\times10^{-2}$
						0,48	$1{,}046\times10^{-7}$	$4{,}497\times10^{-3}$
						0,70	$1{,}152\times10^{-7}$	$3{,}215\times10^{-3}$
		4B	klei, zeer fijn zandig tot siltig	2,04	KV	0,35	$3{,}165\times10^{-8}$	$1{,}489\times10^{-3}$
						0,48	$3{,}332\times10^{-8}$	$1{,}232\times10^{-3}$
						0,70	$2{,}148\times10^{-8}$	$6{,}337\times10^{-4}$
		4C	klei, sterk zandig tot zand, sterk kleiig	2,06	KV	0,35	$4{,}463\times10^{-8}$	$1{,}642\times10^{-3}$
						0,48	$3{,}991\times10^{-8}$	$1{,}464\times10^{-3}$
						0,70	$3{,}307\times10^{-8}$	$1{,}205\times10^{-3}$
128	4	8A	½ zand, kleiig ½ zand, iets siltig	1,88	KV	0,04	$1{,}909\times10^{-6}$	$5{,}986\times10^{-2}$
						0,07	$1{,}543\times10^{-6}$	$4{,}833\times10^{-2}$
						0,20	$1{,}356\times10^{-6}$	$4{,}230\times10^{-2}$
	2	13A	zand, kleiig tot siltig met enkele grindstenen	1,93	KV	0,32	$1{,}260\times10^{-5}$	$9{,}676\times10^{-1}$
						0,42	$5{,}531\times10^{-6}$	$2{,}247\times10^{-1}$
						0,52	$2{,}333\times10^{-6}$	$5{,}971\times10^{-2}$
		13B	zand, kleiig tot siltig	1,93	KV	0,32	$1{,}993\times10^{-7}$	$5{,}259\times10^{-3}$
						0,42	$1{,}824\times10^{-7}$	$4{,}794\times10^{-3}$
						0,52	$1{,}671\times10^{-7}$	$4{,}376\times10^{-3}$

eenheden

profiel no.	boring no.	monster no.	grondsoort	γ t/m^3	KV of KH	P kg/cm^2	K cm/sec	CV cm^2/sec
		13C	zand, kleiig tot siltig	1,92	KV	0,32	$6,469x10^{-7}$	$2,128x10^{-2}$
						0,42	$6,637x10^{-7}$	$2,177x10^{-2}$
						0,52	$5,276x10^{-7}$	$1,725x10^{-2}$
		15A	klei, zeer fijn zandig tot siltig, tot zand sterk kleiig.	2,00	KV	0,50	$3,077x10^{-8}$	$1,219x10^{-3}$
						0,65	$2,794x10^{-8}$	$7,710x10^{-4}$
						0,80	$2,157x10^{-8}$	$3,970x10^{-5}$
		15B	klei, sterk zandig met enkele kleiinschakelingen	2,00	KV	0,50	$4,753x10^{-8}$	$1,682x10^{-3}$
						0,65	$4,382x10^{-8}$	$1,391x10^{-3}$
						0,80	$3,648x10^{-8}$	$7,852x10^{-4}$
		15C	zand, kleiig tot siltig met enkele grindstenen	2,11	KV	0,50	$3,931x10^{-8}$	$7,151x10^{-4}$
						0,65	$3,506x10^{-8}$	$9,235x10^{-4}$
						0,80	$2,781x10^{-8}$	$1,137x10^{-3}$
128	1	27A	klei, sterk zandig	1,92	KV	0,40	$6,770x10^{-4}$	12,443
						0,67	$4,876x10^{-4}$	15,227
						1,00	$3,546x10^{-4}$	13.034
		27B	klei, sterk zandig	1,87	KH	0,40	$1,447x10^{-6}$	-
						0,77	$4,209x10^{-7}$	-
						1,10	$1,541x10^{-7}$	-
		27C	klei, zandig tot siltig	2,00	KH	0,45	$2,718x10^{-8}$	-
						0,81	$1,941x10^{-8}$	-
						1,10	$1,521x10^{-8}$	-
		27D	klei, zandig tot sterk zandig	1,97	KV	0,45	$4,965x10^{-8}$	$1,479x10^{-3}$
						0,81	$4,275x10^{-8}$	$1,719x10^{-3}$
						1,10	$3,108x10^{-8}$	$2,963x10^{-3}$
		28A	klei, zeer fijn zandig met humeussporen	1,97	KV	0,50	$2,784x10^{-8}$	$9,089x10^{-4}$
						0,85	$2,303x10^{-8}$	$8,710x10^{-4}$
						1,20	$4,822x10^{-8}$	$2,060x10^{-3}$
		28B	klei, siltig met enkele humeus- en schelpsporen	1,99	KH	0,50	$3,968x10^{-8}$	-
						0,85	$2,568x10^{-8}$	-
						1,20	$2,046x10^{-8}$	-
		28D	1/3 zand, fijn 2/3 zand kleiig tot sterk kleiig	2,01	KH	0,55	$3,828x10^{-6}$	-
						0,94	$1,135x10^{-6}$	-
						1,30	$1,357x10^{-6}$	-
		28E	zand, siltig met enkele veensporen	2,00	KV	0,55	$9,793x10^{-7}$	$1,423x10^{-1}$
						0,94	$8,557x10^{-7}$	$5,613x10^{-2}$
						1,30	$6,283x10^{-7}$	$3,427x10^{-2}$

eerlaatst

profiel no.	boring no.	monster no.	grondsoort	γ t/m^3	c' kg/cm^3	ϕ'
128	3	1B	klei, zandig	1,72	0,024	25,42°
		1C	klei met enkele verticale gaten opgevuld met dikspoeling	1,82	0,071	26,12°
		2D	¼ klei, zandig ¾ klei	1,82	0,084	20,15°
		3D	klei met enkele zeer fijne plantenresten	1,82	0,092	19,64°
		4D	klei, zandig tot sterk zandig	1,99	0,071	26,19°
		5	zand, fijn met enkele rolsteentjes	2,02	0,027	39,74°
128	4	8B	klei met enkele wortelresten	1,82	0,088	21,96°
128	2	12	klei, zeer fijn zandig	1,90	0,051	22,22°
		13D	klei, sterk zandig tot zand, sterk kleiïg	1,97	0,071	20,18°
		14	klei, zandig met enkele rolsteentjes	1,92	0,078	23,68°
		15D	klei, zeer fijn zandig	1,96	0,079	20,08°
128	1	24	klei	1,86	0,150	25,21°
		25	klei, sterk zandig tot zand, kleiïg	1,88	0,072	17,68°
		26A	zand, zeer fijn, siltig tot iets kleiïg	2,13	0,075	29,92°
		26B	zand, kleiïg tot iets kleiïg	2,02	0,107	20,36°
		28C	¼ zand, zeer fijn, siltig ¾ klei met zandinschakelingen	2,03	0,053	22,55°
		28F	zand, siltig tot kleiïg	1,99	0,047	28,29°

m m verleden

profiel no.	boring no.	monster no.	D1 %	KZ ~~cm~~/sec	D2 %	KZ ~~cm~~/sec	D3 %	KZ cm/sec	opmerkingen:
128	2	16A	39,6	$5,85 \times 10^{-2}$	36,2	$3,30 \times 10^{-2}$	32,9	$1,83 \times 10^{-2}$	
		16B	30,9	$6,08 \times 10^{-2}$	27,5	$2,11 \times 10^{-2}$	25,8	$1,80 \times 10^{-2}$	monster bevat veel grind
		17	41,1	$5,26 \times 10^{-2}$	37,8	$2,59 \times 10^{-2}$	36,1	$1,94 \times 10^{-2}$	monster bevat veel kiezelstenen
		18	44,1	$5,58 \times 10^{-2}$	39,7	$1,42 \times 10^{-2}$	38,0	$1,20 \times 10^{-2}$	

laboratorium voor grondmechanica delft
telefoon: (015) - 56 92 23 telex: 33326 solab nl

d.d. | get.

WAALBANDIJK NABIJ WINSSEN.

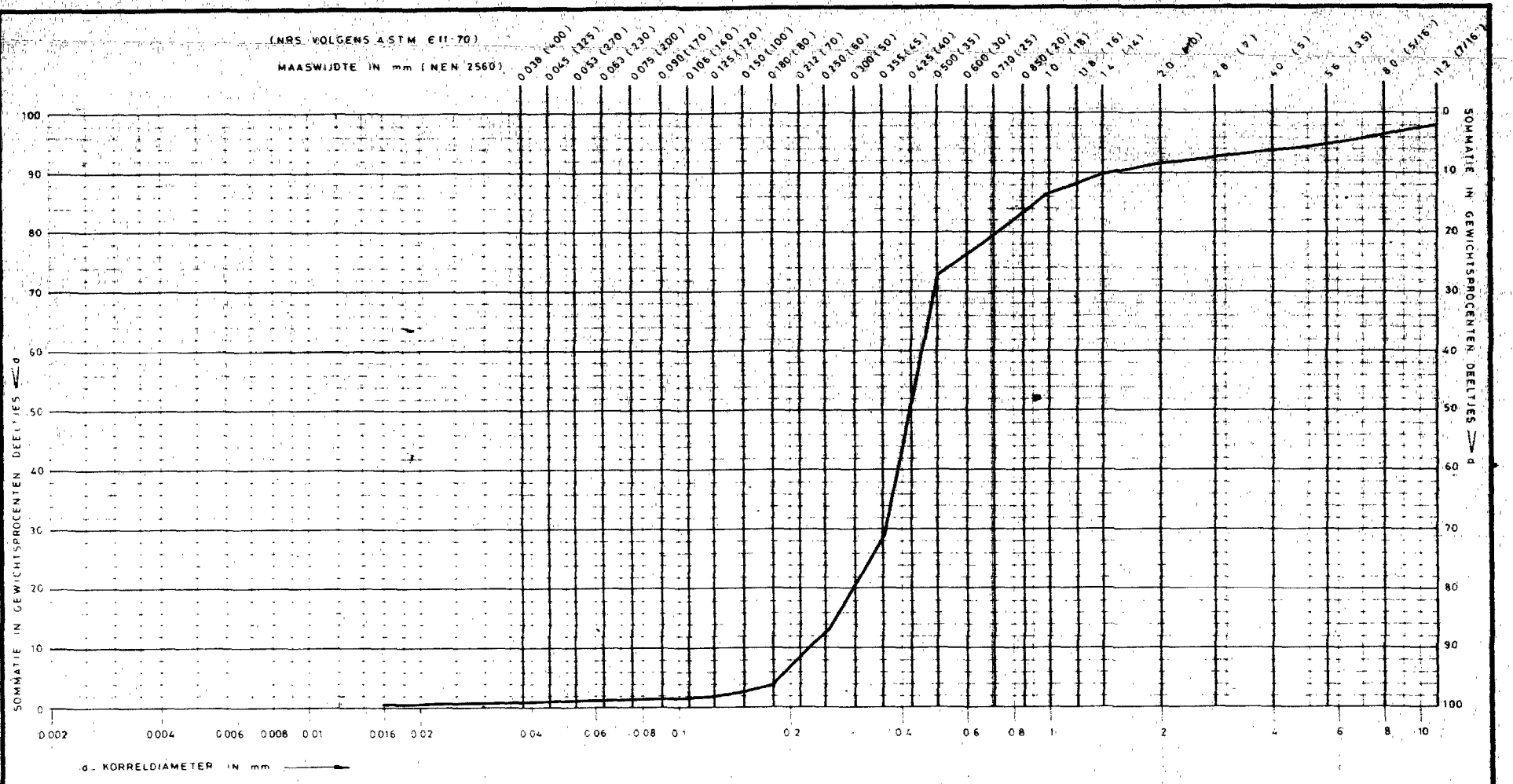
CO-232290 | gec.

DOORLATENDHEIDSPROEVEN ZAND

BIJL. L - 4 | form. A4

laboratorium voor grondmechanica delft
telefoon (015) - 56 92 23
telex 33326 soilb nl
WAALBANDIJK NABIJ WINSSEN.

KORRELVERDELINGSDIAGRAM



LUTUM	FIJN	MIDDEL	GROF	FIJN	MIDDEL	GROF	FIJN	MIDDEL
	SILT			ZAND			GRIND	

	BORING	MONSTER	DIEPTE IN m T.O.V. N.A.P.
		16A	

dd	CO - 232290	BIJL. Z-1
gel	gec.	form A4

KORRELVERDELINGSDIAGRAM

BIJL. Z-2

A4

CO-232290

laboratorium voor grondmechanica delft

WAALBANDIJK NABIJ WINSSEN.

telefoon (015) - 56 92 23

telex 33326 solab nl

(NRS VOLGENS A.S.T.M. E 11-70)

MAASWIJDTE IN mm. (NEN 2560)

0.038 (400) 0.045 (325) 0.053 (270) 0.063 (230) 0.075 (200) 0.090 (170) 0.106 (140) 0.125 (120) 0.150 (100) 0.180 (80) 0.212 (70) 0.250 (60) 0.300 (50) 0.355 (45) 0.425 (40) 0.500 (35) 0.600 (30) 0.710 (25) 0.850 (20) 1.0 (18) 1.18 (16) 1.4 (14) 2.0 (10) 2.8 (7) 4.0 (5) 5.6 (3.5) 8.0 (5/16") 11.2 (7/16")

SOMMATIE IN GEWICHTSPROCENTEN DEELTJES ▽ d

SOMMATIE IN GEWICHTSPROCENTEN DEELTJES ▽ d

100 90 80 70 60 50 40 30 20 10 0

0 10 20 30 40 50 60 70 80 90 100

0.002 0.004 0.006 0.008 0.01 0.016 0.02 0.04 0.06 0.08 0.1 0.2 0.4 0.6 0.8 1 2 4 6 8 10

d = KORRELDIAMETER IN mm →

LUTUM	FIJN	MIDDEL	GROF	FIJN	MIDDEL	GROF	FIJN	MIDDEL
	SILT			ZAND			GRIND	

BORING	MONSTER	DIEPTE IN m T.O.V. NAP
	16B	

d

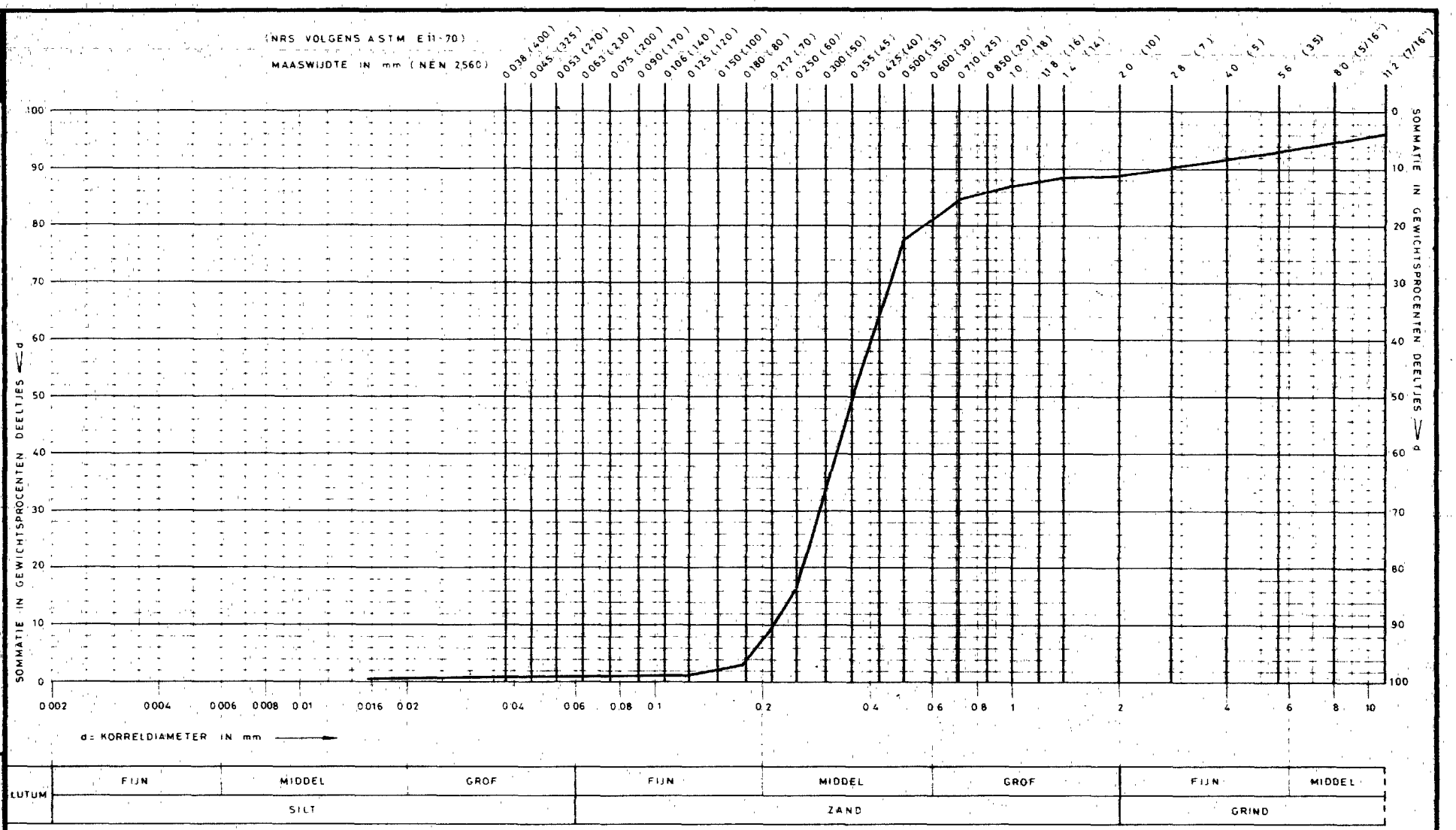
gec

get

formaat

KORRELVERDELINGSDIAGRAM

laboratorium voor grondmechanica delft
WAALBANDIJK NABIJ WINSSEN.
telefoon (015) - 56 92 23
telex 33326 solab nl

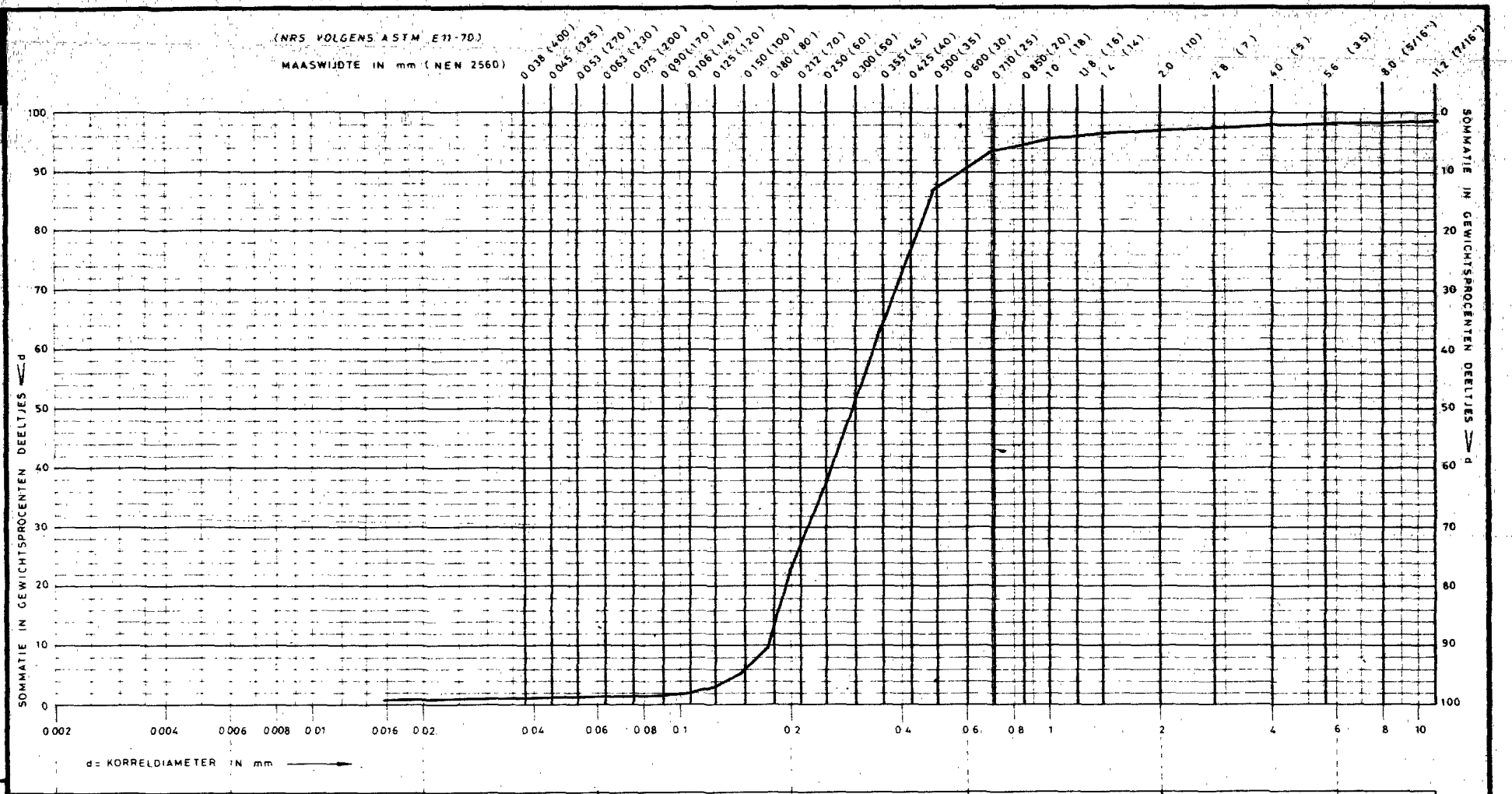


BORING	MONSTER	DIEPTE IN m T.O.V. N.A.P.
	17	

d		
CO - 232290		
BIJL. Z - 3		
A4		

laboratorium voor grondmechanica delft
telefoon (015) - 56 92 23
telex 33326 solab nl
WAALBANDIJK NABIJ WINSSEN.

