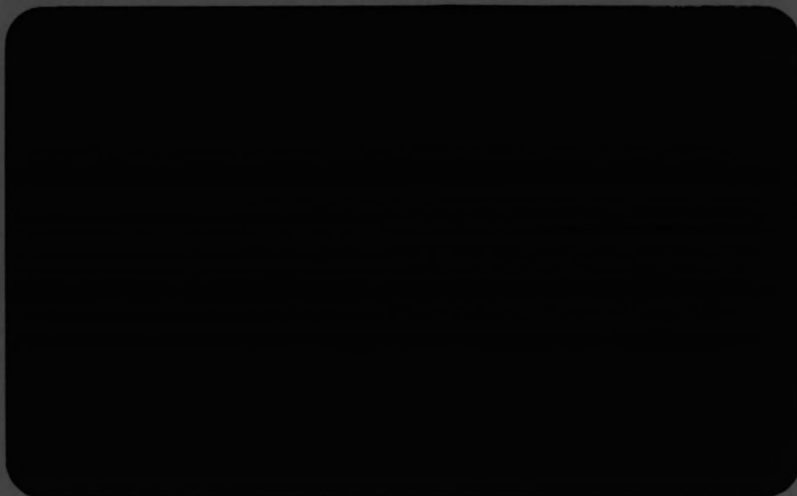


719a

1077



VAKGROEP
WATERBOUWKUNDE
Afd. Civiele Techniek
IH Delft



TECHNISCHE HOGESCHOOL DELFT
AFDELING DER CIVIELE TECHNIEK
VAKGROEP WATERBOUWKUNDE

HET KANAAL WADDINXVEEN-VOORBURG

Deelrapport 2: Ontwerp van een
aquaductconstructie t.b.v. de
kruising van het kanaal met de
Rotte.

W.D. Susanna.

17.9.2.

HET KANAAL WADDINXVEEN + VOORBURG

AFSTUDEERONTWERP TH-DELFT

Deelrapport 2

Ontwerp van een aquaductconstructie t.b.v. de kruising van het kanaal Waddinxveen - Voorburg met de Rotte.

W.D.Susanna

INHOUD

I	ALGEMEEN	1
II	DE PLAATS VAN DE KRUISING	3
III	RANDVOORWAARDEN T.A.V. DE TE BOUWEN CONSTRUCTIE	6
	3.1 Randvoorwaarden gesteld door de Rotte	6
	3.2 Randvoorwaarden gesteld door het kanaal	8
	3.2.1 Uitgangspunten bij het kanaal- ontwerp	8
	3.2.2 Situatie t.p.v. de kruising ..	9
	3.3 Overige randvoorwaarden	10
IV	GESTELDHEID VAN DE ONDERGROND	12
	4.1 Geologisch profiel	12
	4.2 Het grondwater	14
V	DUIKERCONSTRUCTIE	17
	5.1 Het doorstroomprofiel	17
	5.2 Het bodemniveau in de duiker	17
	5.3 De bovenvloer van de duiker	19
	5.4 Toepassing van 'n betonnen koker	20
	5.4.1 Inleiding	20
	5.4.2 Fundering op staal; Grondspan- ningen.....	22
	5.5 Resumé.....	29
VI	AQUADUCTCONSTRUCTIE	32
	6.1 Inleiding	32
	6.2 Energieverliezen	33
	6.3 Onderbouw	34
	6.3.1 Het "landhoofd"	34
	6.3.2 Aansluiting aan de bovenbouw .	38
	6.4 De bovenbouw	38
	6.5 De kistdammen	41

VII SAMENVATTING EN CONCLUSIE 44

BEREKENING VAN DE VERHANGLIJN 46

AANTAL BIJLAGEN: 5

I ALGEMEEN

Om tot 'n ontwerp te komen dienen allereerst de randvoorwaarden eenduidig vastgelegd te worden. Ten dele zullen deze van concrete aard zijn, maar vaak ook kunnen ze 'n minder duidelijke beslissing inhouden. Wanneer het te ontwerpen kunstwerk deel uit maakt van 'n groter projekt, kan de "filosofie" die t.a.v. het totale projekt gehanteerd wordt, doorwerken bij het ontwerpen van het beschouwde onderdeel. Zo ook in dit geval. Het in dit rapport te behandelen kunstwerk staat niet alleen maar vormt 'n onderdeel van 'n reeks kunstwerken die in het kanaal gepland zijn (± 20 kunstwerken over 'n lengte van ± 20 km). Een kunstwerk bezit over het algemeen weinig flexibiliteit, wanneer nu zoveel kunstwerken over 'n relatief kleine lengte voorkomen dreigt het geheel 'n star karakter te krijgen en deze starheid moet nu juist vermeden worden. Wanneer de bepalende factoren vastliggen en niet of nauwelijks veranderen is 'n gebrek aan flexibiliteit geen onoverkomelijk bezwaar. Bij het dimensioneren van het kanaal lagen de bepalende factoren echter allerm minst vast. Bij het ontwerp is men uitgegaan van 'n bepaalde economische levensduur en heeft aan de hand van prognoses omtrent toekomstige ontwikkelingen, 'n maximum debiet vastgesteld. Deze prognoses zorgen voor 'n onzekerheid wat betreft het berekende debiet, dat wel als uitgangspunt kan dienen maar als absolute bovengrens mag het niet beschouwd worden. Derhalve is het van belang dat het kanaal d.m.v. relatief kleine ingrepen aangepast kan worden aan de eventueel veranderde omstandigheden. De kunstwerken, die wanneer ze eenmaal gebouwd zijn, moeilijk aangepast kunnen worden mogen hierbij geen al te grote belemmering vormen. Bij het ontwerpen dient hier dus rekening mee gehouden te worden. Wel moet op-

gemerkt worden dat het bovenstaande niet mag leiden tot onverantwoorde beslissingen, bijvoorbeeld t.a.v. de economie van de constructie. De gevolgen voor de constructie moeten wel "in evenwicht" zijn met het bereiken van 'n grotere mate van flexibiliteit van de constructie.