KORRELVERDELINGSDIAGRAM



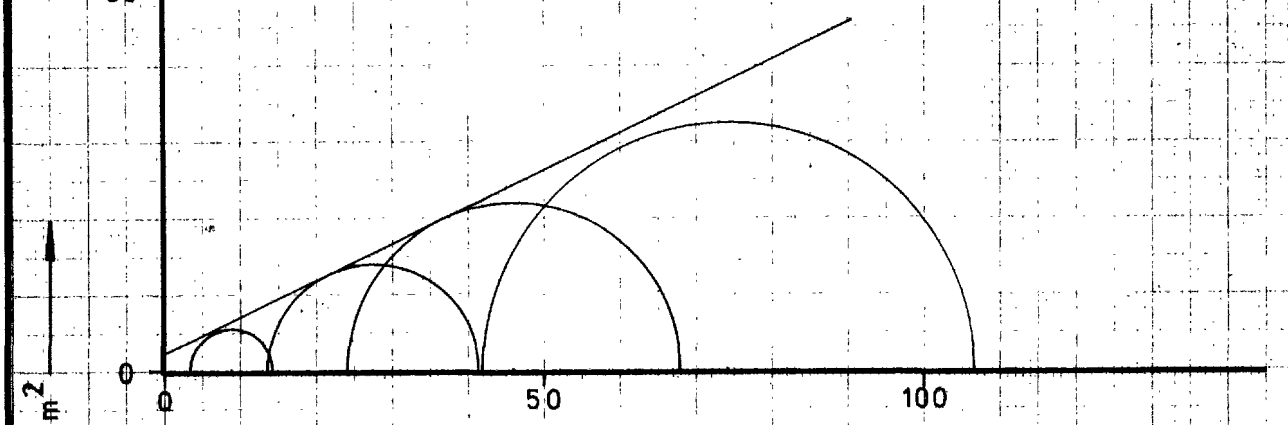
BORING	MONSTER	DIEPTE IN m T.O.V. N.A.P
	18	

BIJL. Z-4	CO-232290	d d	
form. A4	gec.	get	

PROFIEL : 128 | ρ voor 1.69 t/m³ | c ' = 0.024 kN/m² | WATERGEHALTE
BORING : 3 | ρ na1 1.72 t/m³ | ø ' = 25.42 ° | voor: . %
MONSTER : 1 B | ρ na 1.81 t/m³ | T.V.= — kN/m² | na : . %

DIEPTE 0.47- 0.67 m-MV = 7.94- 7.74 m+N.A.P.

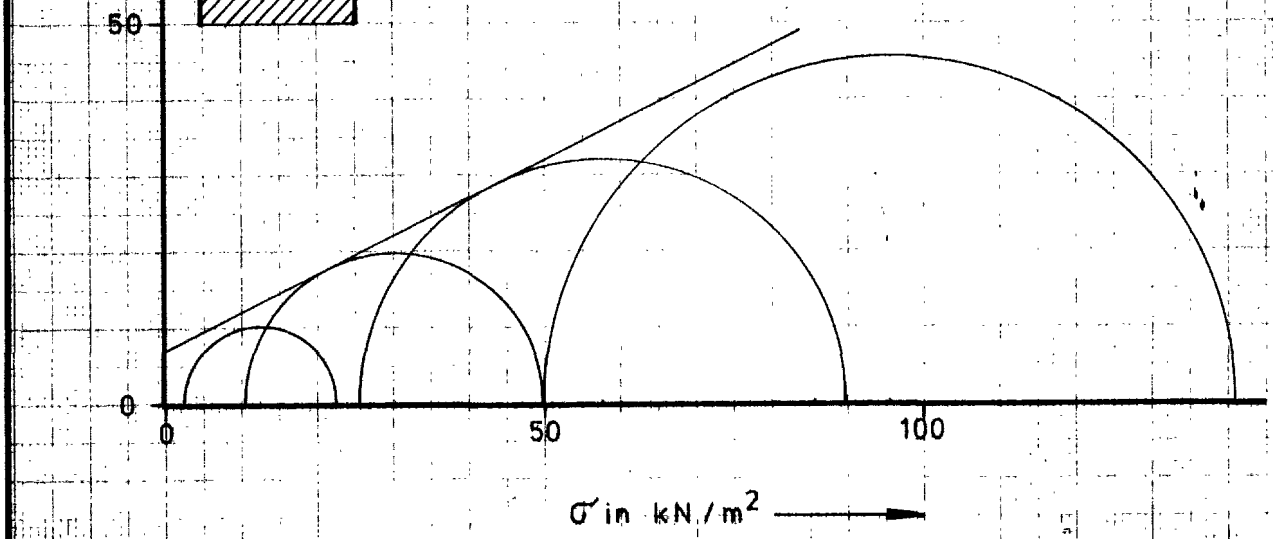
GRONDSOORT: KLEI, ZANDIG



PROFIEL : 128 | ρ voor 1.81 t/m³ | c ' = 0.071 kN/m² | WATERGEHALTE
BORING : 3 | ρ na1 1.82 t/m³ | ø ' = 26.12 ° | voor: . %
MONSTER : 1 C | ρ na 1.85 t/m³ | T.V.= 60.00 kN/m² | na : . %

DIEPTE 0.80- 1.00 m-MV = 7.61- 7.41 m+N.A.P.

GRONDSOORT: KLEI MET ENKELE VERTIKALE GATEN OPGEVULD MET DIKSPOELING



laboratorium voor grondmechanica delft

dd get walther gec

WAALBANDIJK NABIJ WINSSEN.

CO 232290

CELPROEVEN

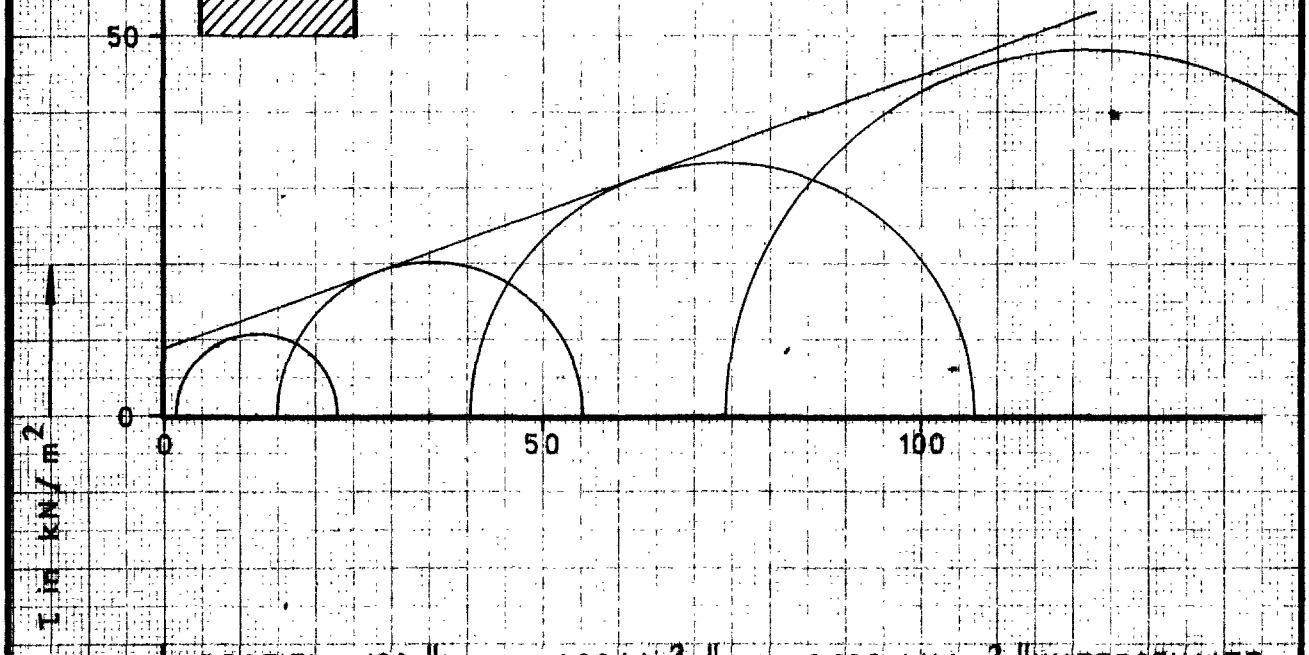
BIJL C - 1

form A4

PROFIEL : 128	ρ voor 1.82 t/m³	c' = 0.084 kN/m²	WATERGEHALTE	
BORING : 3	ρ na1 1.82 t/m³	ø' = 20.15 °	voor:	%
MONSTER : 2D	ρ na 1.86 t/m³	T.V.= 45.00 kN/m²	na :	%

DIEPTE 1.71 - 1.91 m - MV = 6.70 - 6.50 m + N.A.P.

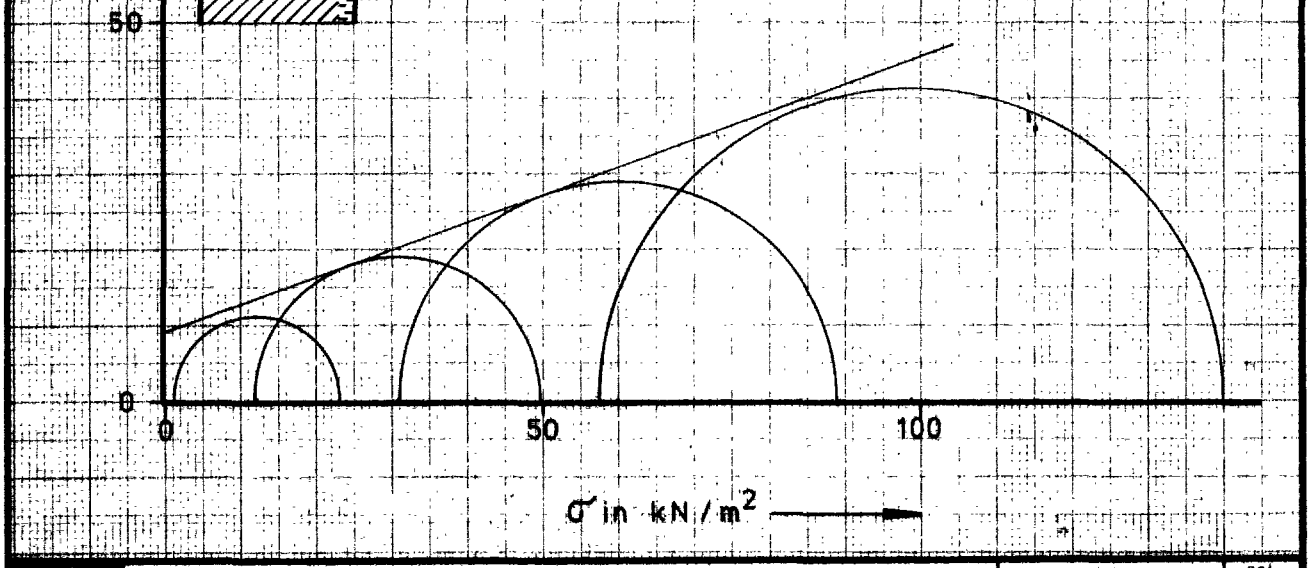
GRONDSOORT: KLEI, BOVENSTE 1/4 ZANDIG



PROFIEL : 128	ρ voor 1.82 t/m³	c' = 0.092 kN/m²	WATERGEHALTE	
BORING : 3	ρ na1 1.82 t/m³	ø' = 19.64 °	voor:	%
MONSTER : 3D	ρ na 1.81 t/m³	T.V.= 37.00 kN/m²	na :	%

DIEPTE 2.57 - 2.77 m - MV = 5.84 - 5.64 m + N.A.P.

GRONDSOORT: KLEI MET ENKELE ZEER FIJNE PLANTENRESTEN



laboratorium voor grondmechanica delft
telefoon (015) 569223 telex 38326 solab nl

dd get walther gec

WAALBANDIJK NABIJ WINSSEN.

CO-232290

CELPROEVEN

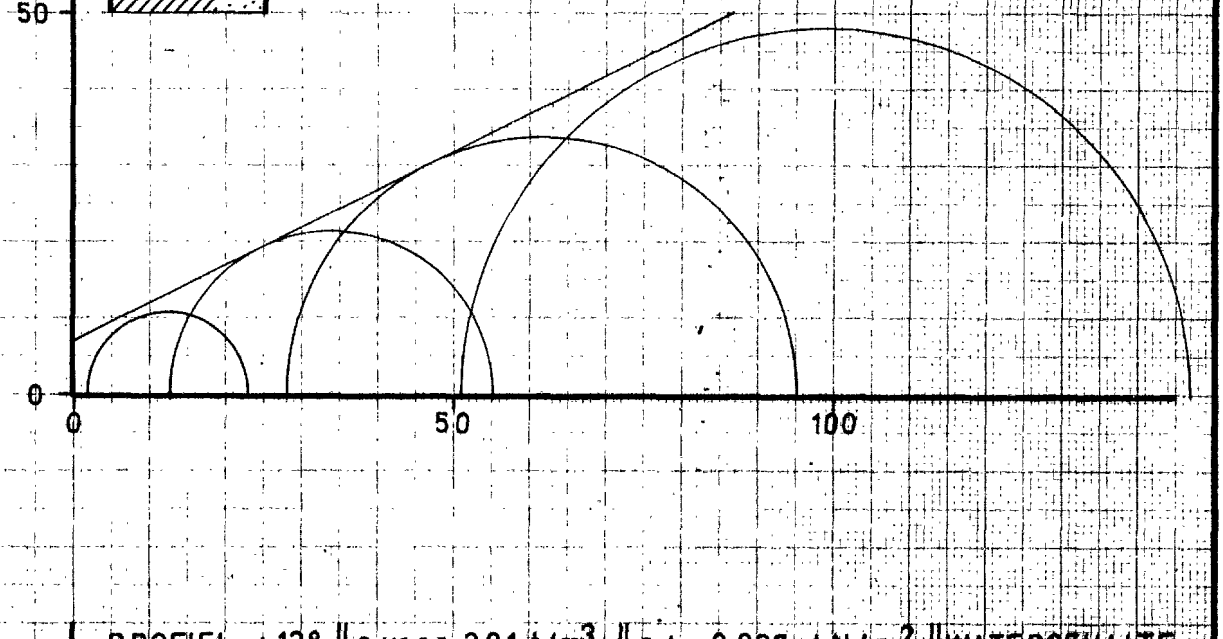
BIJL C - 2

form A4

PROFIEL : 128 | ρ voor 1.99 t/m³ | c' = 0.071 kN/m² | WATERGEHALTE
BORING : 3 | ρ na1 1.99 t/m³ | ø' = 26.19 ° | voor: %
MONSTER : 4D | ρ na 2.00 t/m³ | T.V. = 26.50 kN/m² | na: %

DIEPTE 3.22 - 3.42 m-MV = 5.19 - 4.99 m+N.A.P.

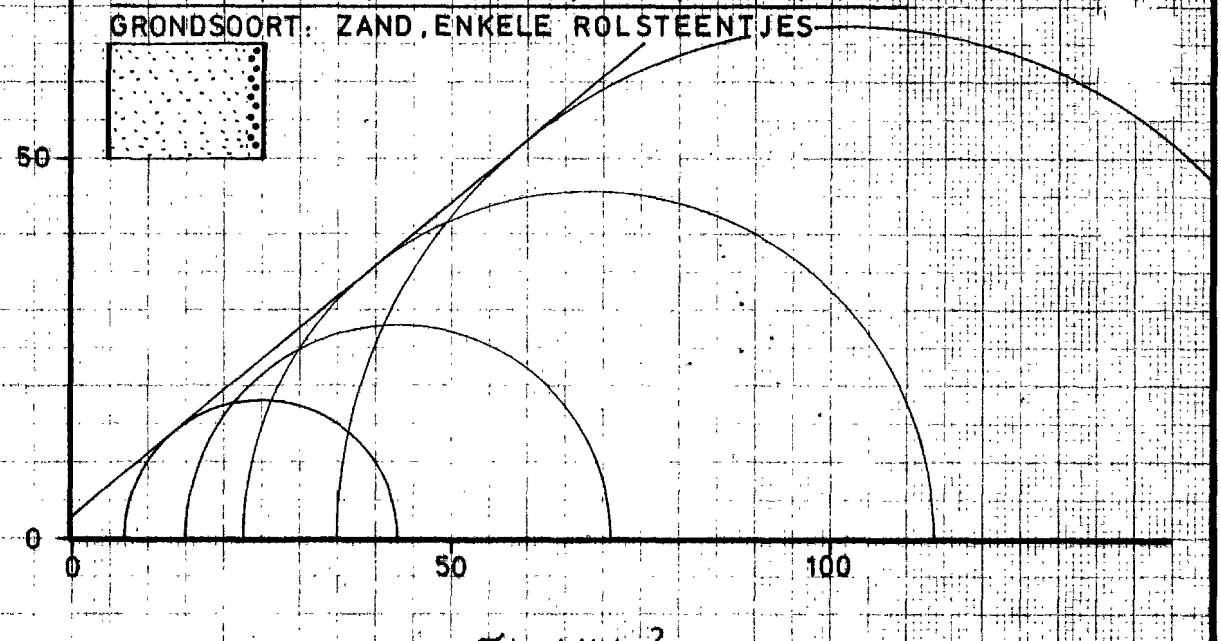
GRONDSOORT: KLEI, ZANDIG TOT STERK ZANDIG



PROFIEL : 128 | ρ voor 2.01 t/m³ | c' = 0.027 kN/m² | WATERGEHALTE
BORING : 3 | ρ na1 2.02 t/m³ | ø' = 39.74 ° | voor: %
MONSTER : 5 | ρ na 2.03 t/m³ | T.V. = kN/m² | na: %

DIEPTE 4.58 - 4.78 m-MV = 3.83 - 3.63 m+N.A.P.

GRONDSOORT: ZAND, ENKELE ROLSTEENTJES



laboratorium voor grondmechanica delft
telefoon (015) 569223 telex 33326 solab nl

dd | get walther gec

WAALBANDIJK NABIJ WINSSEN.

CO-232290

CELPROEVEN

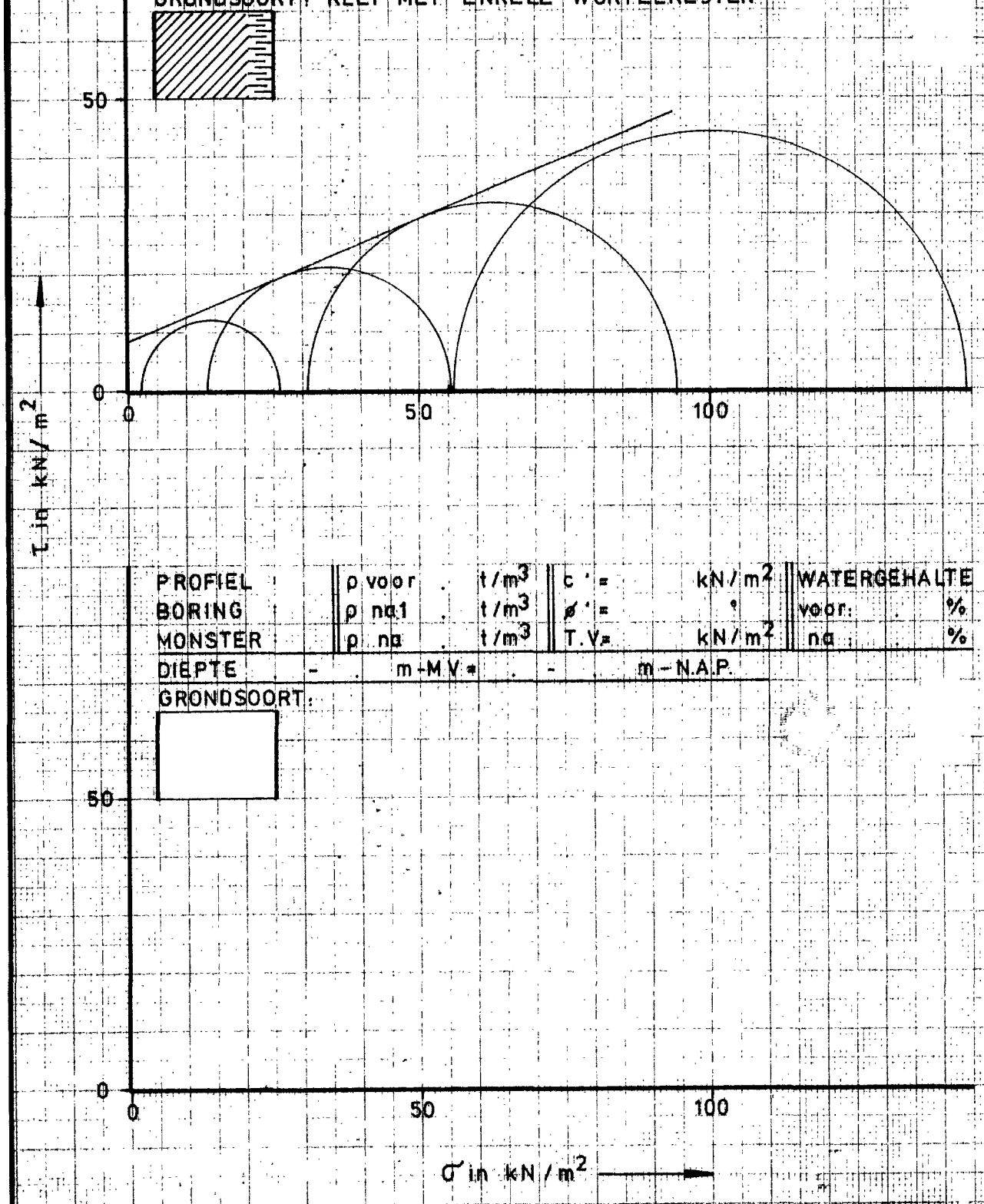
BIJL C-3

form A4

PROFIEL : 128	ρ voor 1.81 t/m³	c' = 0.088 kN/m²	WATERGEHALTE
BORING : 3	ρ na 1 1.82 t/m³	ø' = 21.96 °	voor: . %
MONSTER : 8B	ρ na 1.87 t/m³	T.V.= kN/m²	na : . %

DIEPTE 0.23 - 0.43 m-MV = 7.66 - 7.46 m+N.A.P.

GRONDSOORT: KLEI MET ENKELE WORTELRESTEN



PROFIEL :	ρ voor . t/m³	c' = kN/m²	WATERGEHALTE
BORING :	ρ na 1 . t/m³	ø' = °	voor: . %
MONSTER :	ρ na . t/m³	T.V.= kN/m²	na : . %

DIEPTE - . m-MV = . - . m-N.A.P.

GRONDSOORT:

laboratorium voor grondmechanica delft
telefoon (015) 56 92 23 telex 33326 solab nl

dd get walther gec

WAALBANDIJK NABIJ WINSSEN.

CELPROEVEN

CO-232290

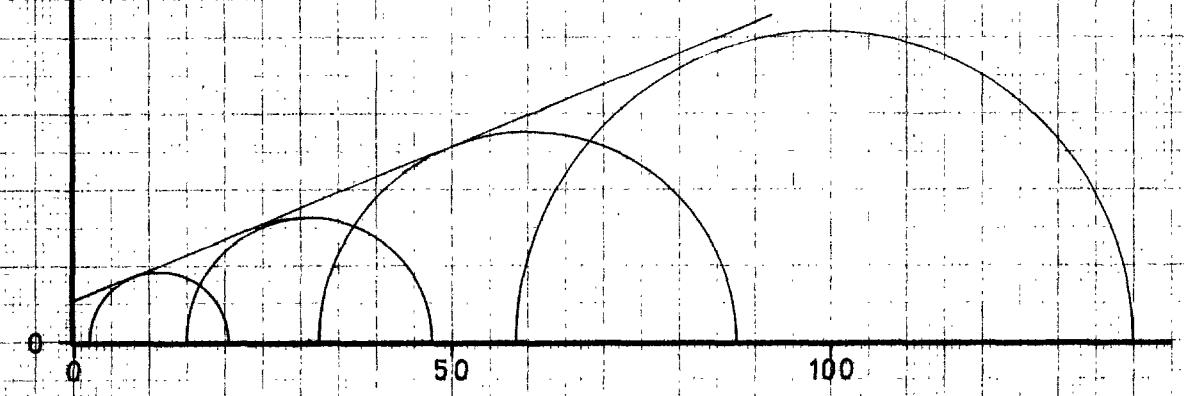
BIJL. C-4

form A4

PROFIEL : 128	ρ voor 1.88 t/m³	c ' = 0.051 kN/m²	WATERGEHALTE
BORING : 2	ρ na1 1.90 t/m³	ø ' = 22.22 °	voor: . %
MONSTER : 12	ρ na 1.94 t/m³	T.V.= 47.00 kN/m²	na : . %

DIEPTE 0.89- 1.09 m-MV = 8.30 - 8.10 m+N.A.P.

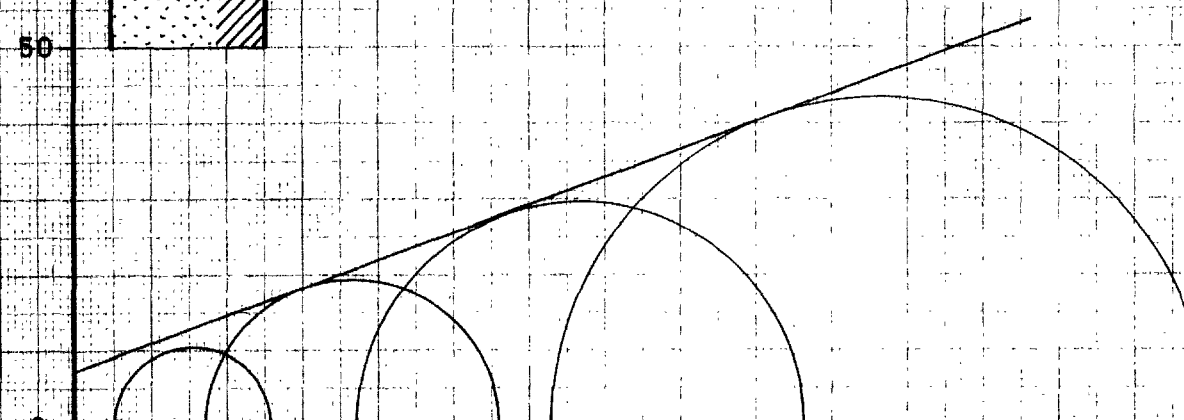
GRONDSOORT: KLEI, ZEER FIJN ZANDIG



PROFIEL : 128	ρ voor 1.96 t/m³	c ' = 0.071 kN/m²	WATERGEHALTE
BORING : 2	ρ na1 1.97 t/m³	ø ' = 20.18 °	voor: . %
MONSTER : 13D	ρ na 1.95 t/m³	T.V.= 13.50 kN/m²	na : . %

DIEPTE 1.91- 2.11 m-MV = 7.28 - 7.08 m+N.A.P.

GRONDSOORT: KLEI, STERK ZANDIG TOT ZAND, STERK KLEIIG



T in kN/m²

σ in kN/m²

laboratorium voor grondmechanica delft

telefoon (015) 569221 telex 38328 (vlab nl)

d.d. get walther gec

WAALBANDIJK NABIJ WINSSEN.

CO 232290

CELPROEVEN

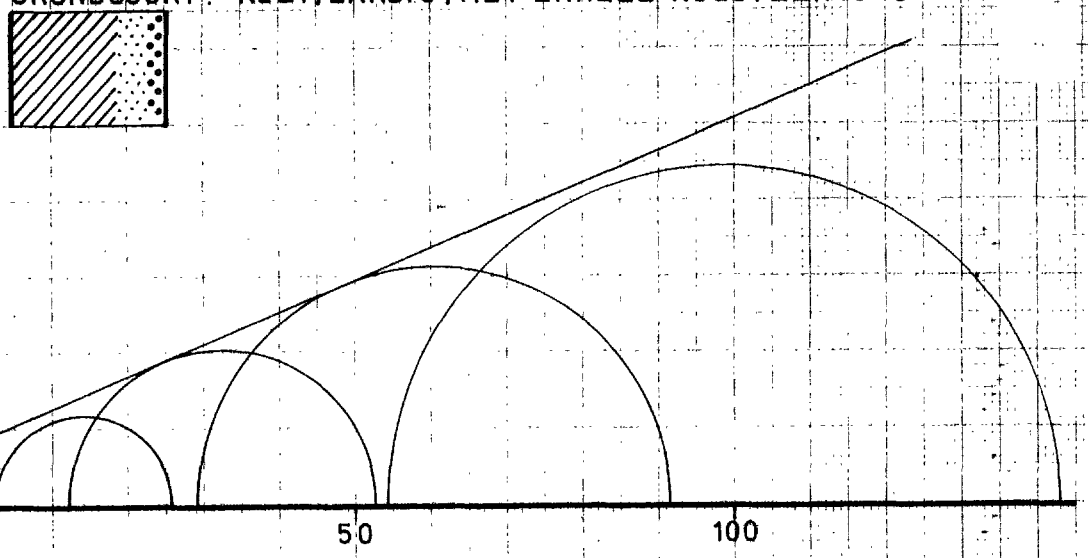
BIJL C - 5

form A4

PROFIEL : 128	ρ voor 1.92 t/m³	c ' = 0.078 kN/m²	WATERGEHALTE	
BORING : 2	ρ na1 1.92 t/m³	ø ' = 23.68 °	voor:	%
MONSTER : 14	ρ na 1.93 t/m³	T.V.= 17.50 kN/m²	na :	%

DIEPTE 2.94 - 3.14 m-MV = 6.25 - 6.05 m+N.A.P.

GRONDSOORT: KLEI, ZANDIG, MET ENKELE ROLSTEENTJES

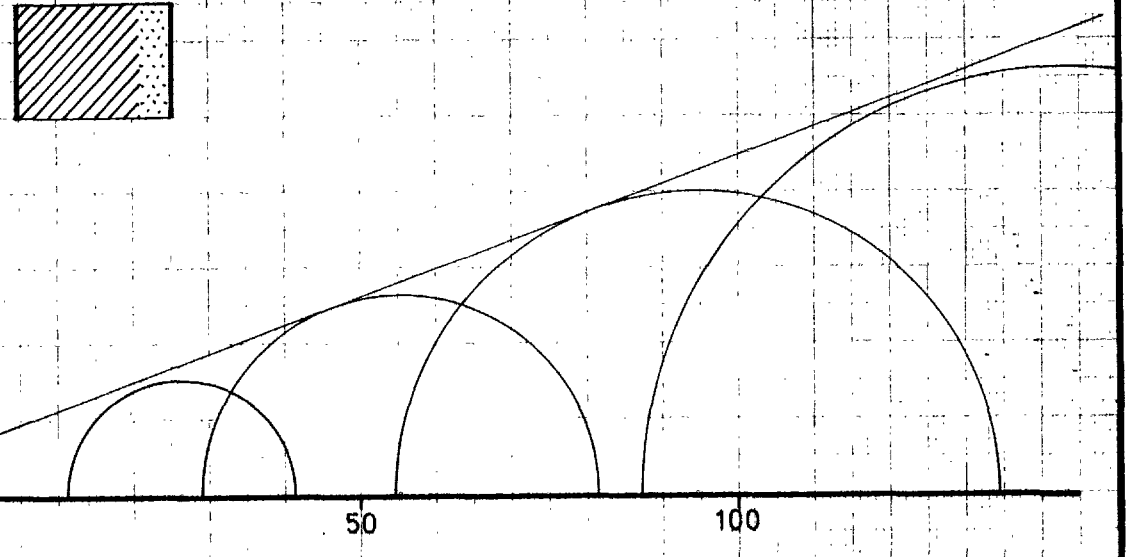


τ in kN/m²

PROFIEL : 128	ρ voor 1.94 t/m³	c ' = 0.079 kN/m²	WATERGEHALTE	
BORING : 2	ρ na1 1.96 t/m³	ø ' = 20.08 °	voor:	%
MONSTER : 15D	ρ na 1.98 t/m³	T.V.= 20.00 kN/m²	na :	%

DIEPTE 3.96 - 4.16 m-MV = 5.23 - 5.03 m+N.A.P.

GRONDSOORT: KLEI, ZEER FIJN ZANDIG



σ in kN/m²

laboratorium voor grondmechanica delft

dd

get walther

gec

WAALBANDIJK NABIJ WINSSEN.

CO-232290

CELPROEVEN

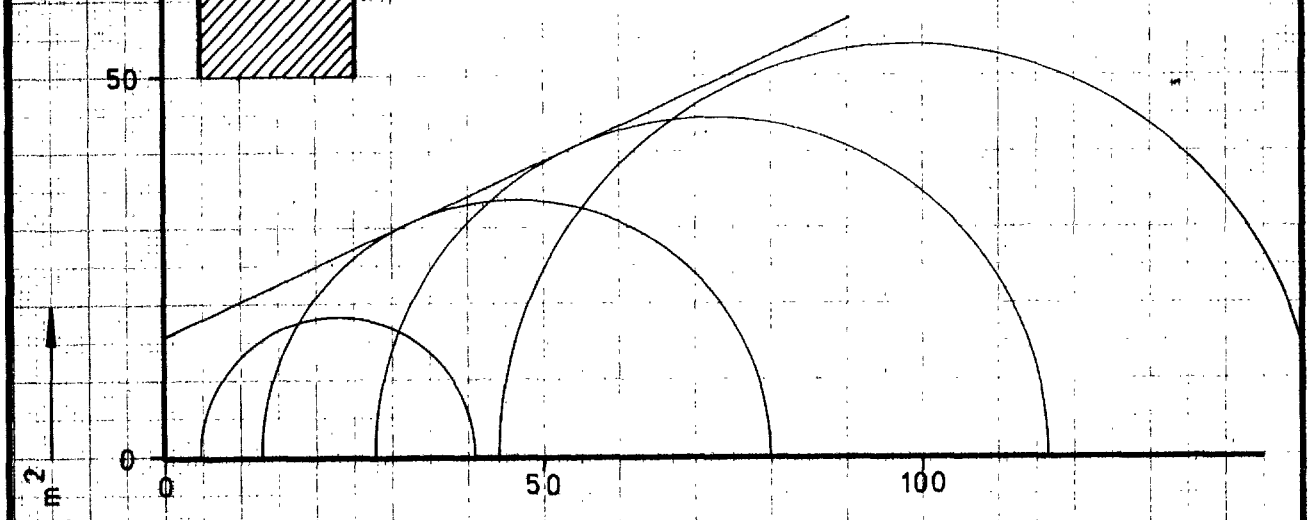
BIJL C-6

form A4

PROFIEL : 128	p voor 1.86 t/m³	c ' = 0.150 kN/m²	WATERGEHALTE
BORING : 1	p na1 1.86 t/m³	ø ' = 25.21 °	voor: . %
MONSTER : 24	p na 1.85 t/m³	T.V.= 81.50 kN/m²	na : . %

DIEPTE 0.83- 1.03 m-MV = 11.40 - 11.20 m+N.A.P.

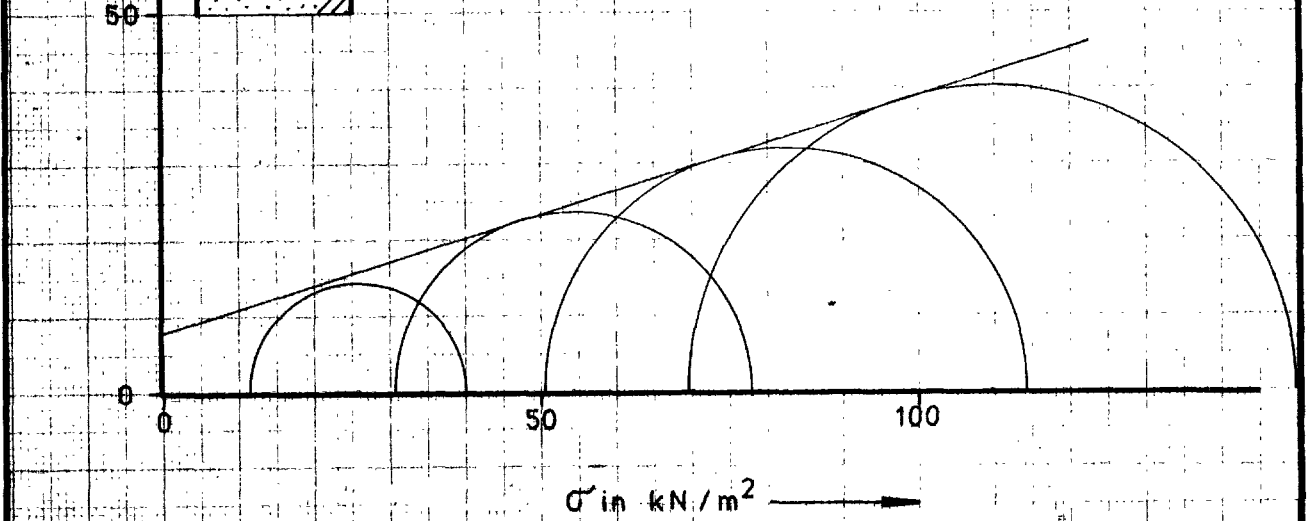
GRONDSOORT: KLEI



PROFIEL : 128	p voor 1.86 t/m³	c ' = 0.072 kN/m²	WATERGEHALTE
BORING : 1	p na1 1.88 t/m³	ø ' = 17.68 °	voor: . %
MONSTER : 25	p na 1.94 t/m³	T.V.= 40.00 kN/m²	na : . %

DIEPTE 1.63 - 1.83 m-MV = 10.70 - 10.50 m+N.A.P.

GRONDSOORT: KLEI, ZEER STERK ZANDIG TOT ZAND KLEIIG



τ in kN/m²

σ in kN/m²

laboratorium voor grondmechanica delft
telefoon (015) 56 92 23

WAALBANDIJK NABIJ WINSSEN.

CO 232290

CELPROEVEN

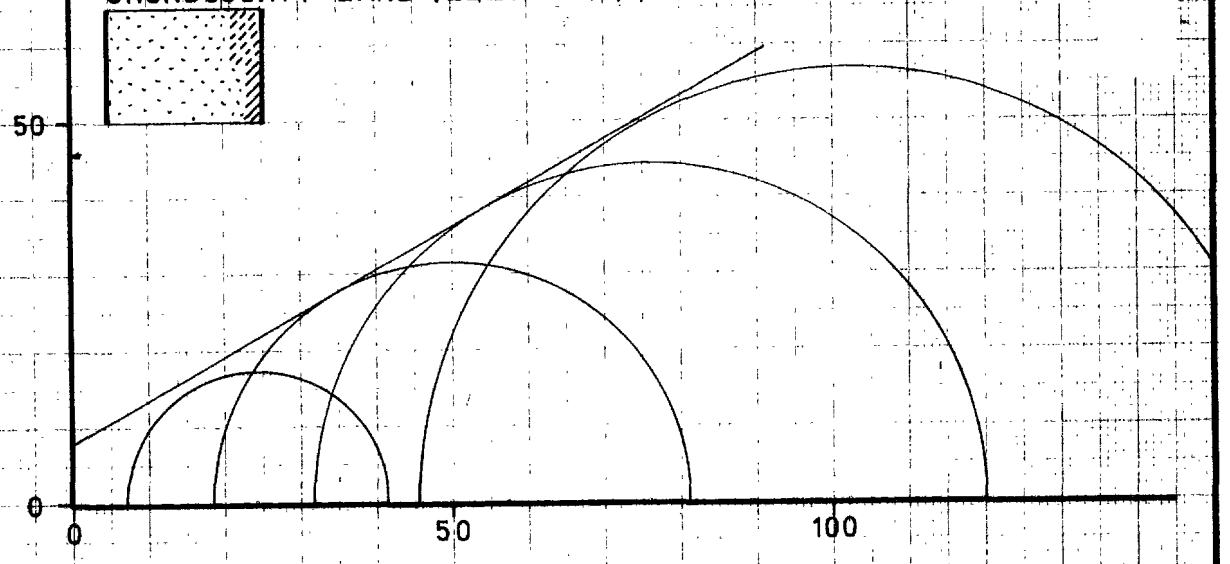
BIJL C-7

form A4

PROFIEL : 128	ρ voor 2.13 t/m³	c ' = 0.075 kN/m²	WATERGEHALTE
BORING : 1	ρ na1 2.13 t/m³	ø ' = 29.92 °	voor: . %
MONSTER : 26A	ρ na 2.06 t/m³	T.V. = >100.00 kN/m²	na : . %

DIEPTE 2.48 - 2.68 m-MV = 9.85 - 9.65 m+N.A.P.