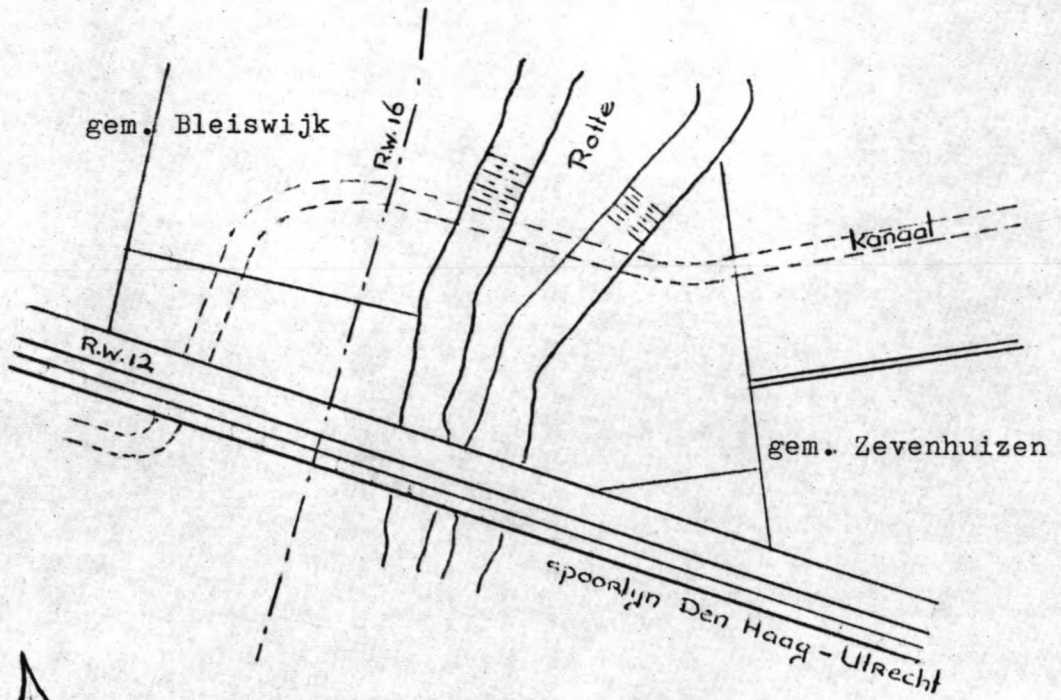
II DE PLAATS VAN DE KRUISING

De plaats waar het kanaal de Rotte zal kruisen, wordt hier uitsluitend bepaald door het mogelijke tracé-verloop. Dit komt omdat de mate van vrijheid bij het vaststellen van het tracé bijzonder beperkt is door de gecompliceerde infrastructuur en andere aspecten, zoals de situatie van de ondergrond met 't oog op de fundering van de te bouwen constructie, niet duiden op 'n voorkeur voor 'n bepaalde plaats, uitgezonderd het feit dat het gunstiger is de Rotte in 'n smal gedeelte te kruisen. Het tracé, zoals dit in de jongste plannen is vastgelegd (zie fig. 1), wijkt vlakvoor de Rotte af van de kavelstructuur, buigt enigszins in noordelijke richting en kruist dan de Rotte \pm 350 m ten noorden van R.W. 12. Deze afstand was noodzakelijk i.v.m. de geplande R.W. 16, die aan de westzijde van de Rotte zou komen te lopen. Deze weg zou R.W. 12 onderlangs passeren en daarna over het kanaal heengaan, met als gevolg dat 'n bepaald niveauverschil overwonnen moest worden en dit vereiste 'n minimum afstand tussen R.W. 12 en het kanaal van \pm 350 m. Zoals in het eerste deelrapport reeds vermeld werd, staat de aanleg van R.W. 16 opnieuw ter discussie. Op het ogenblik onderneemt Delfland dan ook pogingen om deze weg officieel uit het rijkswegenplan geschrappt te krijgen, zodat 'n wijziging van het tracé mogelijk wordt, waardoor de schadelijke doorsnijding van het grondgebied van de gemeente Bleiswijk beperkt kan worden. In dit rapport wordt er van uitgegaan dat R.W. 16 inderdaad komt te vervallen.

De plaats waar het kanaal R.W. 12 en de daarnaast gelegen spoorlijn Den-Haag-Utrecht kruist ligt ook min of meer vast. In de rijksweg en de spoorbaan zijn ter plaatse resp. door Rijkswaterstaat en de Ned. Spoor-

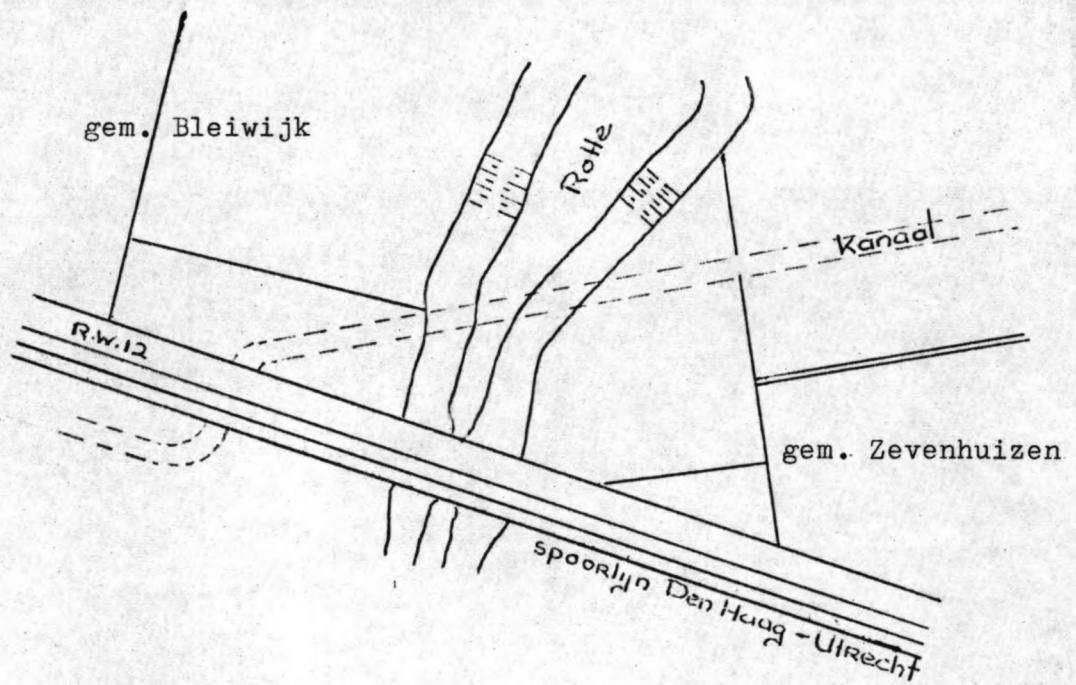
wegen bruggen gepland. Tijdens de uitvoering hiervan zullen tijdelijke omleidingsroute's noodzakelijk zijn en deze vereisen 'n minimale afstand tussen de Rotte en de bruggen van \pm 300 m. (vastgesteld door Rijks-waterstaat).

In fig. 2 is de gewijzigde situatie weergegeven.
(zie ook bijlage 1)



rekening gehouden met R.W.16

fig.1



geen rekening gehouden met R.W.16

fig.2

III RANDVOORWAARDEN T.A.V. DE TE BOUWEN CONSTRUCTIE

3.1 Randvoorwaarden gesteld door de Rotte.

De waterstand;

De waterstand in de Rotte wordt de meeste tijd gehandhaafd op 1,00 m⁻N.A.P. In de zomer of het voorjaar wordt, wanneer de watervoorziening dit vereist, het peil op 0,85 m⁻N.A.P. gebracht. Het meest extreme peil, dat overigens maar zelden optreedt is 0,65 m⁻N.A.P.

Het bodempeil;

Het niveau van de bodem varieert tussen de 2,00 m⁻ en de 2,50 m⁻N.A.P. Er bestaan echter plannen om in de toekomst de Rotte te verdiepen tot 3,00 m⁻N.A.P.

Het debiet;

Als gevolg van lozingen van de polders die gelegen zijn ten noorden van R.W.12, bedraagt het maximum debiet ter plaatse van de kruising 4,5 m³/s.

Doorvaart;

Bij informatie bij de Provinciale Planologische Dienst (P.P.D.) en de betrokken waterschappen bleek dat het wenselijk geacht wordt dat de mogelijkheid van doorvaart blijft bestaan, vooral met het oog op het onderhoud van de Rotte. Uit de situatie blijkt dat het geen enkele zin heeft de doorvaarthoogte groter te maken dan die van de duikerconstructies onder R.W.12 en de spoorbaan welke ± 100 m zuidelijker zijn gelegen, temeer omdat er geen plannen bestaan om deze doorgangen te verruimen. Vaartuigen die van het zuidelijk naar het noordelijk gedeelte willen moeten deze duikers passeren. Gezien het voorgaande wordt de minimale doorvaarthoogte bij 'n waterpeil van 0,85 m⁻N.A.P. gesteld op 1,50 m.