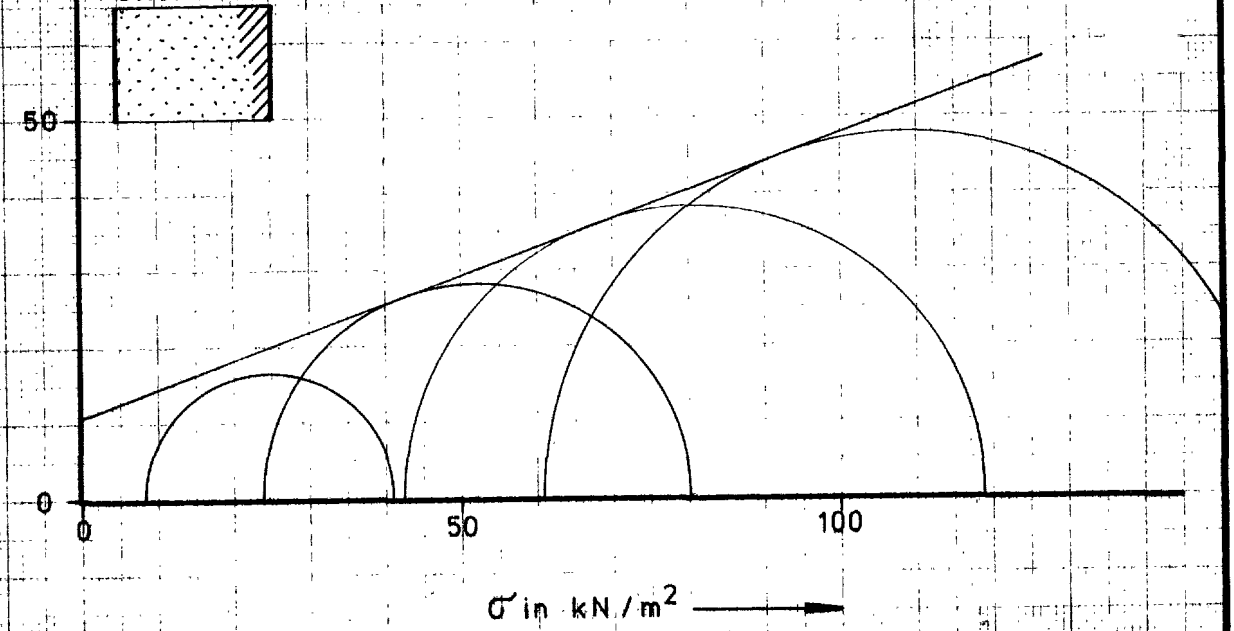
GRONDSOORT: ZAND (ZEER FIJN), SILTIG TOT IETS KLEIIG



PROFIEL : 128	ρ voor 2.02 t/m³	c ' = 0.107 kN/m²	WATERGEHALTE
BORING : 1	ρ na1 2.02 t/m³	ø ' = 20.36 °	voor: . %
MONSTER : 26B	ρ na 1.96 t/m³	T.V. = 81.50 kN/m²	na : . %

DIEPTE 2.88 - 3.08 m-MV = 9.45 - 9.25 m+N.A.P.

GRONDSOORT: ZAND, KLEIIG TOT IETS KLEIIG



τ in kN/m²

σ in kN/m² ⟶

laboratorium voor grondmechanica delft

dd

get walther

ger

WAALBANDIJK NABIJ WINSSEN.

CO-232290

CELPROEVEN

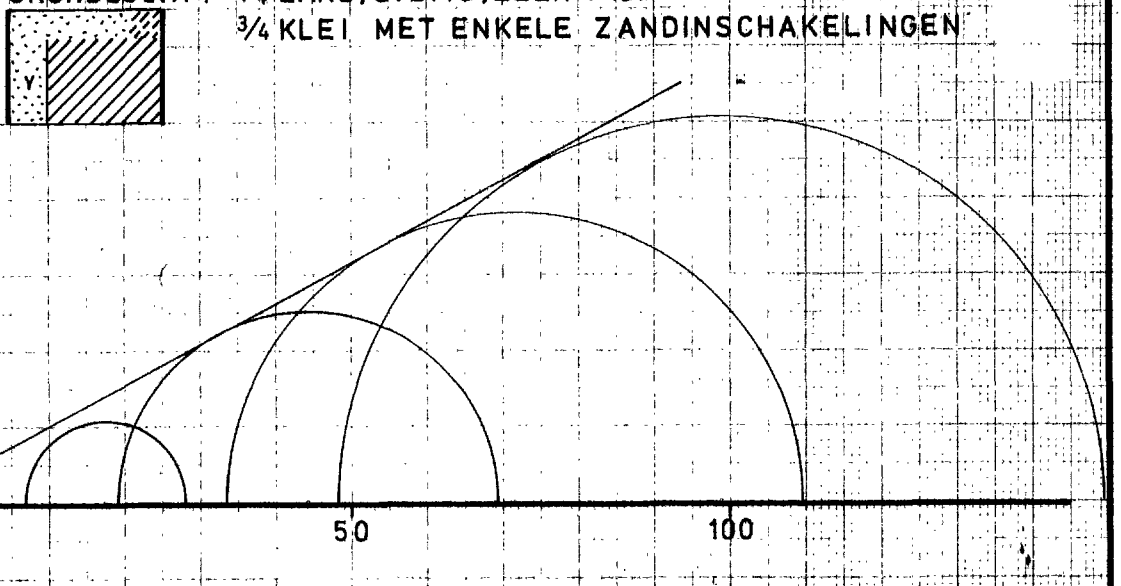
BIJL C-8

form A4

PROFIEL : 128	ρ voor 1.99 t/m³	c ' = 0.047 kN/m²	WATERGEHALTE
BORING : 1	ρ na1 1.99 t/m³	ø ' = 28.29 °	voor: . %
MONSTER : 28C	ρ na 2.00 t/m³	T.V.=> 82.50 kN/m²	na : . %

DIEPTE 4.46 - 4.66 m-MV = 7.87 - 7.67 m+N.A.P.

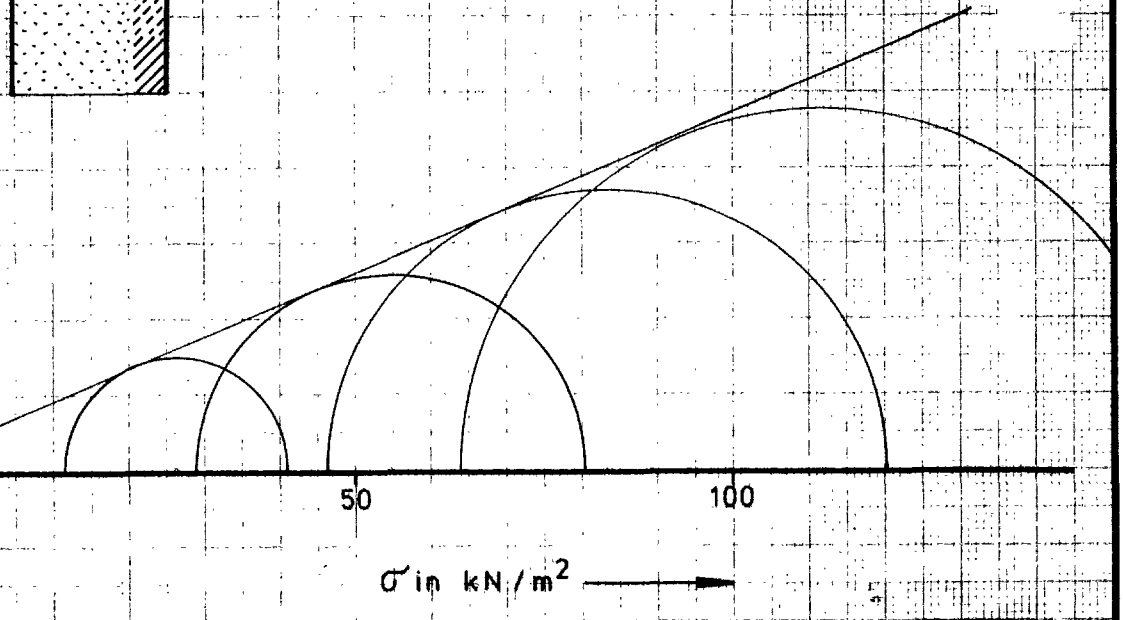
GRONDSOORT: 1/4 ZAND, SILTIG, ZEER FIJN
3/4 KLEI MET ENKELE ZANDINSCHAKELINGEN



PROFIEL : 128	ρ voor 2.02 t/m³	c ' = 0.053 kN/m²	WATERGEHALTE
BORING : 1	ρ na1 2.03 t/m³	ø ' = 22.55 °	voor: . %
MONSTER : 28F	ρ na 1.98 t/m³	T.V= 36.00 kN/m²	na : . %

DIEPTE 4.88 - 5.08 m-MV = 7.45 - 7.25 m+N.A.P.

GRONDSOORT: ZAND, SILTIG TOT KLEIIG



laboratorium voor grondmechanica delft

telef. 015 569221 telex 38126 solab nl

d d get walther gec

WAALBANDIJK NABIJ WINSSEN.

CO-232290

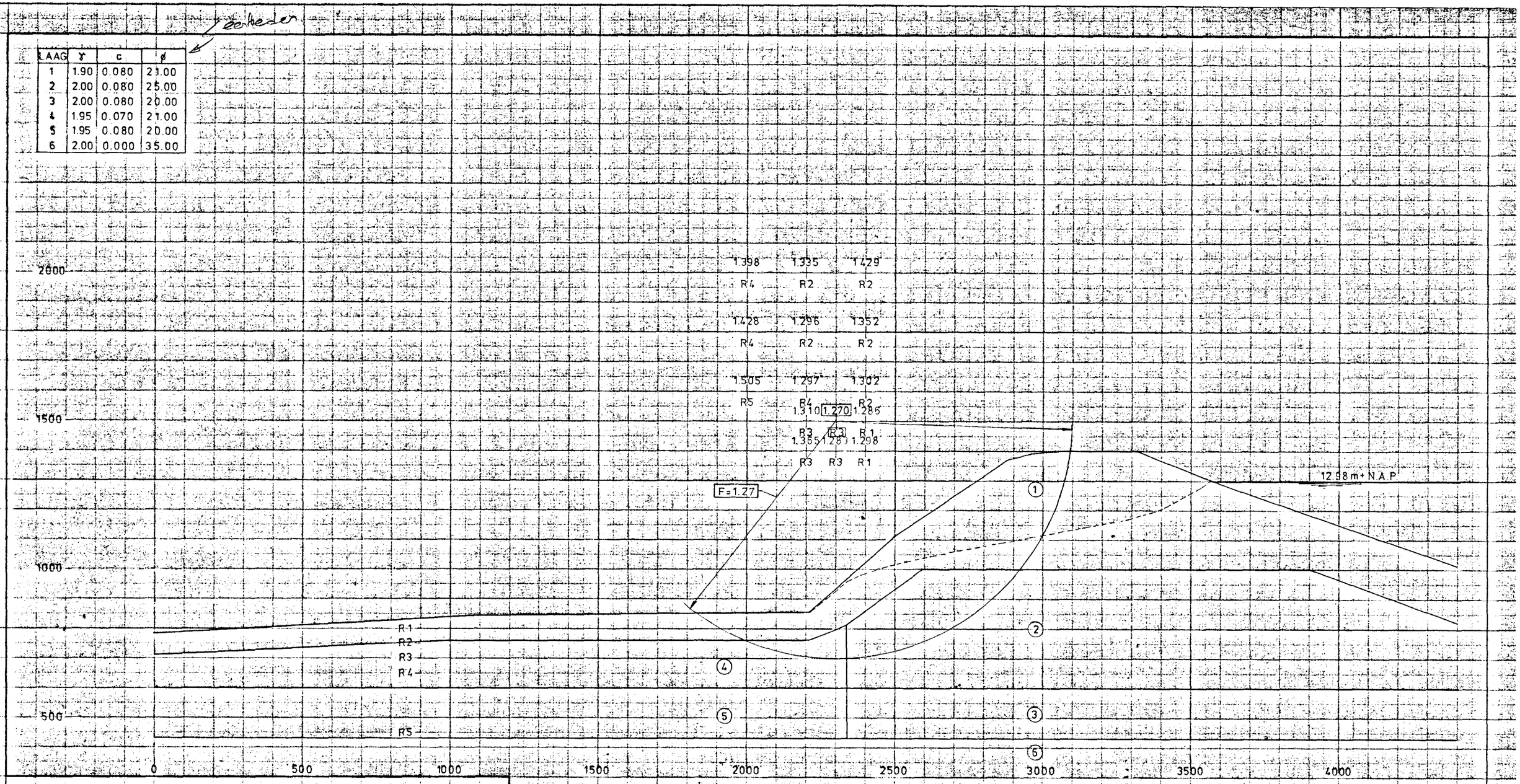
CELPROEVEN

BIJL C-9

form A4

eenheden

LAAG	γ	c	φ
1	1.90	0.080	21.00
2	2.00	0.080	25.00
3	2.00	0.080	20.00
4	1.95	0.070	21.00
5	1.95	0.080	20.00
6	2.00	0.000	35.00



LABORATORIUM VOOR GRONDMECHANICA TE DELFT

WAALBANDIJK NABIJ WINSSEN.
METING 2A BINNEN SCHAAL 1:100

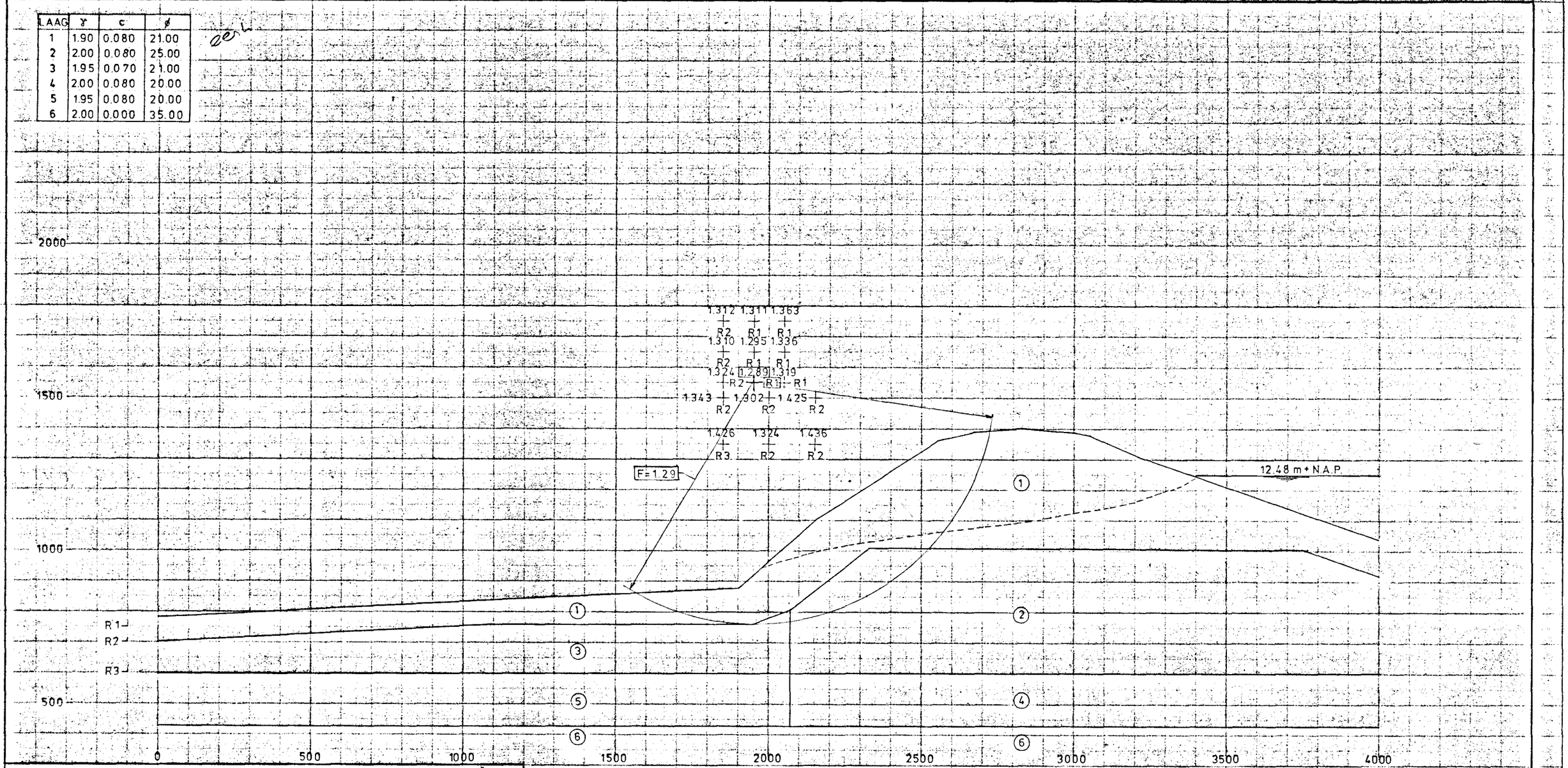
STABILITEITSBEREKENINGEN

30
60

BIJL. G - 1

CO-232290

LAAG	γ	c	φ
1	1.90	0.080	21.00
2	2.00	0.080	25.00
3	1.95	0.070	21.00
4	2.00	0.080	20.00
5	1.95	0.080	20.00
6	2.00	0.000	35.00



LABORATORIUM VOOR GRONDMECHANICA TE DELFT

WAALBANDIJK NABIJ WINSSEN.
METING 2B BINNEN SCHAAL 1:100

STABILITEITSBEREKENINGEN

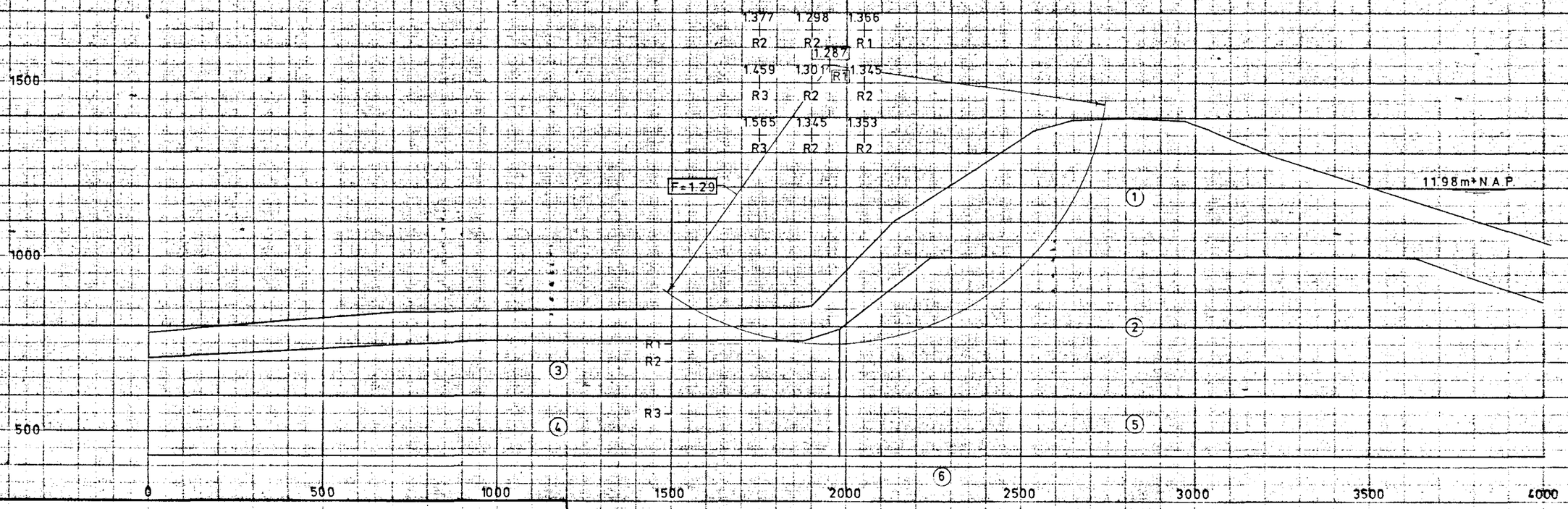
30
60

BIJL. G-2

CO-232290

LAAG	γ	c'	φ'
1	1.90	0.080	21.00
2	2.00	0.080	25.00
3	1.95	0.070	21.00
4	1.95	0.080	20.00
5	2.00	0.080	20.00
6	2.00	0.000	35.00

oorlaag



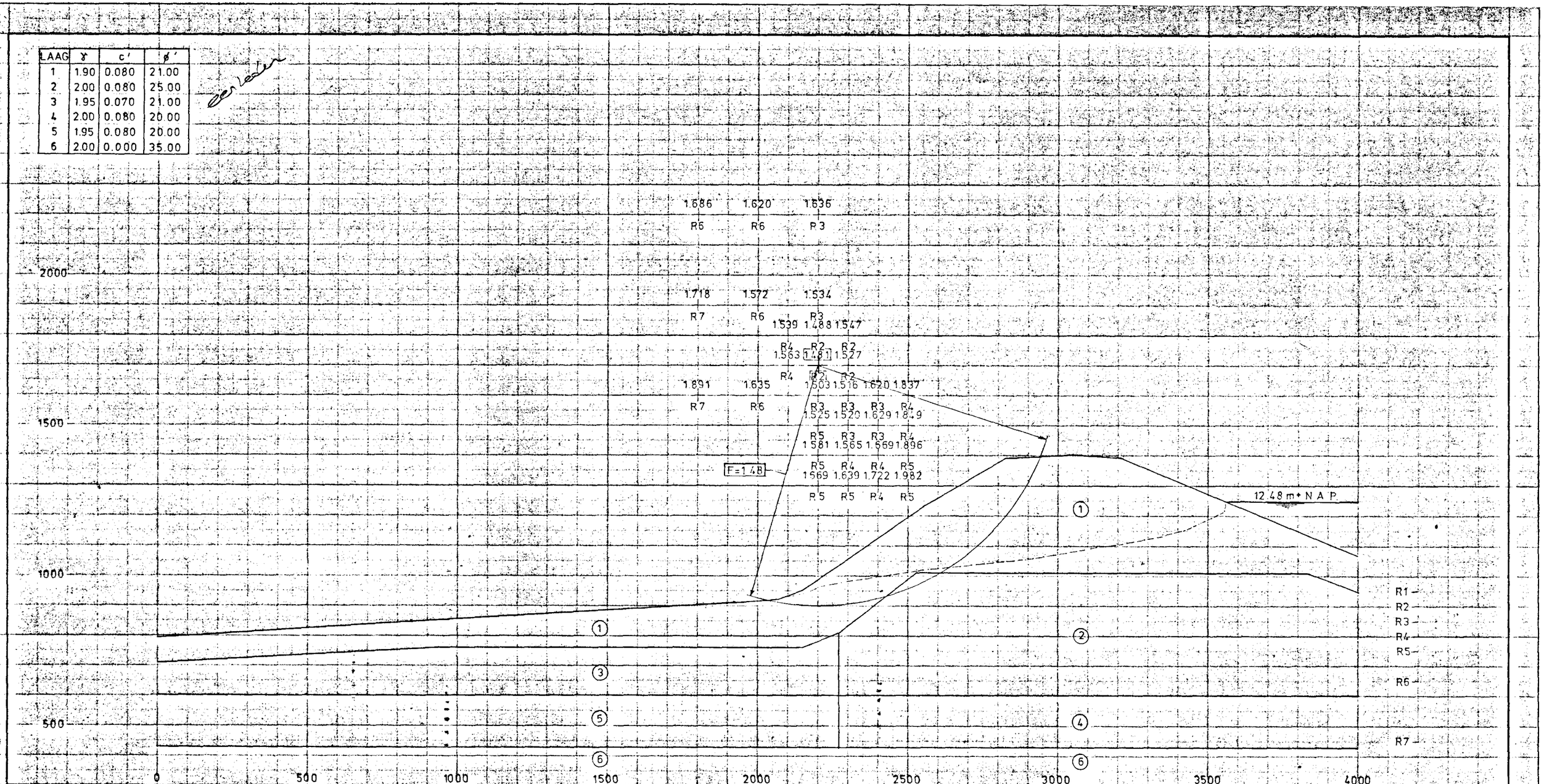
LABORATORIUM VOOR GRONDMECHANICA TE DELFT

WAALBANDIJK NABIJ WINSSEN.
METING 2C BINNEN — SCHAAL 1:100
STABILITEITSBEREKENINGEN

30
60

BIJL. G-3
CO-232290

LAAG	γ	c'	φ'
1	1.90	0.080	21.00
2	2.00	0.080	25.00
3	1.95	0.070	21.00
4	2.00	0.080	20.00
5	1.95	0.080	20.00
6	2.00	0.000	35.00



LABORATORIUM VOOR GRONDMECHANICA TE DELFT

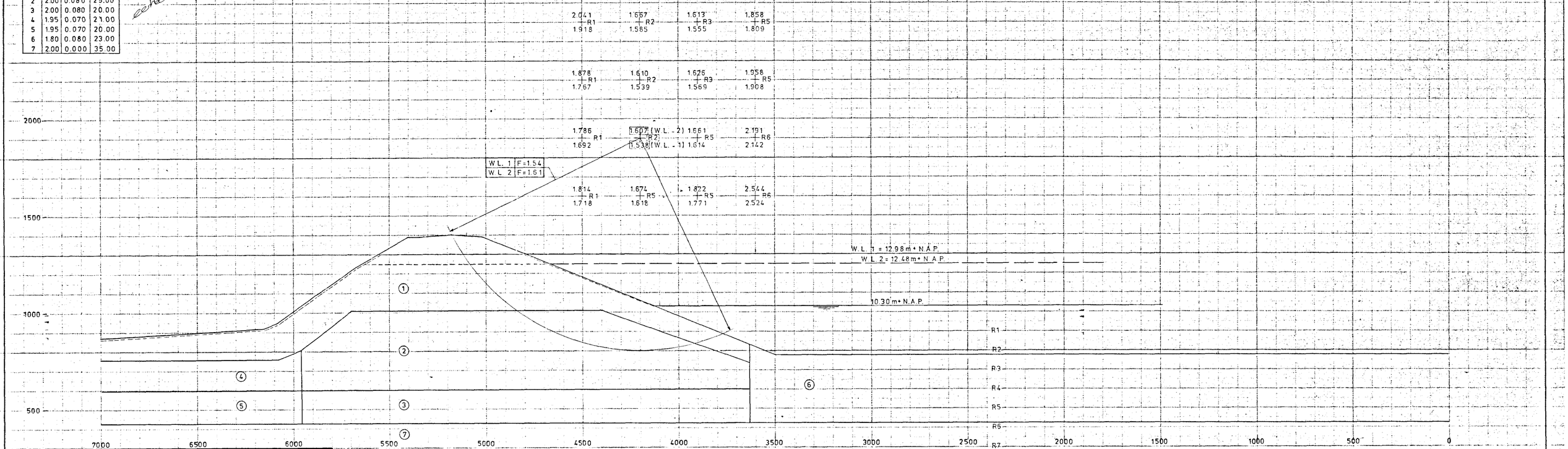
WAALBANDIJK NABIJ WINSSEN.
METING 4 BINNEN SCHAAL 1:100
STABILITEITSBEREKENINGEN

30
60

BIJL. G 4.4
CO-232290

LAAG	γ	c'	φ'
1	1.90	0.080	21.00
2	2.00	0.080	25.00
3	2.00	0.080	20.00
4	1.95	0.070	21.00
5	1.95	0.070	20.00
6	1.80	0.080	23.00
7	2.00	0.000	35.00

verhoogd



LABORATORIUM VOOR GRONDMECHANICA TE DELFT

WAALBANDIJK NABIJ WINSSEN.
METING 4 BUITEN, W.L. 1 en 2 SCHAAL 1:100

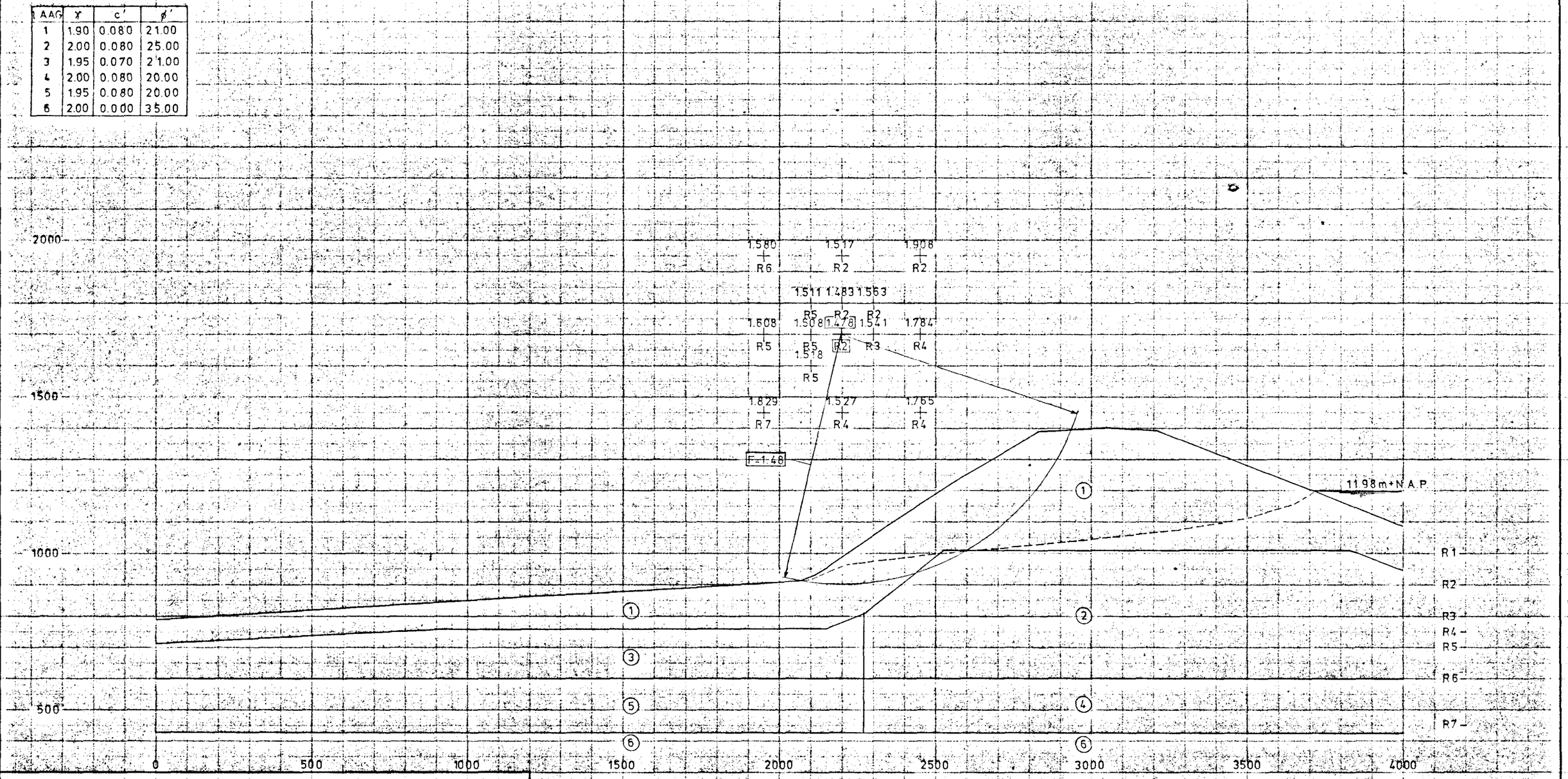
BIJL: G-5

STABILITEITSBEREKENINGEN

30
90

CO-232290

LAAG	γ	c'	φ'
1	1.90	0.080	21.00
2	2.00	0.080	25.00
3	1.95	0.070	21.00
4	2.00	0.080	20.00
5	1.95	0.080	20.00
6	2.00	0.000	35.00



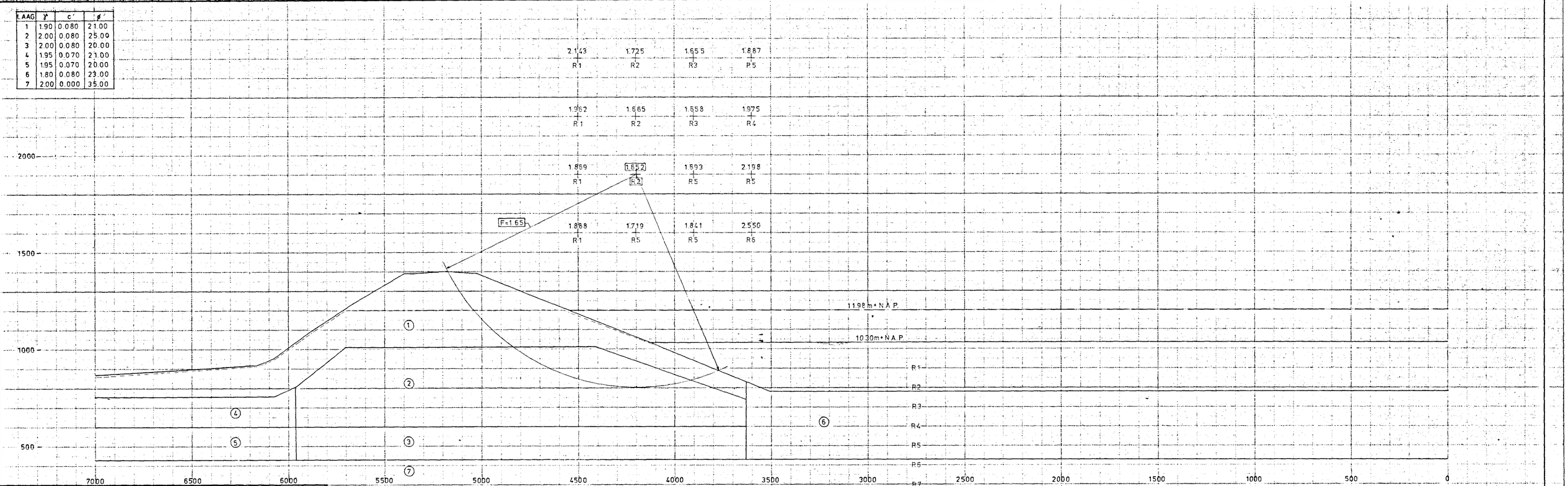
LABORATORIUM VOOR GRONDMECHANICA TE DELFT

WAALBANDIJK NABIJ WINSSEN.
METING 6 BINNEN SCHAAL 1:100
STABILITEITSBEREKENINGEN

30
60

BIJL. G-6
CO-232290

LAAG	γ'	c'	φ'
1	1.90	0.080	21.00
2	2.00	0.080	25.00
3	2.00	0.080	20.00
4	1.95	0.070	21.00
5	1.95	0.070	20.00
6	1.80	0.080	23.00
7	2.00	0.000	35.00



LABORATORIUM VOOR GRONDMECHANICA TE DELFT

WAALBANDIJK NABIJ WINSSEN.
METING 6 BUITEN SCHAAL 1:100

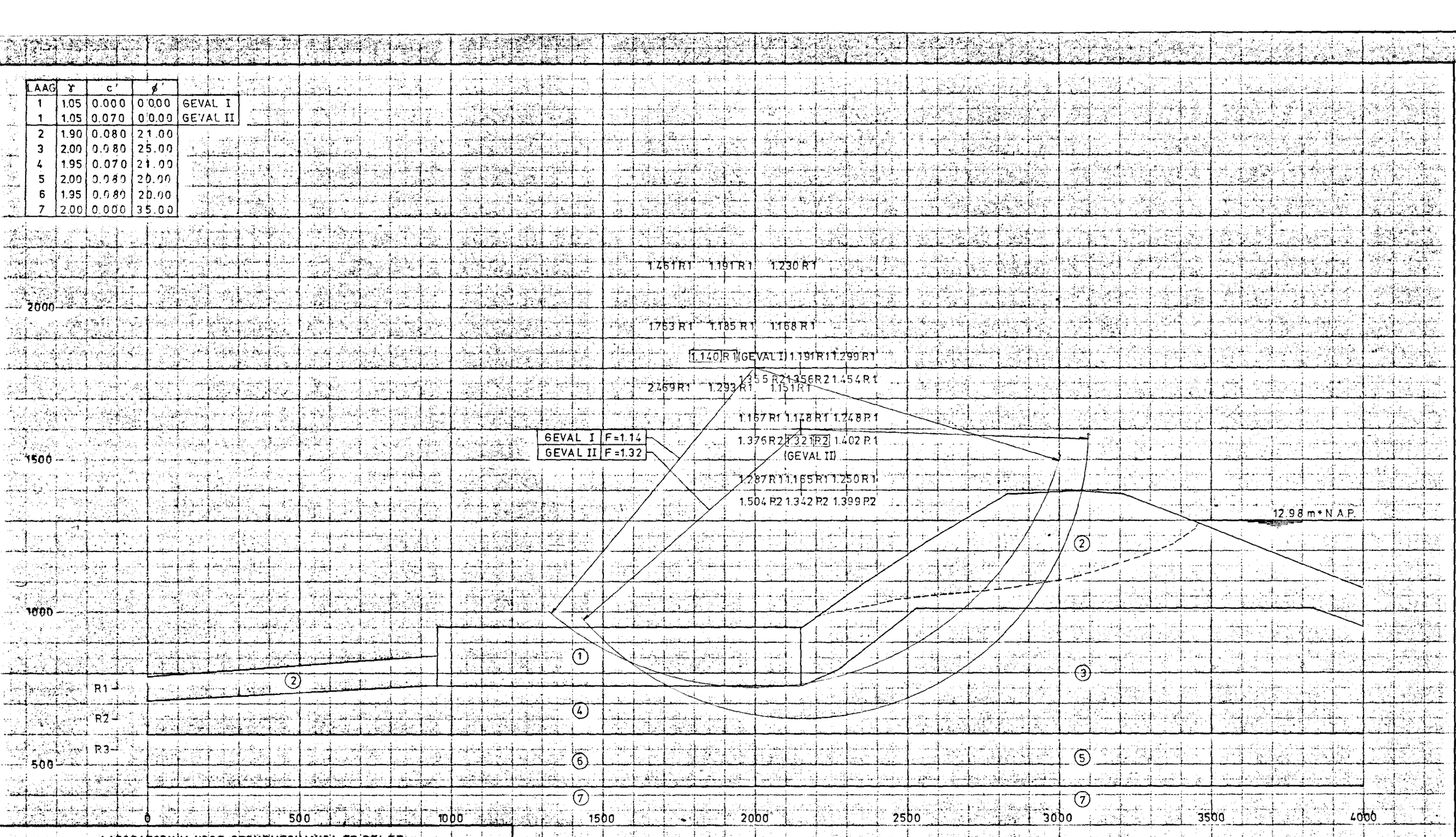
BIJL: G - 7

30
90

CO-232290

STABILITEITSBEREKENINGEN

LAAG	γ	c'	φ'	
1	1.05	0.000	0.00	GEVAL I
1	1.05	0.070	0.00	GEVAL II
2	1.90	0.080	21.00	
3	2.00	0.080	25.00	
4	1.95	0.070	21.00	
5	2.00	0.080	20.00	
6	1.95	0.080	20.00	
7	2.00	0.000	35.00	



LABORATORIUM VOOR GRONDMECHANICA TE DELFT

WAALBANDIJK NABIJ WINSSEN.

METING 7 BINNEN, GEVAL I en II SCHAAL 1:100

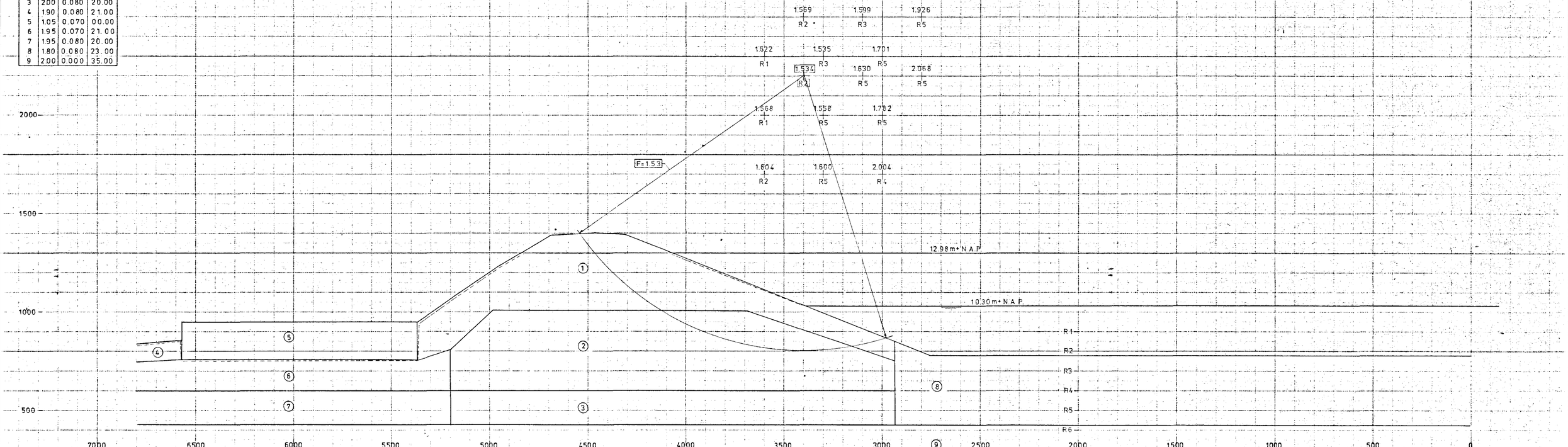
STABILITEITSBEREKENINGEN

30
60

BIJL. G 1 8

CO-232290

LAAG	γ'	c'	φ'
1	1.90	0.080	21.00
2	2.00	0.080	25.00
3	2.00	0.080	20.00
4	1.90	0.080	21.00
5	1.05	0.070	00.00
6	1.95	0.070	21.00
7	1.95	0.080	20.00
8	1.80	0.080	23.00
9	2.00	0.000	35.00