De breedte;

Wat betreft de breedte van de Rotte t.p.v. de kruising moet er onderscheid gemaakt worden tussen de breedte die noodzakelijk is voor de doorstroming van het water en de breedte voor het passeren van vaartuigen. Uit landschappelijk oogpunt zou het misschien de voorkeur verdienen om de bestaande breedte te handhaven maar dit betekent wel dat de constructieafmetingen aanzienlijk groter worden dan strikt noodzakelijk, wat 'n bijna evenredige verhoging van de kosten inhoudt. Een plaatselijke versmalling is dan ook uit economisch oogpunt niet te vermijden. Daar de duikers onder R.W.12 en de spoorbaan bepalend zullen blijven voor de in de toekomst optredende situaties, zoals bijvoorbeeld t.a.v. de stroomsnelheid, is het verstandig de breedte van de duikers als minimum doorstroombreedte te nemen, dus 10,00 m. De breedte waarover de doorvaarthoogte van 1,50 m moet gelden kan in principe kleiner zijn, gezien de geringe afmetingen van de vaartuigen. Een doorvaartbreedte van $\pm 5,00$ m zou voldoende zijn. Het is echter de vraag of dit onderscheid uit constructief oogpunt zinvol is, dit zal later moeten blijken. Over de volle breedte moet wel 'n zekere vrije hoogte boven de waterspiegel aanwezig zijn (min. 0,10 m) i.v.m. 't vrij kunnen passeren van drijvend vuil. Uit het bovenstaande volgt het in fig.3 aangegeven profiel van vrije ruimte voor de Rotte t.p.v. de kruising.

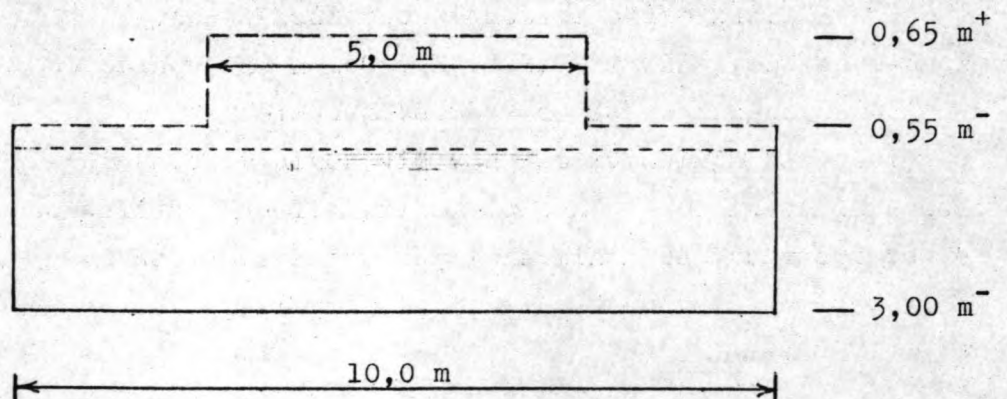


fig. 3

3.2 Randvoorwaarden gesteld door het kanaal.

3.2.1 Uitgangspunten bij het kanaalontwerp.

Voor de overzichtelijkheid zijn de belangrijkste uitgangspunten, die door Delfland bij het dimensioneren van het kanaal gehanteerd zijn, hieronder in het kort weergegeven.

- Aan de hand van prognose's van de toekomstige ontwikkelingen is de behoefte aan suppletie- en versings water in het jaar 2000 bepaald. Hieruit volgt het te transporteren maximum debiet.

De onzekerheid, wat betreft de juistheid van de prognose's, vereist dat er rekening gehouden dient te worden met 'n eventuele aanpassing van het kanaal in een later stadium.

- Uit het bodemmateriaal volgt de maximaal toelaatbare stroomsnelheid. Dit met het oog op de stabiliteit van de bodem en de taluds.
De maximale snelheid waarbij geen of zeer gering bodemtransport optreedt bedraagt 0,30 m/s.
- Het maximale debiet in combinatie met de bovengenoemde snelheid levert het benodigde stroomoppervlak.
- Het dwarsprofiel wordt aan het verloop van het te transporteren debiet aangepast.
- De bodemligging wordt, i.p.v. 'n continue verloopend bodemverhang, trapsgewijs uitgevoerd. Dit is uitvoeringstechnisch eenvoudiger.
- De stroomsnelheid t.p.v. 'n kunstwerk (met name bij

de duikers) mag oplopen tot 0,50 m/s. Dit is 'n wat arbitraire waarde, deze snelheid kan ook hoger genomen worden, maar dit resulteert dan weer in grotere energieverliezen en extra opstuwings. Om enige reserve te hebben met het oog op 'n eventueel te transporteren hoger debiet in de toekomst, wordt de waarde van 0,50 m/s aangehouden. Opgemerkt zij dat dan wel 'n plaatselijke bodembescherming noodzakelijk is.

- Het kantelpunt van de verhanglijn, dit is het punt waarom de energielijn draait bij het optreden van stroming, is ongeveer in het midden van de kanaallengte aangenomen.
- De stroming in het kanaal wordt beschreven door de formule van Chezy: $\bar{v} = C \sqrt{R \cdot I}$
waarin: $C = 18 \cdot \log 12 \cdot R / k_n$ met $k_n = 0,04 \text{ m}$.

3.2.2 Situatie t.p.v. de kruising.

De waterstand;

Daar het kantelpunt van de verhanglijn benedenstrooms van de Rotte is gelegen, kan voor het minimum waterpeil t.p.v. de kruising, het kanaalpeil, dus 4,40 m⁻N.A.P., aangehouden worden.

Het maximum waterpeil volgt uit de verhanglijnberekening, deze is achter in dit rapport opgenomen. Uit de berekening volgt dat dit peil 4,25 m⁻N.A.P. bedraagt (bij transport van het maximum debiet).

Het bodempeil;

De kanaalbodem ligt ter plaatse op 6,85 m⁻N.A.P.

Dit geeft dus 'n maximale waterdiepte van 2,6 m en 'n minimum diepte van 2,45 m.

Het debiet;

Het maximum debiet dat de Rotte moet passeren bedraagt $18,75 \text{ m}^3/\text{s}$, ervan uitgaande dat de wateronttrekking ten behoeve van de Rotte voor de kruising plaatsvindt.

Doorvaart;

Hiermee behoeft geen rekening gehouden te worden.

Het kanaalprofiel;

Ter hoogte van de Rotte heeft het kanaal 'n bodembreedte van 17,80 m. De taludhelling van de kanaaldijken is 1 : 3. Bij het maximum debiet geeft dit 'n stromingsoppervlak van:

$$\begin{aligned} A &= (b + 3 \cdot h) \cdot h = \\ &= (17,8 + 3 \cdot 2,6) \cdot 2,6 = 66,56 \text{ m}^2 \end{aligned}$$

De gemiddelde snelheid bedraagt dan:

$$\bar{v} = Q/A = 18,75/66,56 = 0,28 \text{ m/s}$$

Voor het dwarsprofiel zie fig.4

Opgemerkt zij nog dat het water de Rotte vrij stromend moet kunnen passeren.