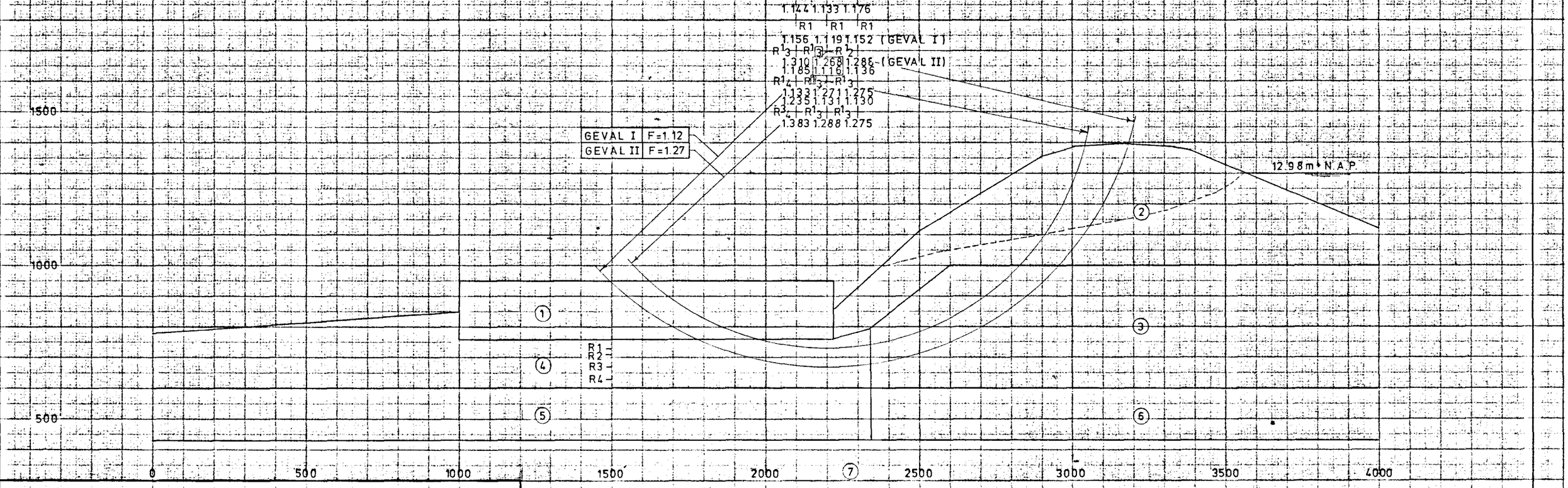


LABORATORIUM VOOR GRONDMECHANICA TE DELFT

WAALBANDIJK NABIJ WINSSEN.
METING 7 BUITEN
SCHAAL 1:100
BIJL: G - 9

STABILITEITSBEREKENINGEN
30
90
CO-232290

LAAG	γ	c'	φ'	
1	1.05	0.000	00.00	GEVAL I
1	1.05	0.070	00.00	GEVAL II
2	1.90	0.080	21.00	
3	2.00	0.080	25.00	
4	1.95	0.070	21.00	
5	1.95	0.080	20.00	
6	2.00	0.080	20.00	
7	2.00	0.000	35.00	



LABORATORIUM VOOR GRONDMECHANICA TE DELFT

WAALBANDIJK NABIJ WINSSEN.
METING 7A BINNEN, GEVAL I en II SCHAAL 1:100

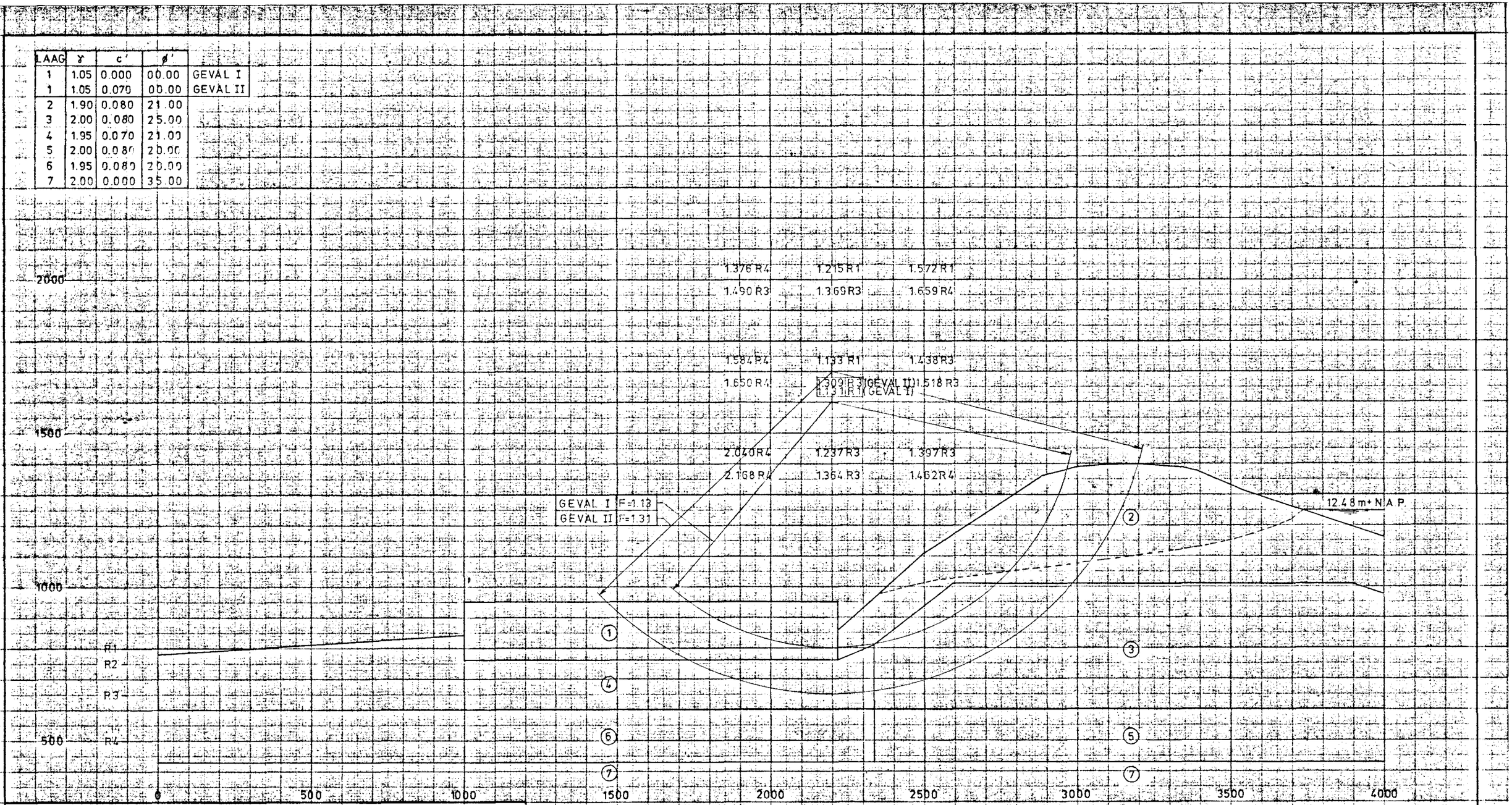
STABILITEITSBERekeningen

30
60

BIJL: G-10

CO-232290

LAAG	γ	c'	φ'	
1	1.05	0.000	00.00	GEVAL I
1	1.05	0.070	00.00	GEVAL II
2	1.90	0.080	21.00	
3	2.00	0.080	25.00	
4	1.95	0.070	21.00	
5	2.00	0.080	20.00	
6	1.95	0.080	20.00	
7	2.00	0.000	35.00	



LABORATORIUM VOOR GRONDMECHANICA TE DELFT

WAALBANDIJK NABIJ WINSSEN.
METING 7B BINNEN, GEVAL I en II SCHAAL 1:100

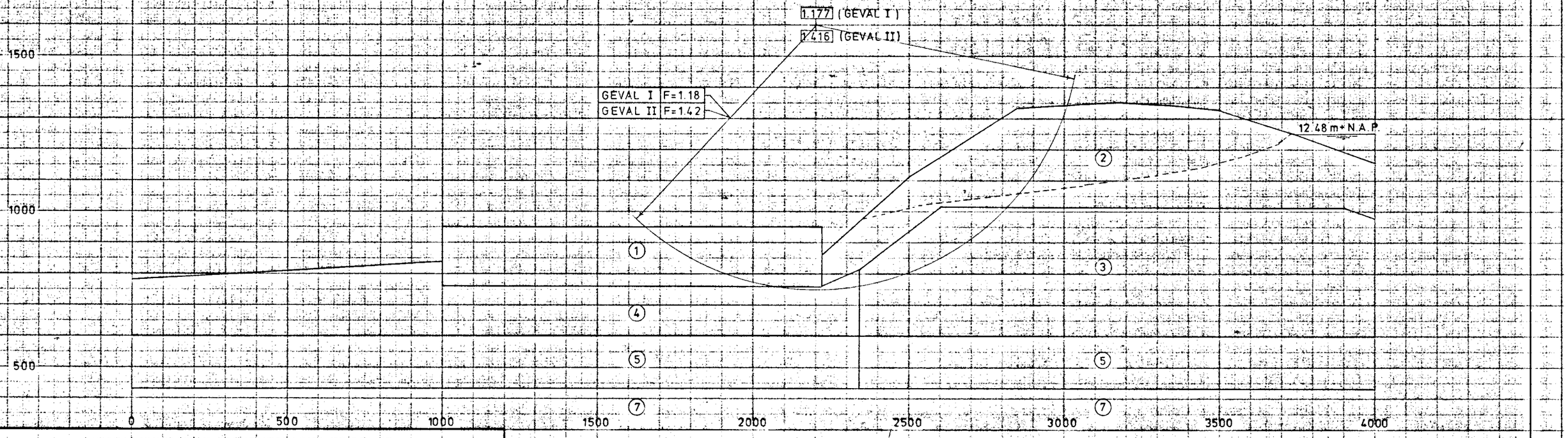
STABILITEITSBEREKENINGEN

30
60

BIJL. G-11

CO-232290

LAAG	γ	c'	φ'	
1	1.05	0.000	0.000	GEVAL I
1	1.05	0.070	0.000	GEVAL II
2	1.90	0.080	21.00	
3	2.00	0.080	25.00	
4	1.95	0.070	21.00	
5	2.00	0.080	20.00	
6	1.95	0.080	20.00	
7	2.00	0.000	35.00	



LABORATORIUM VOOR GRONDMECHANICA TE DELFT

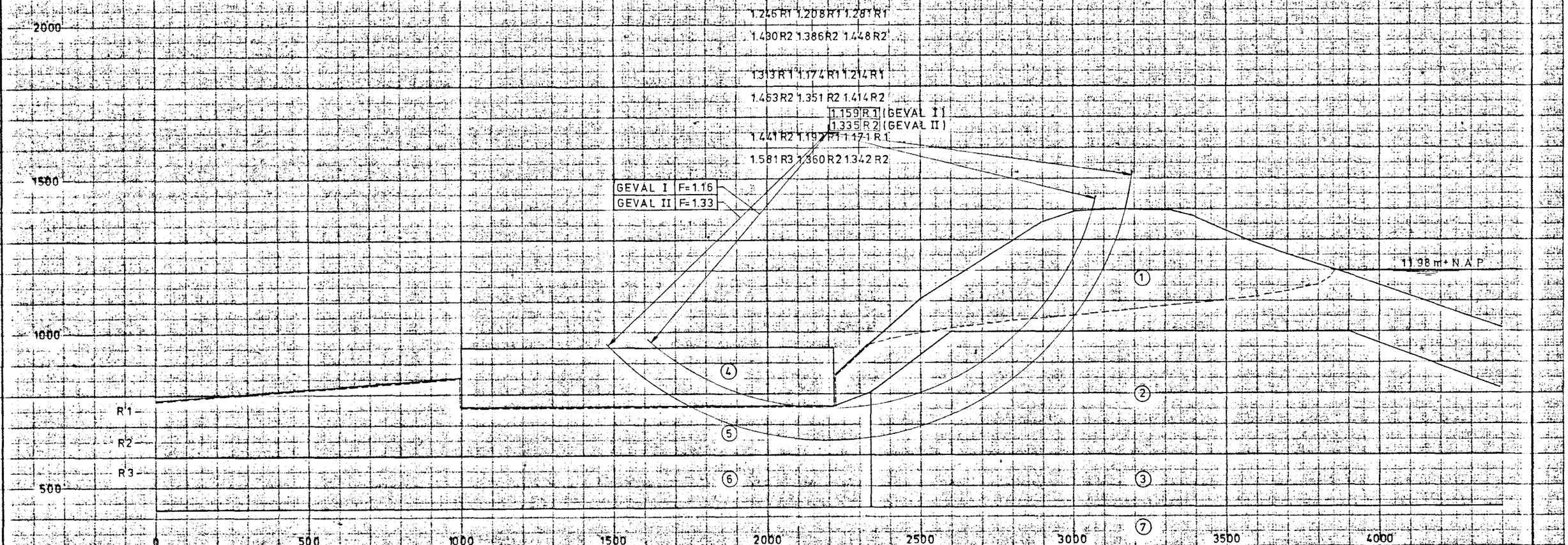
WAALBANDIJK NABIJ WINSSEN.
METING 7BB, BINNEN GEVAL I en II SCHAAL 1:100
(kruindijk 0.5 m lager)
STABILITEITSBEREKENINGEN

30
60

BIJL: G - 12

CO-232290

LAAG	γ	c'	φ'	
1	1.90	0.080	21.00	
2	2.00	0.080	25.00	
3	2.00	0.080	20.00	
4	1.05	0.000	00.00	GEVAL I
4	1.05	0.070	00.00	GEVAL II
5	1.95	0.070	21.00	
6	1.95	0.080	20.00	
7	2.00	0.000	35.00	



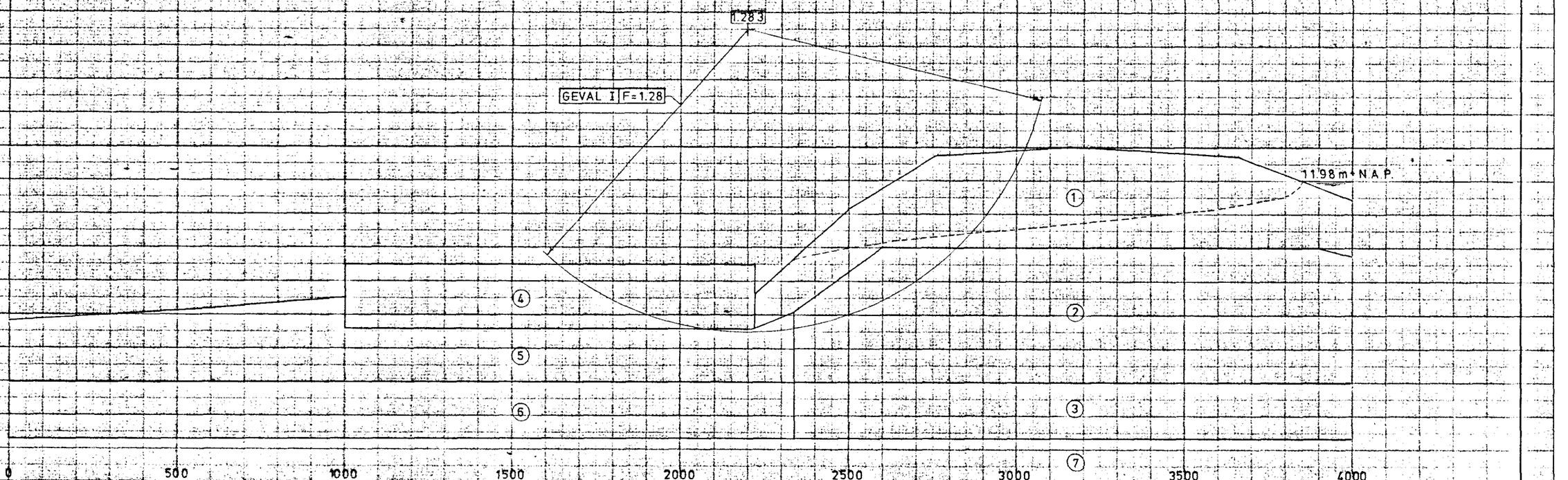
LABORATORIUM VOOR GRONDMECHANICA TE DELFT

WAALBANDIJK NABIJ WINSSEN.
METING 7C, GEVAL I en II — SCHAAL 1:100
STABILITEITSBEREKENINGEN

30
60

BIJL. G - 13
CO-232290

LAAG	γ	c'	φ'	
1	1.90	0.080	21.00	
2	2.00	0.080	25.00	
3	2.00	0.080	20.00	
4	1.05	0.000	00.00	GEVAL I
5	1.95	0.070	21.00	
6	1.95	0.080	20.00	
7	2.00	0.000	35.00	

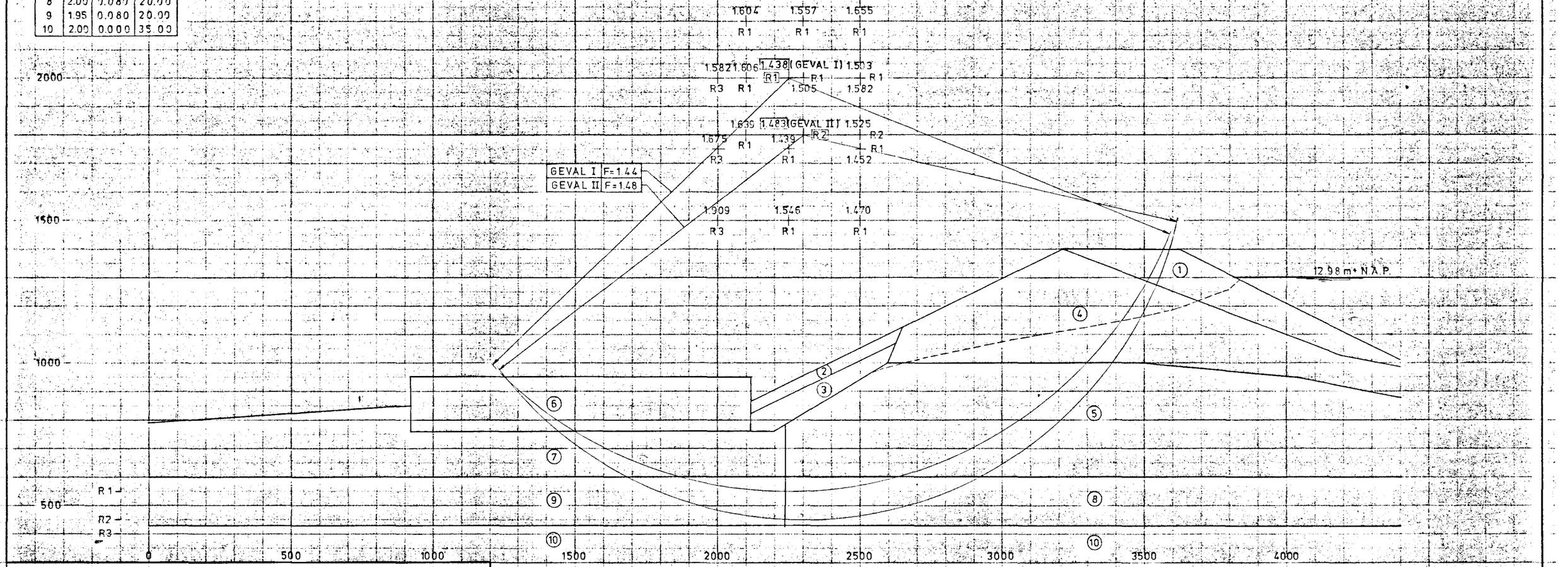


LABORATORIUM VOOR GRONDMECHANICA TE DELFT

WAALBANDIJK NABIJ WINSSEN.
METING 7CC BINNEN . GEVAL I SCHAAL 1:100
STABILITEITSBEREKENINGEN

BIJL: G-14
30
60
CO-232290

LAAG	γ	c'	φ'	
1	1.70	0.040	24.00	
2	1.70	0.040	24.00	
3	1.80	0.000	30.00	
4	1.90	0.080	21.00	
5	2.00	0.080	25.00	
6	1.05	0.000	00.00	GEVAL I
6	1.05	0.070	00.00	GEVAL II
7	1.95	0.070	21.00	
8	2.00	0.080	20.00	
9	1.95	0.080	20.00	
10	2.00	0.000	35.00	