3.3 Overige randvoorwaarden.

- In de directe nabijheid van de kruising moet 'n mogelijkheid geschapen worden om 'n hoeveelheid water van $1 \text{ m}^3/\text{s}$ vanuit het kanaal in de Rotte te brengen.
Daar de invloed hiervan op de eigenlijke constructie gering is, wordt voorlopig het plan Delfland hieromtrent aangehouden.
- Delfland acht het wenselijk dat ter plaatse zowel het kanaal als de Rotte overgestoken kunnen worden met lichte voertuigen (zoals bijvoorbeeld 'n tractor). Dit met het oog op het onderhoud van beide waterlopen, controle- en reparatiewerkzaamheden aan de constructie.

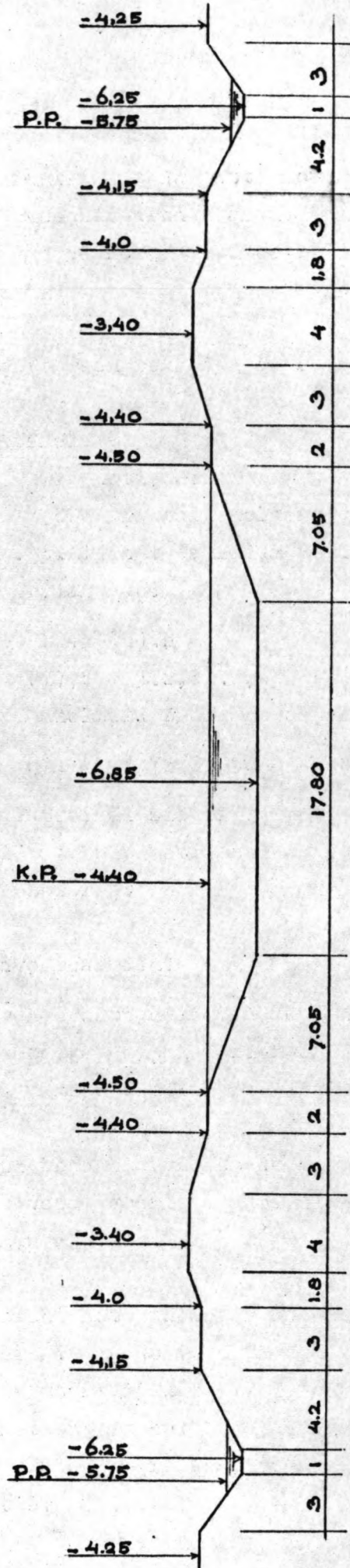


FIG. 4: KANAALPROFIEL

IV GESTELDHEID VAN DE ONDERGROND

4.1 Geologisch profiel

Uit een verrichte continu-boring en sondering (fig.5), oostelijk van de geplande kruising, bleek de volgende bodemopbouw:

4,50 m⁻ - 4,70 m⁻ N.A.P.

Hier bevindt zich 'n laag restveen.

4,70 m⁻ - 5,85 m⁻ N.A.P.

Zandhoudende kleilaag;

Het vermengde zand is zeezand en is te beschouwen als fijn zand.

k-waarde: 10^{-6} cm/s

5,85 m⁻ - 9,25 m⁻ N.A.P.

Slibhoudende zandlaag;

Het matig fijne zand is vermengd met slib, afkomstig van wadafzettingen.

k-waarde: 10^{-3} cm/s

9,25 m⁻ - 9,40 m⁻ N.A.P.

Kleilaag;

Vette klei, eveneens afkomstig van wadafzettingen.

k-waarde: 10^{-8} cm/s

9,40 m⁻ - 12,70 m⁻ N.A.P.

Kleilaag;

De klei is vermengd met plantenresten.

k-waarde: 10^{-7} cm/s

12,70 m⁻ - 13,65 m⁻ N.A.P.

Veenlaag;

k-waarde: 10^{-6} cm/s (loodrecht op de laag)

Op 13,65 m⁻ N.A.P begint het diepe zand (pleistoceen)

k-waarde: 10^{-2} cm/s

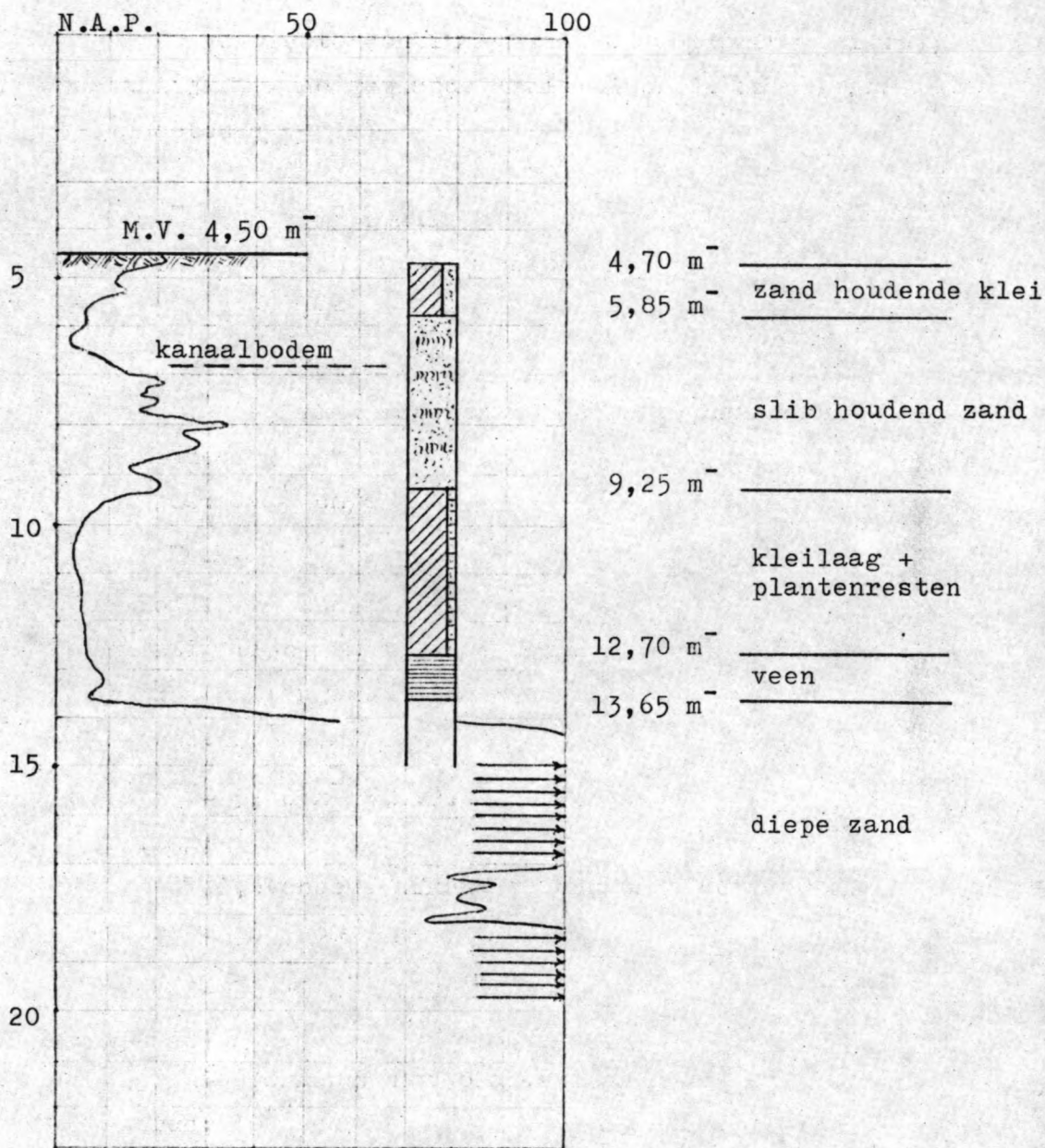


fig.5

4.2 Het grondwater

Met de bouw van de constructie wordt niet alleen de situatie van het open water veranderd maar ook zullen veranderingen in het grondwaterregiem optreden. Het beheersen van de grondwaterstroming vormt 'n belangrijk aspect bij het ontwerpen van de constructie en heeft, zoals later zal blijken, grote invloed op de constructieve mogelijkheden.

Ter plaatse van de kruising ontstaat 'n ontmoeting tussen twee verschillende grondwaterregiems, dat van de Rotte en dat van het kanaal. Deze zijn in fig.6 weergegeven.

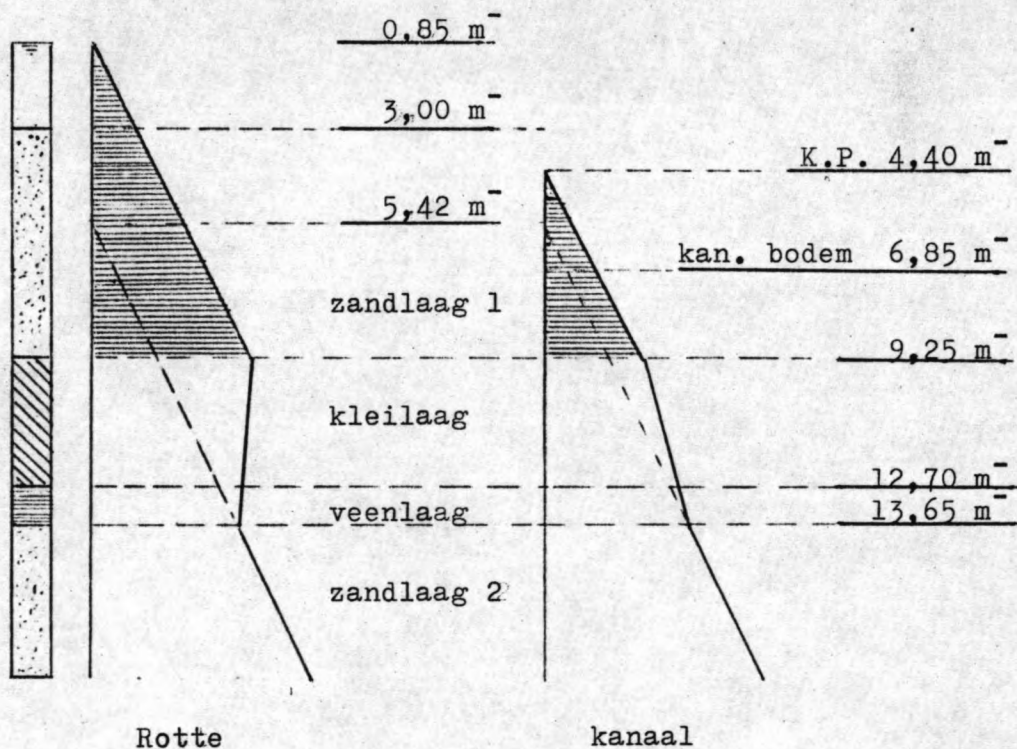


fig.6

Belangrijk is onderscheid te maken tussen het zandpakket boven de kleilaag (zandlaag 1) en dat onder de kleilaag (zandlaag 2). Dit onderscheid is nodig omdat de 3,45 m dikke kleilaag praktisch ondoorlatend is, waardoor de grondwaterregiems in de twee zandlagen min of meer onafhankelijk zijn. Dit is ook geconstateerd d.m.v. peilbuizen. Het bleek dat in de zandlaag 2 'n nagenoeg hydrosstatische drukverdeling met 'n stijghoogte van 5,42 m⁻ N.A.P., heerst.

In de bovenste zandlaag, onder de Rotte, treedt 'n sterke grondwaterstroming op. Deze ontstaat doordat water vanuit de Rotte in de bodem infiltreert en vervolgens zijdelings afstroomt naar de kwel sloten (zie fig.7).

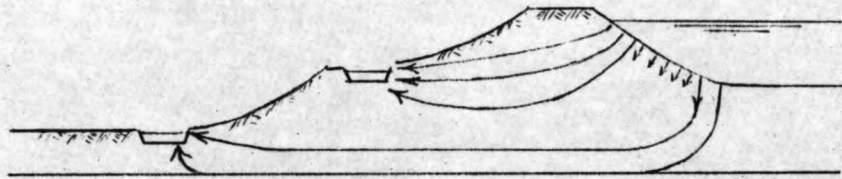


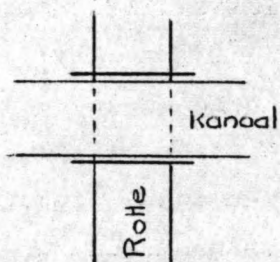
fig.7

In deze laag zal dus zeker geen hydrosstatische drukverdeling heersen. Dat in fig 6 toch 'n hydrosstatisch drukverloop is weergegeven vindt z'n oorzaak in het feit dat het in dit stadium meer om 'n kwalitatieve dan om 'n kwantitatieve beschouwing gaat.

In de uiteindelijke situatie, na het gereedkomen van de constructie, zal in de zandlaag 2 geen verandering van het grondwaterregiem zijn opgetreden, alleen de zeer geringe kwelstroom door de kleilaag zal enigzins wijzigen. Het gaat hier om de zandlaag 1. Hierbij is het volgende van belang. Dat gedeelte van zandlaag 1 dat zich in het snijpunt van de Rotte met het kanaal bevindt moet of aan het Rotteregiem of aan het kanaalregiem toegekend worden. Afsluiting van beide regiems is ook mogelijk, dan zal er evenwicht ontstaan met

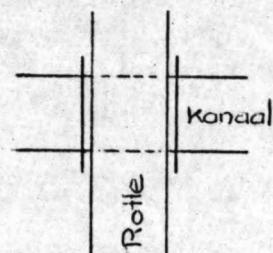
het grondwaterregiem van zandlaag 2.
Dit onderscheid is van belang bij het later te be-
schouwen zettingsgedrag van de constructie en de
bij de keuze van de fundering. De volgende begrippen
zullen dan gehanteerd worden:

noord-zuid afsluiting



toekenning aan
kanaalregiem

oost-west afsluiting



toekenning aan
Rotteregiem

V DUIKERCONSTRUCTIE

Een eerste mogelijke oplossing is de duikerconstructie. De "kern" van de totale constructie wordt hier gevormd door 'n voorziening die het water van het kanaal onder de Rotte door leidt. De overige noodzakelijke voorzieningen worden dan op deze "kern" afgestemd.

5.1 Het doorstroomprofiel

Uit de, in het voorgaande vermelde, randvoorwaarden en uitgangspunten kunnen de afmetingen van het benodigde doorstroomprofiel afgeleid worden. Uitgaande van een stroomsnelheid van 0,50 m/s bij het maximale debiet ($18,75 \text{ m}^3/\text{s}$) wordt het minimaal benodigde stroomoppervlak:

$$A = Q/\bar{v} = 18,75/0,5 = 37,5 \text{ m}^2$$

Dit geeft bij 'n waterdiepte van 2,6 m 'n minimale effectieve breedte van:

$$b = A/h = 37,5/2,6 = 14,42 \text{ m.}$$

Voor deze breedte wordt 15,00 m aangehouden.