LABORATORIUM VOOR GRONDMECHANICA TE DELFT

WAALBANDIJK NABIJ WINSSEN.
METING 10A BINNEN. GEVAL I en II — SCHAAL 1:100

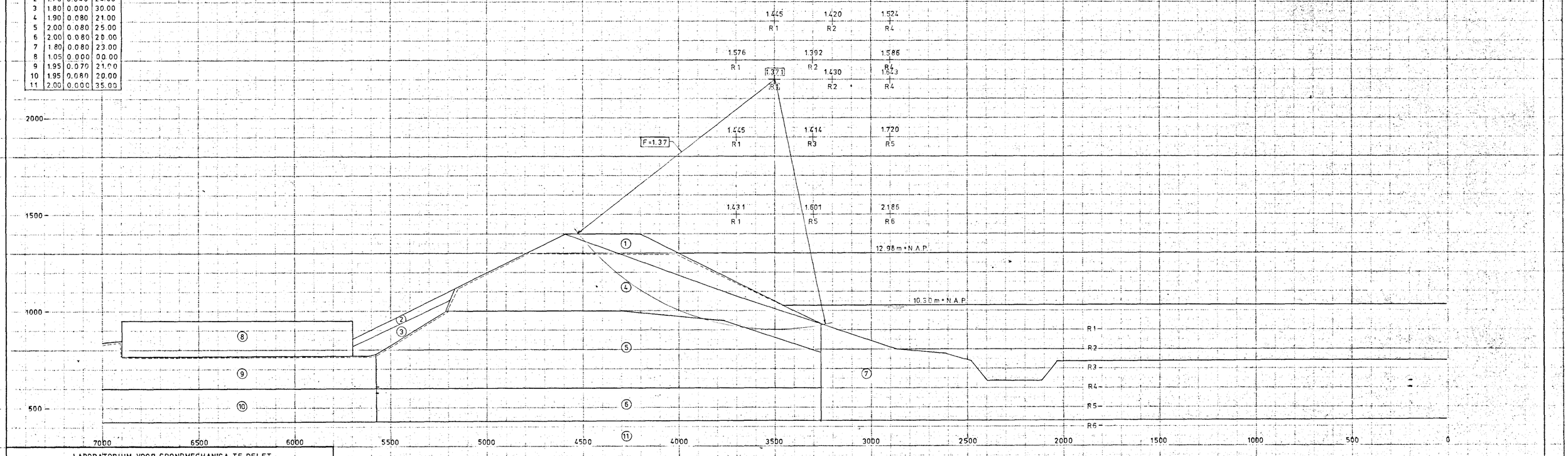
STABILITEITSBEREKENINGEN

BIJL: G-15

30
60

CO-232290

LAAG	γ	c	φ
1	1.70	0.040	24.00
2	1.70	0.040	24.00
3	1.80	0.000	30.00
4	1.90	0.080	21.00
5	2.00	0.080	25.00
6	2.00	0.080	20.00
7	1.80	0.080	23.00
8	1.05	0.000	00.00
9	1.95	0.070	21.00
10	1.95	0.080	20.00
11	2.00	0.000	35.00



LABORATORIUM VOOR GRONDMECHANICA TE DELFT

WAALBANDIJK NABIJ WINSSEN.
METING. 10A BUITEN SCHAAL 1:100

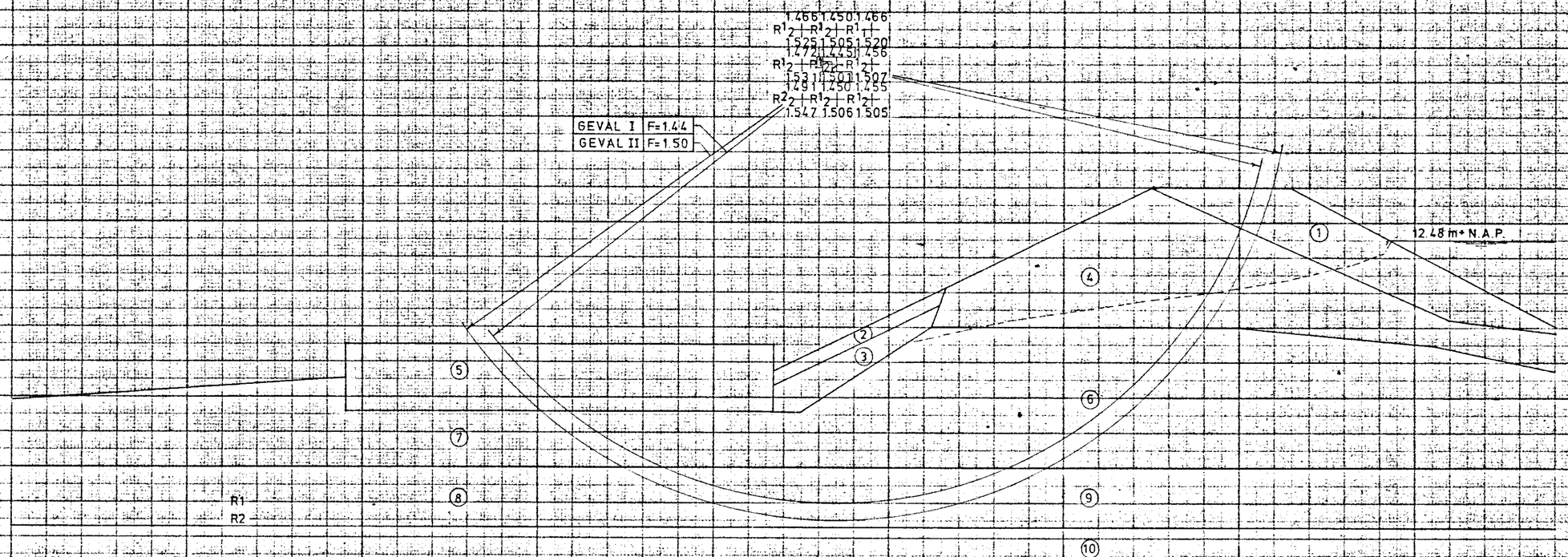
BIJL: G-16

STABILITEITSBEREKENINGEN

30
90

CO-232290

LAAG	γ	c'	φ'	
1	1.70	0.040	24.00	
2	1.70	0.040	24.00	
3	1.80	0.000	30.00	
4	1.90	0.080	21.00	
5	1.05	0.000	00.00	GEVAL I
5	1.05	0.070	00.00	GEVAL II
6	2.00	0.080	25.00	
7	1.95	0.070	21.00	
8	1.95	0.080	20.00	
9	2.00	0.080	20.00	
10	2.00	0.000	35.00	



LABORATORIUM VOOR GRONDMECHANICA TE DELFT

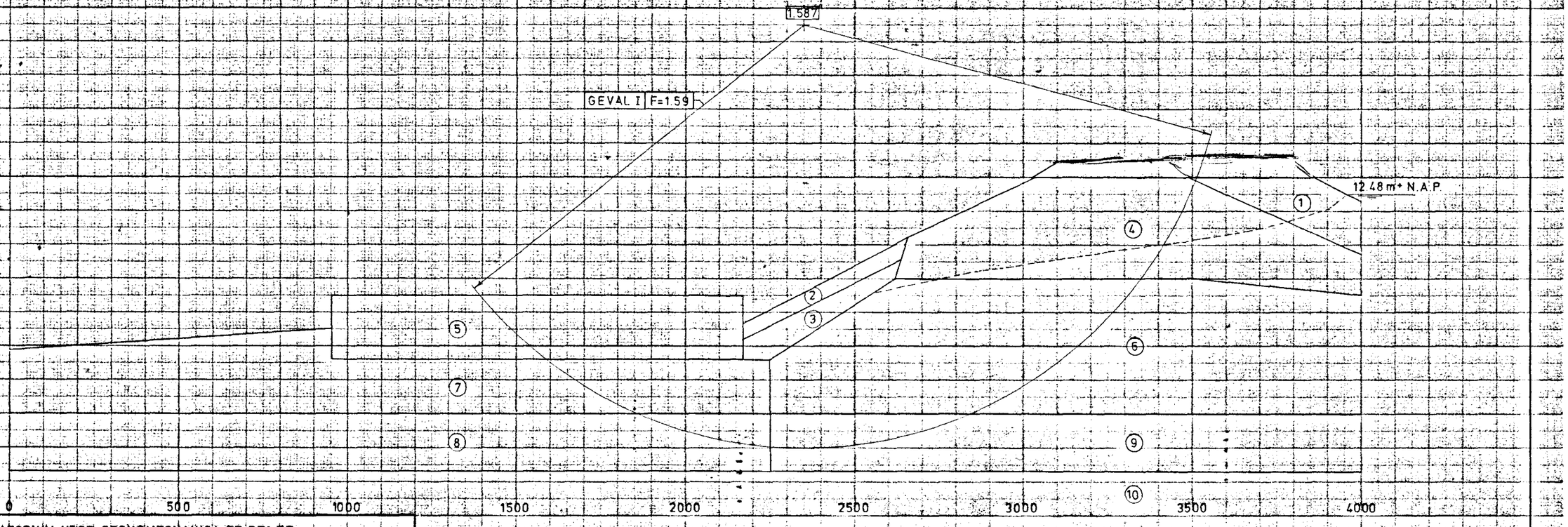
WAALBANDIJK NABIJ WINSSEN.
METING 11A BINNEN, GEVAL I en II SCHAAL 1:100
STABILITEITSBEREKENINGEN

BIJL. G - 17

30
70

CO-232290

LAAG	γ	c'	φ'	
1	1.70	0.040	24.00	
2	1.70	0.040	24.00	
3	1.80	0.000	30.00	
4	1.90	0.080	21.00	
5	1.05	0.000	00.00	GEVAL I
6	2.00	0.080	25.00	
7	1.95	0.070	21.00	
8	1.95	0.080	20.00	
9	2.00	0.080	20.00	
10	2.00	0.000	35.00	



LABORATORIUM VOOR GRONDMECHANICA TE DELFT

WAALBANDIJK NABIJ WINSSEN.
METING 11AA BINNEN, GEVAL I SCHAAL 1:100

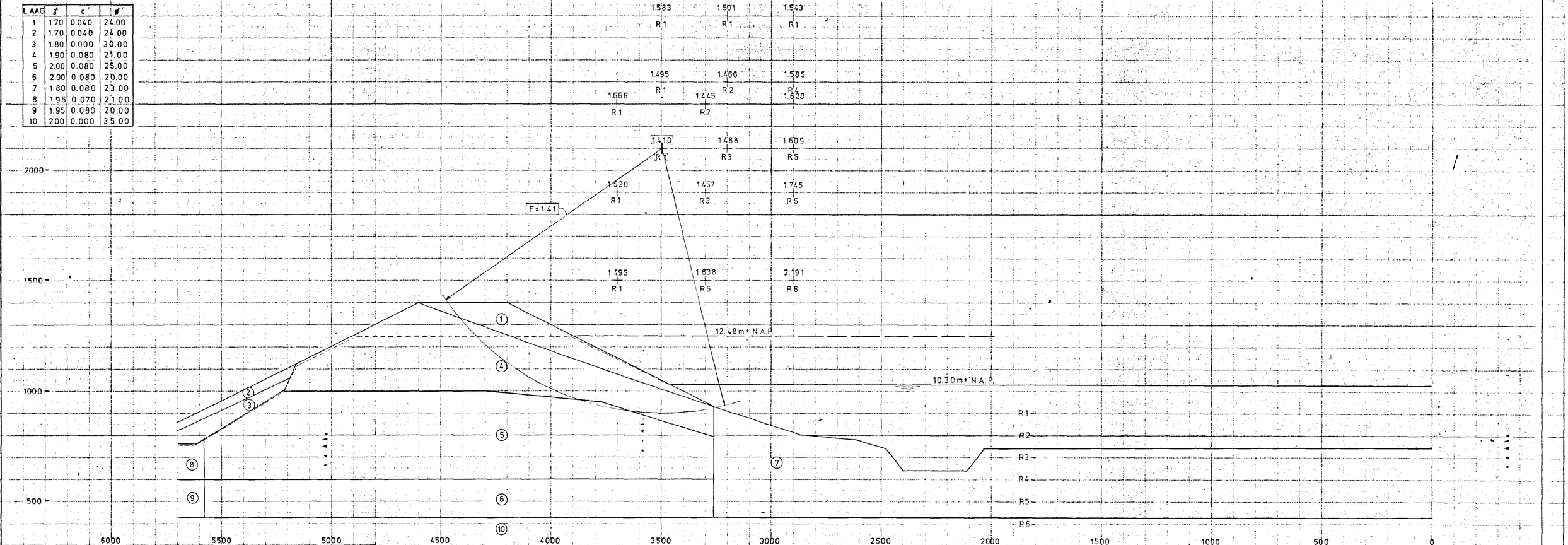
STABILITEITSBERekeningen

30
60

BIJL. G-18

CO-232290

LAAG	γ'	c'	φ'
1	1.70	0.040	24.00
2	1.70	0.040	24.00
3	1.80	0.000	30.00
4	1.90	0.080	21.00
5	2.00	0.080	25.00
6	2.00	0.080	20.00
7	1.80	0.080	23.00
8	1.95	0.070	21.00
9	1.95	0.080	20.00
10	2.00	0.000	35.00



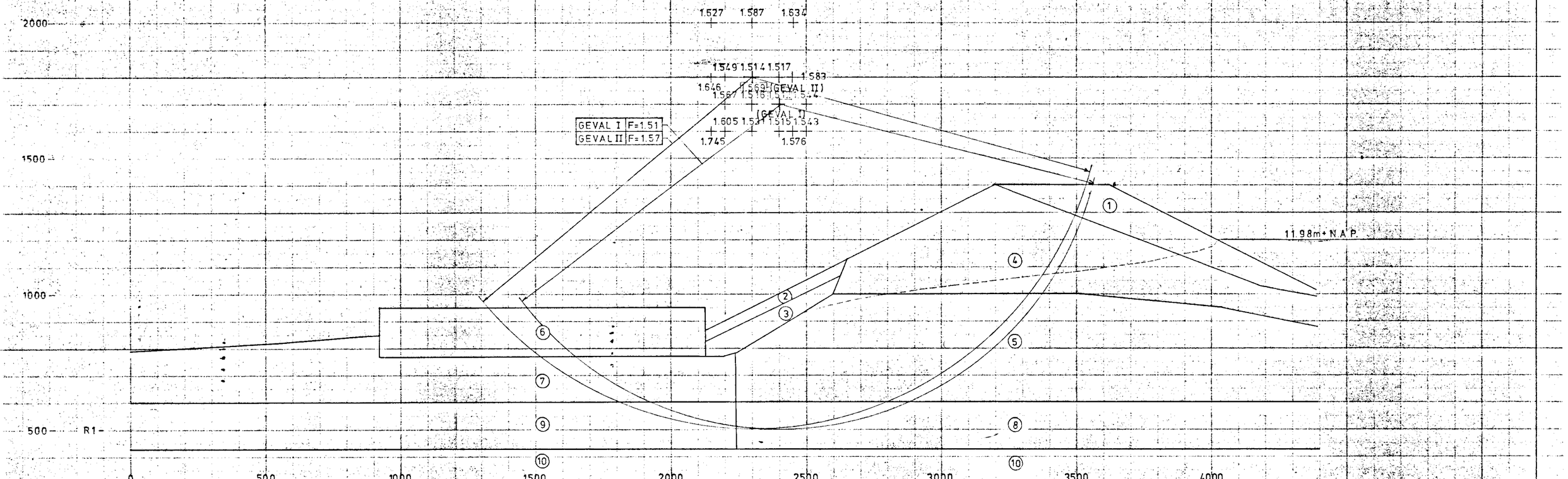
LABORATORIUM VOOR GRONDMECHANICA TE DELFT

WAALBANDIJK NABIJ WINSSEN.
METING 11A BUITEN SCHAAL 1:100
STABILITEITSBEREKENINGEN

30
80

BIJL: G-19
CO-232290

LAAG	γ	c'	φ'	
1	1.70	0.040	24.00	
2	1.70	0.040	24.00	
3	1.80	0.000	30.00	
4	1.90	0.080	21.00	
5	2.00	0.080	25.00	
6	1.05	0.000	00.00	GEVAL I
5	1.05	0.070	00.00	GEVAL II
7	1.95	0.080	20.00	
8	2.00	0.080	20.00	
9	1.95	0.080	20.00	
10	2.00	0.000	35.00	



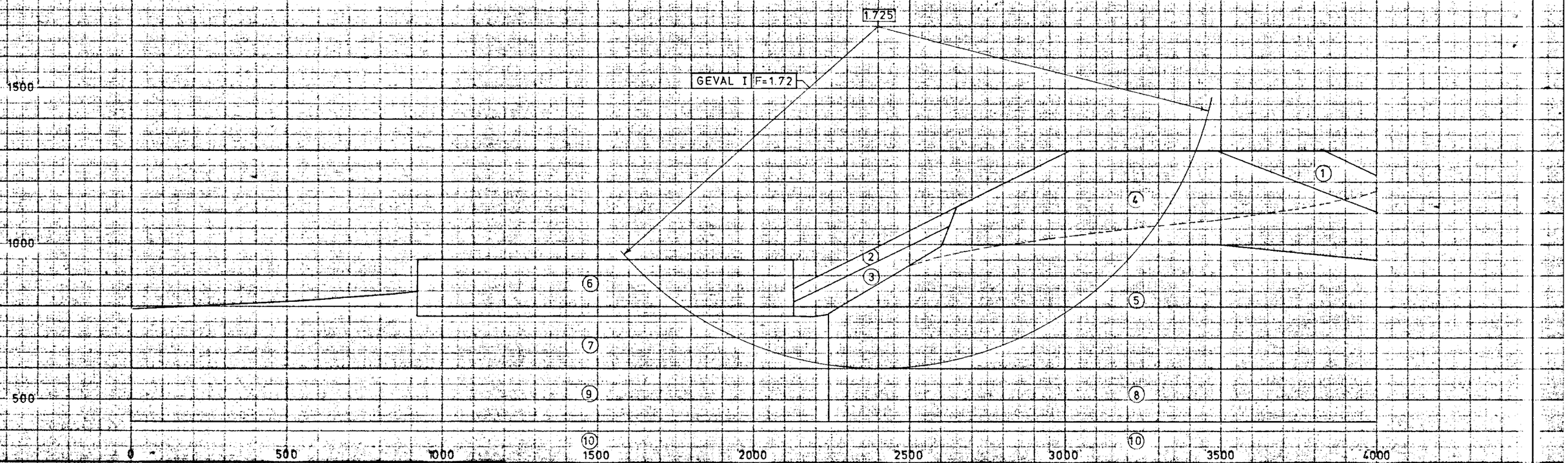
LABORATORIUM VOOR GRONDMECHANICA TE DELFT

WAALBANDIJK NABIJ WINSSEN.
METING 12A BINNEN, GEVAL I en II SCHAAL 1:100

STABILITEITSBERENEKENINGEN

3 0		BIJL: G-20
7 0		CO-232290

LAAG	γ	c'	φ'	
1	1.70	0.040	24.00	
2	1.70	0.040	24.00	
3	1.80	0.000	30.00	
4	1.90	0.080	21.00	
5	2.00	0.080	25.00	
6	1.05	0.000	00.00	GEVAL I
7	1.95	0.080	20.00	
8	2.00	0.080	20.00	
9	1.95	0.080	20.00	
10	2.00	0.000	35.00	



LABORATORIUM VOOR GRONDMECHANICA TE DELFT

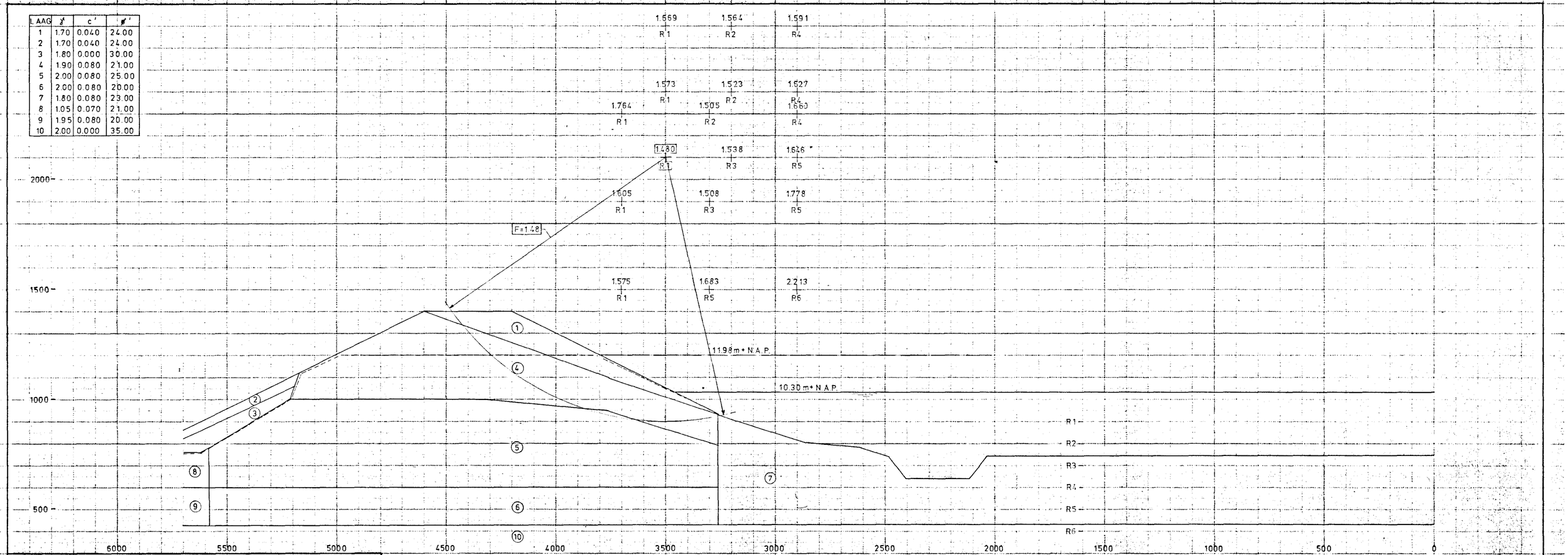
WAALBANDIJK NABIJ WINSSEN.
METING 12AA BINNEN. GEVAL II (kruin dijk 1.0 m lager)
STABILITEITSBEREKENINGEN

SCHAAL 1:100

BIJL: G-21

CO-232290

LAAG	γ	c'	φ'
1	1.70	0.040	24.00
2	1.70	0.040	24.00
3	1.80	0.000	30.00
4	1.90	0.080	21.00
5	2.00	0.080	25.00
6	2.00	0.080	20.00
7	1.80	0.080	23.00
8	1.05	0.070	21.00
9	1.95	0.080	20.00
10	2.00	0.000	35.00