5.2 Het bodemniveau in de duiker

Zoals al eerder is gesteld dient er rekening gehouden te worden met 'n eventuele grotere behoefte aan suppletiewater, in de toekomst, wat tot gevolg zou hebben dat er 'n hoger debiet door het kanaal getransporteerd moet worden. Aanpassing van het kanaal is dan noodzakelijk. Nu zijn er in principe drie mogelijkheden om dit te doen, n.m.:

A) Handhaving bestaande profiel;

Dit resulteert in hogere stroomsnelheden waardoor het noodzakelijk wordt 'n bodembescherming aan te brengen, om de bodemstabiliteit te handhaven. Tevens zullen er hogere waterstanden optreden,

waardoor aantasting van de rietbermen kan ontstaan.

B) Verbreding van het kanaal;

Dit betekent veel grondverzet, de dijken en kwel-sloten zullen verlegd moeten worden.

Moeilijkheden kunnen zich voordoen bij het verkrijgen van de extra benodigde strook grond, vooral daar waar het kanaal door dicht bebouwde gebieden loopt.

C) Verdiepen van het kanaal;

Mogelijkheid A) of C) of 'n combinatie van deze twee komen het meest in aanmerking bij 'n eventuele aanpassing van het kanaal.

Bij een vaste vloerconstructie in de duiker op 6,85 m zal bij het verlagen van de bodem van het kanaal 'n drempel ontstaan. Hydraulisch gezien, zullen in dit geval de consequenties gering zijn. Er zal 'n extra energieverlies optreden, maar hiermee is bij de dimensionering rekening gehouden (er is 'n zeker reserveverval ingebouwd). Ook de plaatselijke verhoging van de stroomsnelheid vormt geen bezwaar, daar er bij 'n snelheid van 0,50 m/s toch al 'n bodembescherming nodig is. Wanneer deze bodembescherming uitgevoerd wordt als 'n stortebed kan de optredende bodemsprong opgevangen worden door aanpassing van het verloop van het stortebed. (zie fig.8)

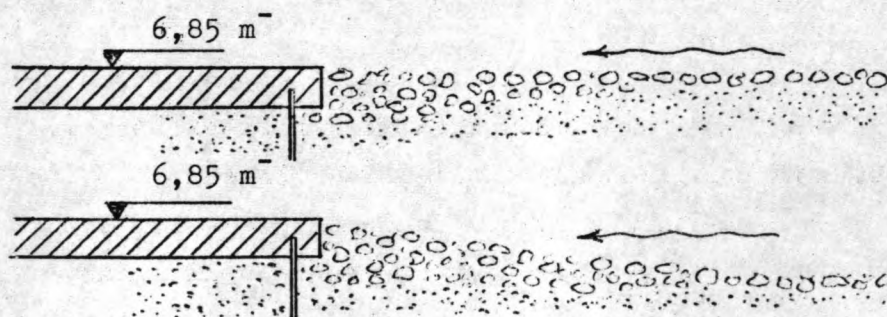


fig.8

'n Andere mogelijkheid is, bij 'n vaste vloerconstructie, deze op 'n lager niveau dan de kanaalbodem aan te brengen en de zandbodem van het kanaal in de duiker door te zetten. Dit betekent wel 'n grotere constructiehoogte en 'n extra ontgraving. Tevens zal de keuze van dit lagere niveau 'n arbitraire beslissing inhouden daar de mate van de eventuele verdieping vooralsnog onbekend is.

Hier wordt, gezien de geringe gevolgen, de eerst genoemde mogelijkheid aangehouden. Het bodempeil in de duiker wordt dus gesteld op 6,85 m⁻ N.A.P.

5.3 Bovenvloer van de duiker

Uit de verhanglijn berekening volgt de maximale waterstand in de duiker, deze bedraagt 4,25 m⁻ N.A.P.

Boven de waterspiegel moet 'n vrije ruimte aanwezig zijn, zodat drijvend vuil (uitgezonderd grof vuil) vrij kan passeren en om enige reserve te hebben t.a.v. 'n verhoging van de waterstand t.g.v. 'n debietsvergroting. Een vrije hoogte van 0,40 m kan als voldoende beschouwd worden. Dit betekent dat de onderkant van de bovenzijde op 'n niveau van 3,85 m⁻ (of hoger) moet liggen.

Bij de randvoorwaarden, gesteld door de Rotte, is reeds opgemerkt dat de mogelijkheid bestaat dat het bodemniveau van de Rotte op 3,00 m⁻ wordt gebracht. De bovenkant van de bovenzijde moet dus het liefst beneden dit niveau liggen. Voor de constructiehoogte van de bovenzijde is dus 0,85 m beschikbaar.

De overspanning van de bovenzijde bedraagt ± 15 m, om de constructie hiervan eenvoudig te houden en de dikte te beperken, zal minimaal één tussensteunpunt noodzakelijk zijn.

5.4 Toepassing van 'n betonkoker.

5.4.1 Inleiding.

De betonkoker vormt hier dus de "kern" van de constructie. Er moet nu onderscheid gemaakt worden tussen twee situaties, te weten:

Situatie A;

De dijklichamen van de Rotte worden doorgezet boven de koker. De oversteek van het kanaal kan dan via deze dijken plaatsvinden. Uit esthetisch oogpunt is het handhaven van de dijken zeker aantrekkelijk, maar het resulteert wel in 'n aanzienlijk langere koker.

Door het dijkgedeelte dat zich boven en direkt naast de koker bevindt mag geen kwelstroom optreden. Om dit te verhinderen zal dus in of tegen dit dijkgedeelte 'n voorziening aangebracht moeten worden, bijvoorbeeld 'n betonnen wand op de koker waaraan zijdelings damwanden aansluiten (zie fig.9).

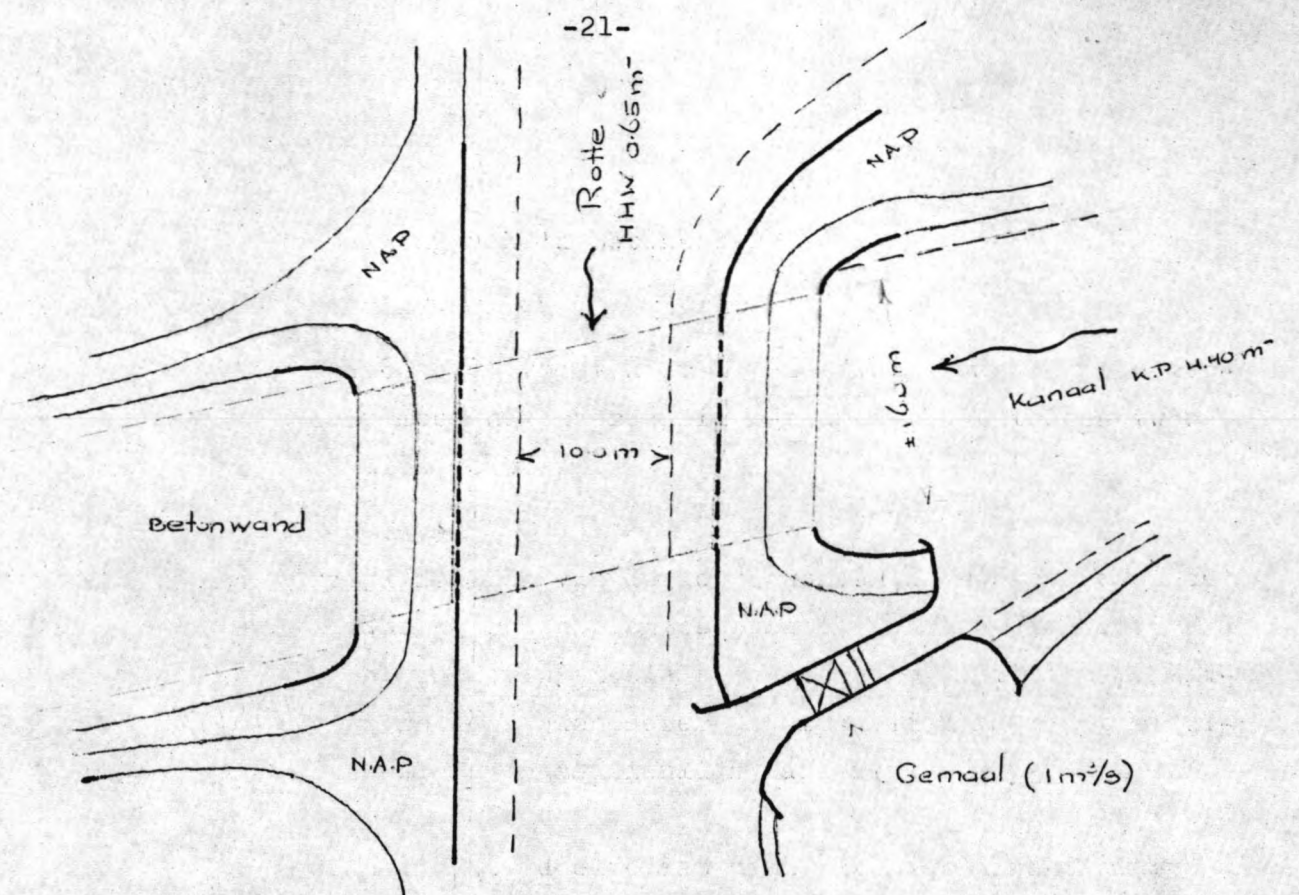
Het dijklichaam boven de koker is dus niet noodzakelijk als waterkering.

Situatie B;

De dijklichamen worden plaatselijk onderbroken. De oversteek van het kanaal vergt 'n andere voorziening (zie bijvoorbeeld fig.10).

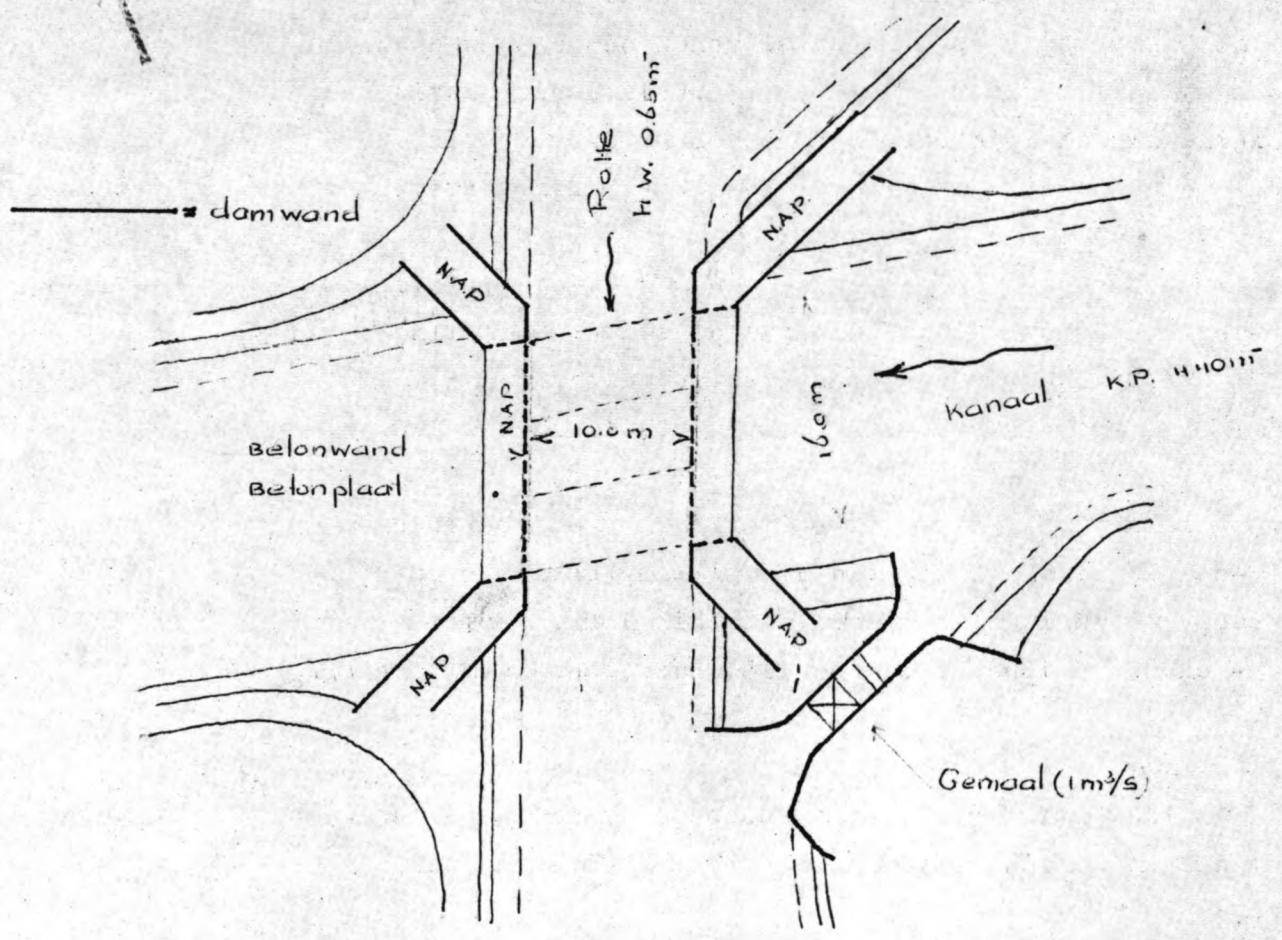
Opgemerkt zij nog dat in beide situaties (nog) niet voorzien is in de wens om ter plaatse de Rotte te kunnen oversteken. Daar dit van geen direkt belang is voor het hiernavolgende, wordt dit voorlopig buiten beschouwing gelaten.

Bij het verderop te beschouwen zettingsgedrag van de koker zal situatie A aangehouden worden. Dit omdat dan



SITUATIE A

fig 9



SITUATIE B

fig 10

duidelijk zal blijken dat juist het doorzetten van de dijklichamen het zettingsgedrag zeer ongunstig beïnvloedt, in die mate zelfs dat bij A 'n starre fundering noodzakelijk is (bijv. 'n paalfundering) en bij B 'n fundering op staal niet bij voorbaat tot de onmogelijkheden behoort. Met opzet wordt dit enigszins voorzichtig gezegd omdat 'n uitgebreid grondonderzoek aan de beslissing vooraf zal moeten gaan. Tot op dit moment echter ontbreken de benodigde gegevens omtrent de grondeigenschappen.