LABORATORIUM VOOR GRONDMECHANICA TE DELFT

WAALBANDIJK NABIJ WINSSEN.
METING. 12A BUITEN SCHAAL 1:100

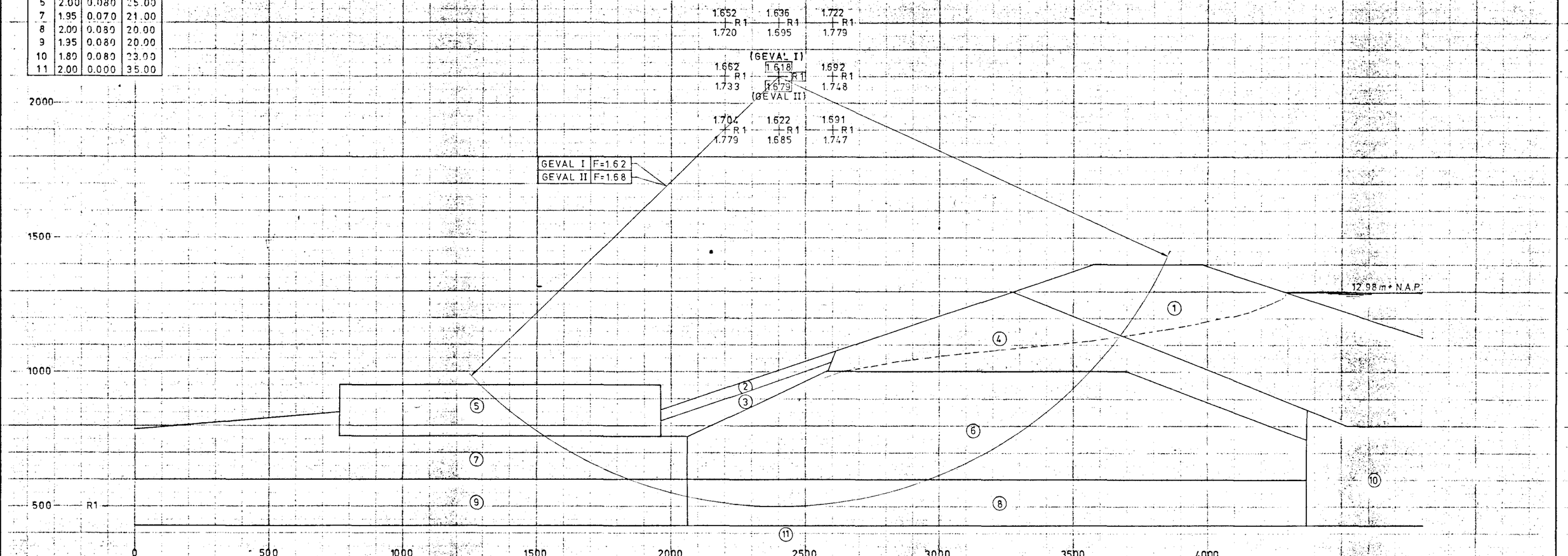
STABILITEITSBERekeningen

BIJL: G-22

30
80

CO-232290

LAAG	γ	c'	φ'	
1	1.70	0.040	24.00	
2	1.70	0.040	24.00	
3	1.80	0.000	30.00	
4	1.90	0.080	21.00	
5	1.05	0.000	00.00	GEVAL I
5	1.05	0.070	00.00	GEVAL II
5	2.00	0.080	25.00	
7	1.95	0.070	21.00	
8	2.00	0.080	20.00	
9	1.95	0.080	20.00	
10	1.80	0.080	23.00	
11	2.00	0.000	35.00	



LABORATORIUM VOOR GRONDMECHANICA TE DELFT

WAALBANDIJK NABIJ WINSSEN.
METING 13A BINNEN, GEVAL I en II SCHAAL 1:100

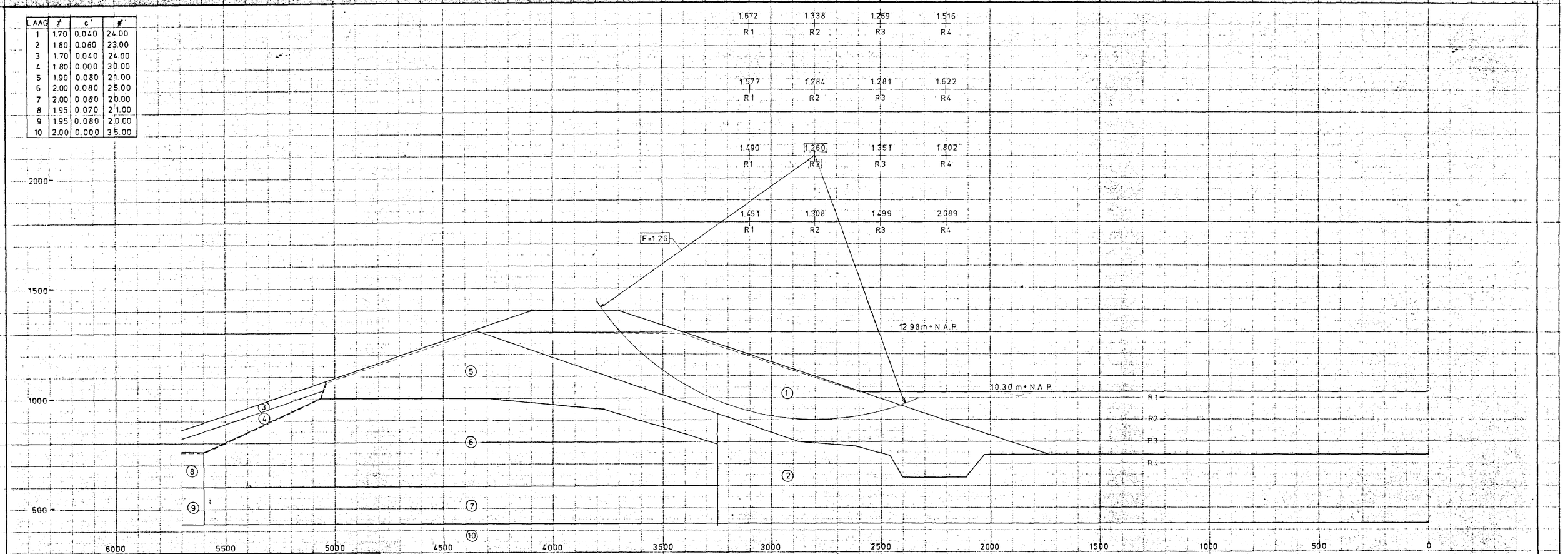
STABILITEITSBEREKENINGEN

30
70

BIJL: G-23

CO-232290

LAAG	γ'	c'	φ'
1	1.70	0.040	24.00
2	1.80	0.080	23.00
3	1.70	0.040	24.00
4	1.80	0.000	30.00
5	1.90	0.080	21.00
6	2.00	0.080	25.00
7	2.00	0.080	20.00
8	1.95	0.070	21.00
9	1.95	0.080	20.00
10	2.00	0.000	35.00



LABORATORIUM VOOR GRONDMECHANICA TE DELFT

WAALBANDIJK NABIJ WINSSEN.
METING 13A BUITEN.
SCHAAL 1:100

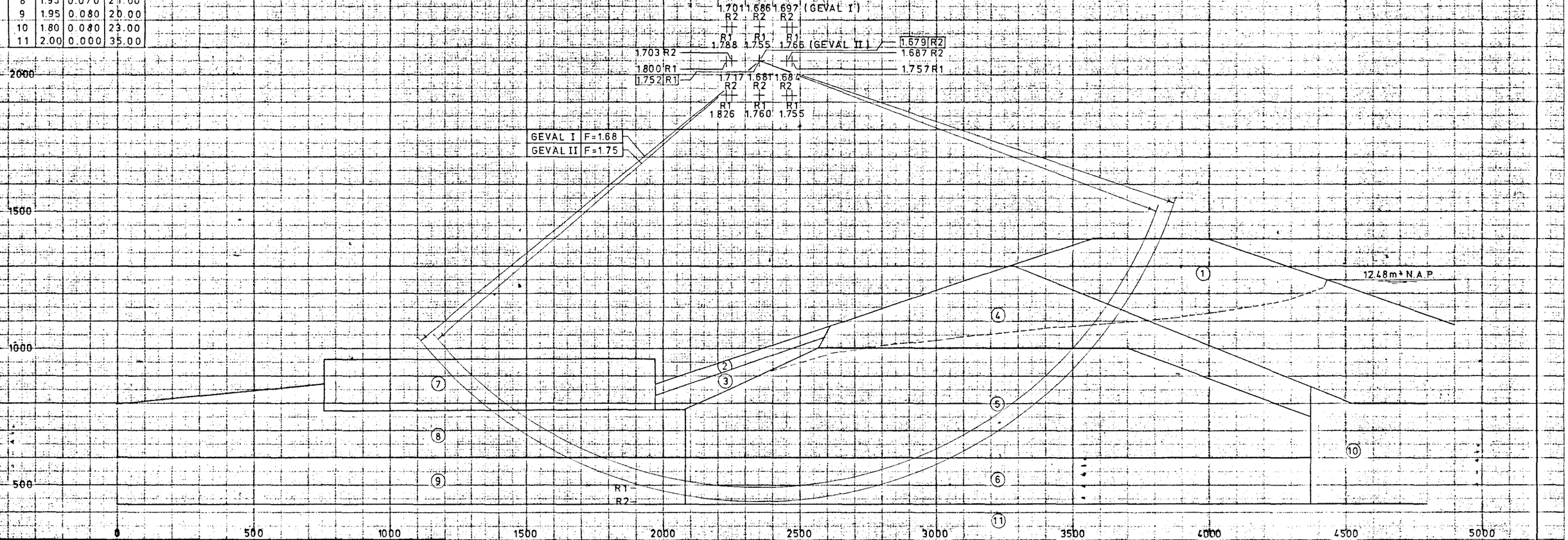
STABILITEITSBEREKENINGEN

30
80

BIJL. G-24

CO-232290

LAAG	γ	c'	φ'	
1	1.70	0.040	24.00	
2	1.70	0.040	24.00	
3	1.80	0.000	30.00	
4	1.90	0.080	21.00	
5	2.00	0.080	25.00	
6	2.00	0.080	20.00	
7	1.05	0.000	00.00	GEVAL I
7	1.05	0.070	00.00	GEVAL II
8	1.95	0.070	21.00	
9	1.95	0.080	20.00	
10	1.80	0.080	23.00	
11	2.00	0.000	35.00	



LABORATORIUM VOOR GRONDMECHANICA TE DELFT

WAALBANDIJK NABIJ WINSSEN.
METING 14A BINNEN. GEVAL I en II — SCHAAL 1:100

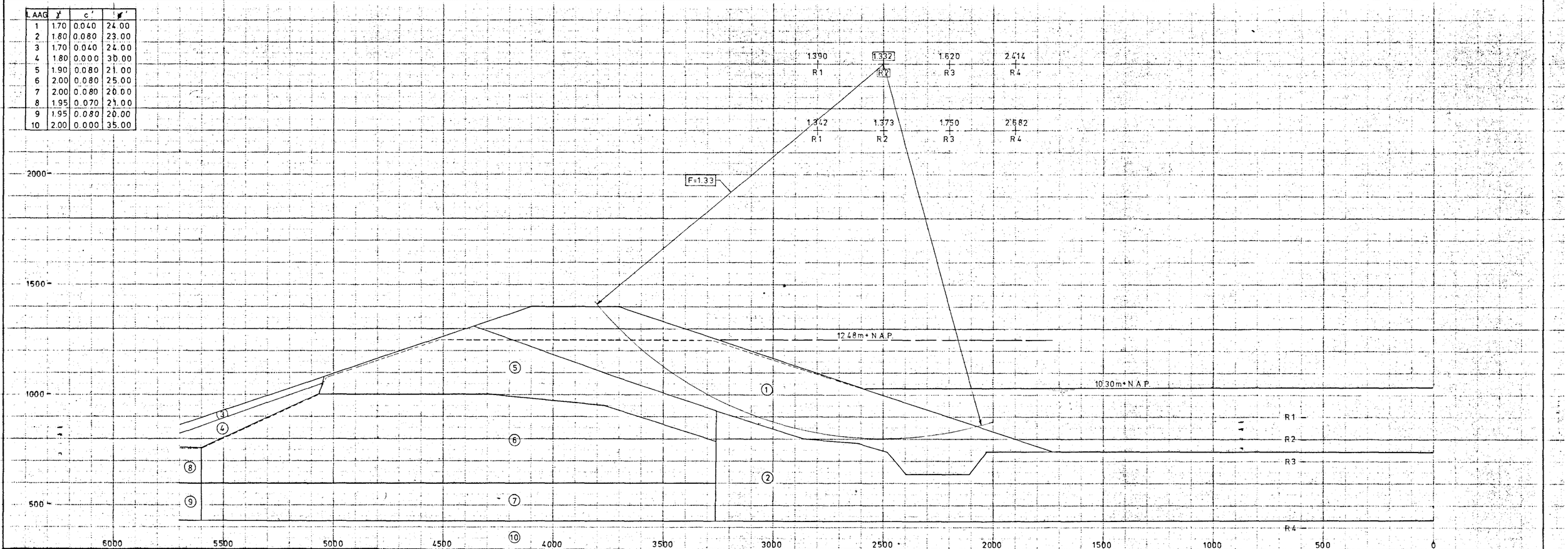
STABILITEITSBEREKENINGEN

BIJL: G-25

30
60

CO-232290

LAAG	γ'	c'	φ'
1	1.70	0.040	24.00
2	1.80	0.080	23.00
3	1.70	0.040	24.00
4	1.80	0.000	30.00
5	1.90	0.080	21.00
6	2.00	0.080	25.00
7	2.00	0.080	20.00
8	1.95	0.070	21.00
9	1.95	0.080	20.00
10	2.00	0.000	35.00



LABORATORIUM VOOR GRONDMECHANICA TE DELFT

WAALBANDIJK NABIJ WINSSEN.
METING 14A BUITEN. SCHAAL 1:100

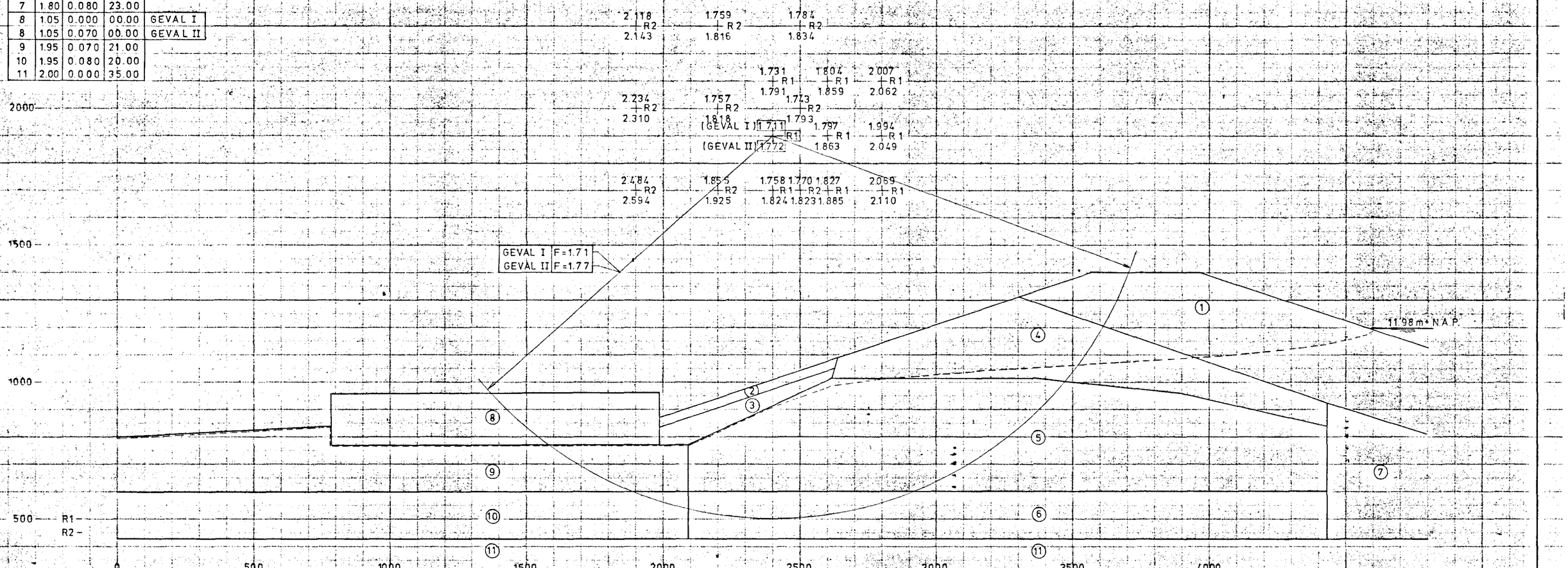
STABILITEITSBEREKENINGEN

30
80

BIJL. G-26

CO-232290

LAAG	γ	c'	φ'	
1	1.70	0.040	24.00	
2	1.70	0.040	24.00	
3	1.80	0.000	30.00	
4	1.90	0.080	21.00	
5	2.00	0.080	25.00	
6	2.00	0.080	20.00	
7	1.80	0.080	23.00	
8	1.05	0.000	00.00	GEVAL I
8	1.05	0.070	00.00	GEVAL II
9	1.95	0.070	21.00	
10	1.95	0.080	20.00	
11	2.00	0.000	35.00	



LABORATORIUM VOOR GRONDMECHANICA TE DELFT

WAALBANDIJK NABIJ WINSSEN.
METING 15A BINNEN, GEVAL I en II SCHAAL 1:100

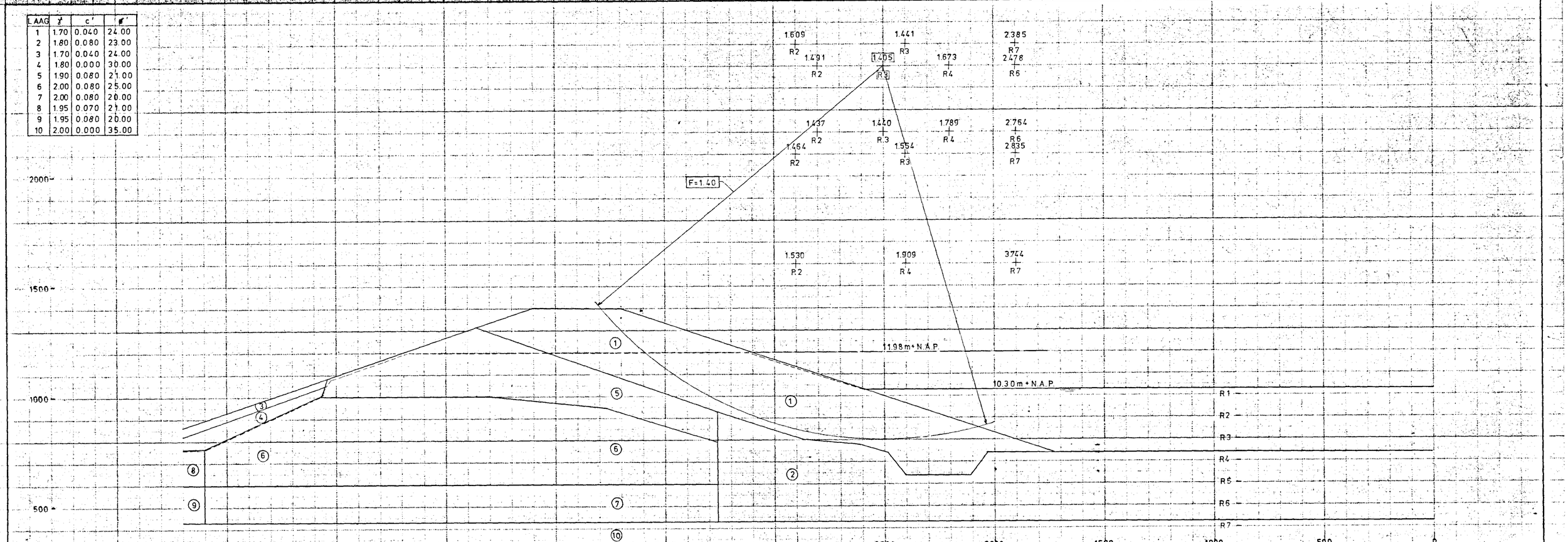
STABILITEITSBERekeningen

30
60

BIJL. G-27

CO-232290

LAAG	γ'	c'	φ'
1	1.70	0.040	24.00
2	1.80	0.080	23.00
3	1.70	0.040	24.00
4	1.80	0.000	30.00
5	1.90	0.080	21.00
6	2.00	0.080	25.00
7	2.00	0.080	20.00
8	1.95	0.070	21.00
9	1.95	0.080	20.00
10	2.00	0.000	35.00



LABORATORIUM VOOR GRONDMECHANICA TE DELFT

WAALBANDIJK NABIJ WINSSEN.
METING 15A BUITEN — SCHAAL 1:100
STABILITEITSBERekeningen

30
80

BIJL. G-28
CO-232290