5.4.2 Fundering op staal; grondspanningen.

Bij 'n op staal gefundeerde koker wordt de bovenbelasting via de bovenzijde en de wanden overgedragen aan de ondervloer, die de belasting verder naar de ondergrond overbrengt. Voor de belastingoverdracht en de verdeling daarvan is het beter minstens twee tussenwanden te plaatsen. Wanneer we de dikte van de wanden voorlopig op 0,30 m stellen en die van de boven- en ondervloer op 0,40 m, komen we tot de volgende dwarsdoorsnede (fig.11).

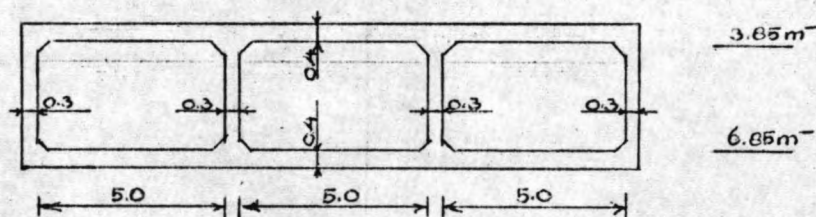


fig.11

Of 'n fundering op staal mogelijk is, hangt vooral af van de reactie van de ondergrond op de verandering van de spanningstoestand. Onderzocht moet worden of er al dan niet zettingen te verwachten zijn en wanneer dit zo is of deze toelaatbaar zijn en geen gevaar voor de constructie opleveren (bijv. scheurvorming t.g.v.

plaatselijke piekspanningen). Hierbij moet onderscheid gemaakt worden tussen absolute en relatieve zettingen. Bij 'n gelijkmatig verdeelde belasting kan elk punt van de constructie dezelfde (absolute) zetting ondergaan, de spanningsverdeling in de constructie verandert in principe niet. Maar bij 'n niet gelijkmatig verdeelde belasting of 'n ongelijke reactie van de ondergrond kunnen er onderlinge (relatieve) zettingsverschillen optreden en deze kunnen verantwoordelijk zijn voor optredende ontoelaatbare spanningsconcentraties. Belangrijk is dus inzicht te verkrijgen in de wijziging van de spanningstoestand in de ondergrond. Hiertoe wordt de situatie voor de aanvang der werkzaamheden vergeleken met de situatie na het gereed komen van de constructie..

Beginsituatie;

De spanning in de grond bestaat uit twee componenten, de waterspanning en de korrelspanning. De korrelspanning wordt verkregen door de spanning t.g.v. de natte grond te verminderen met de waterspanning.

Zandlaag 1:

In deze zandlaag treedt 'n sterke grondwaterstroming op. Van 'n hydrostatische drukverdeling zal geen sprake zijn. Afhankelijk van de plaats zal hierdoor de korrelspanning hoger of lager zijn dan uit 'n hydrostatisch drukverloop zou volgen.

Klei- en veenlaag:

Aangenomen mag worden dat er 'n stationaire toestand is ingetreden. Het drukverloop in de klei- en veenlaag zal hierdoor lineair zijn, bepaald door het stijghoogteverschil boven en onder de klei- en veenlaag. De verticale doorlatendheid van de veenlaag is van de-

zelfde orde van grootte als die van de kleilaag, gemakshalve wordt daarom, bij deze beschouwing wat het grondwaterdrukverloop betreft, de klei- en veenlaag als één laag gezien.

Zandlaag 2:

De kwel door de klei- en veenlaag zal, gezien de geringe grootte, weinig invloed hebben op het drukverloop van het grondwater in deze zandlaag. Zoals al is gezegd bleek uit peilingen dat de stijghoogte in het diepe zand nagenoeg constant is (5,42 m⁻ N.A.P.). Hier kan dus 'n hydrostatische drukverdeling aangenomen worden.

De korrelspanning (P_k) in de bovenste zandlaag kan als volgt beschreven worden:

$$P_k = P_{n.gr.} - (1 \pm a) \cdot P_w$$

waarin: $P_{n.gr.}$ = druk t.g.v. het natte grondgewicht

P_w = de grondwaterdruk

a = coëfficiënt die de afwijking van de hydrostatische druk, t.g.v. de grondwaterstroming, aangeeft.

Op het funderingsniveau (7,25 m⁻ N.A.P.) geldt:

$$P_{n.gr.} = 10,64 \text{ tf/m}^2$$

$$P_k = 10,64 - (1 \pm a) \cdot 6,6 \text{ tf/m}^2$$

Stellen we voor het gemak $a = 0$ dan: $P_k = 4,04 \text{ tf/m}^2$

Eindsituatie;

In deze situatie is 'n hoeveelheid grond vervangen door de koker.

Gewicht vervangen grond per m' koker:

$$(7,25 - 3,50) \cdot 16,2 \cdot 1,95 = 118,5 \text{ tf/m'}$$

Eigen gewicht koker per m':

$$\left[(7,25 - 3,50) \cdot 16,2 - 3 \cdot 5 \cdot 2,95 \right] \cdot 2,4 = \\ = 39,6 \text{ tf/m'}$$

Gewicht water bij volle koker per m':

$$3 \cdot 5 \cdot 2,6 \cdot 1 = 39,0 \text{ tf/m'}$$

Totaal vervangend gewicht: $39,6 + 39,0 = 78,6 \text{ tf/m'}$

De verandering van de korrelspanning bedraagt dus:

$$\text{Bij 'n lege duiker: } \Delta P_k = - (118,5 - 39,6)/16,2 = \\ = - 4,87 \text{ tf/m}^2 \text{ (verlaging)}$$

$$\text{Bij 'n volle duiker: } \Delta P_k = - (118,5 - 78,6)/16,2 = \\ = - 2,46 \text{ tf/m}^2 \text{ (verlaging)}$$

Deze verandering geldt bij gelijkblijvende grondwaterdrukken en zal over de lengte van de koker enigzins variëren. (variatie van de coëfficiënt a)

Aan de einden van de koker treedt er 'n belasting op door de dijklichamen. De westelijke dijk ondergaat geen belangrijke verplaatsing, zodat hier min of meer dezelfde verlaging van de korrelspanning zal optreden als hiervoor berekend, dus alleen t.g.v. de vervanging van de grond door de koker. De oostelijke dijk daarentegen wordt naar binnen toe verlegd, zodat ter plaatse t.o.v. de begin-situatie 'n extra belasting optreedt. De orde van grootte hiervan is $\pm 3 \text{ tf/m}^2$.

De einden van de koker lopen tot voorbij de damwand-schermen die in de Rottedijken ter plaatse zijn opgenomen. Aan de buitenkant van deze schermen (dus onder

de kokereinden) treedt 'n aanzienlijke verlaging van de grondwaterstand op (van het Rottepeil naar het kanaalpeil) wat 'n verhogend effect heeft op de korrelspanning. ($3,75 \text{ tf/m}^2$). Dit effect zal bij het oostelijke kokereinde weer groter zijn dan bij het westelijke kokereinde.

De, in het voorgaande genoemde, veranderingen van de korrelspanning onder de koker zijn in fig.12 schematisch weergegeven.

Opgemerkt zij nog dat het bovenstaande geldt wanneer er sprake is van 'n "oost-west afsluiting".

Opdrijving;

Hierbij is 'n lege duiker maatgevend. De situatie in twee doorsneden (zie fig.12) zullen hieronder bekeken worden:

Dsn.A: E.G. duiker:	$2,44 \text{ tf/m}^2$
Gewicht grond op de duiker:	$0,98 \text{ tf/m}^2$
	$3,42 \text{ tf/m}^2$

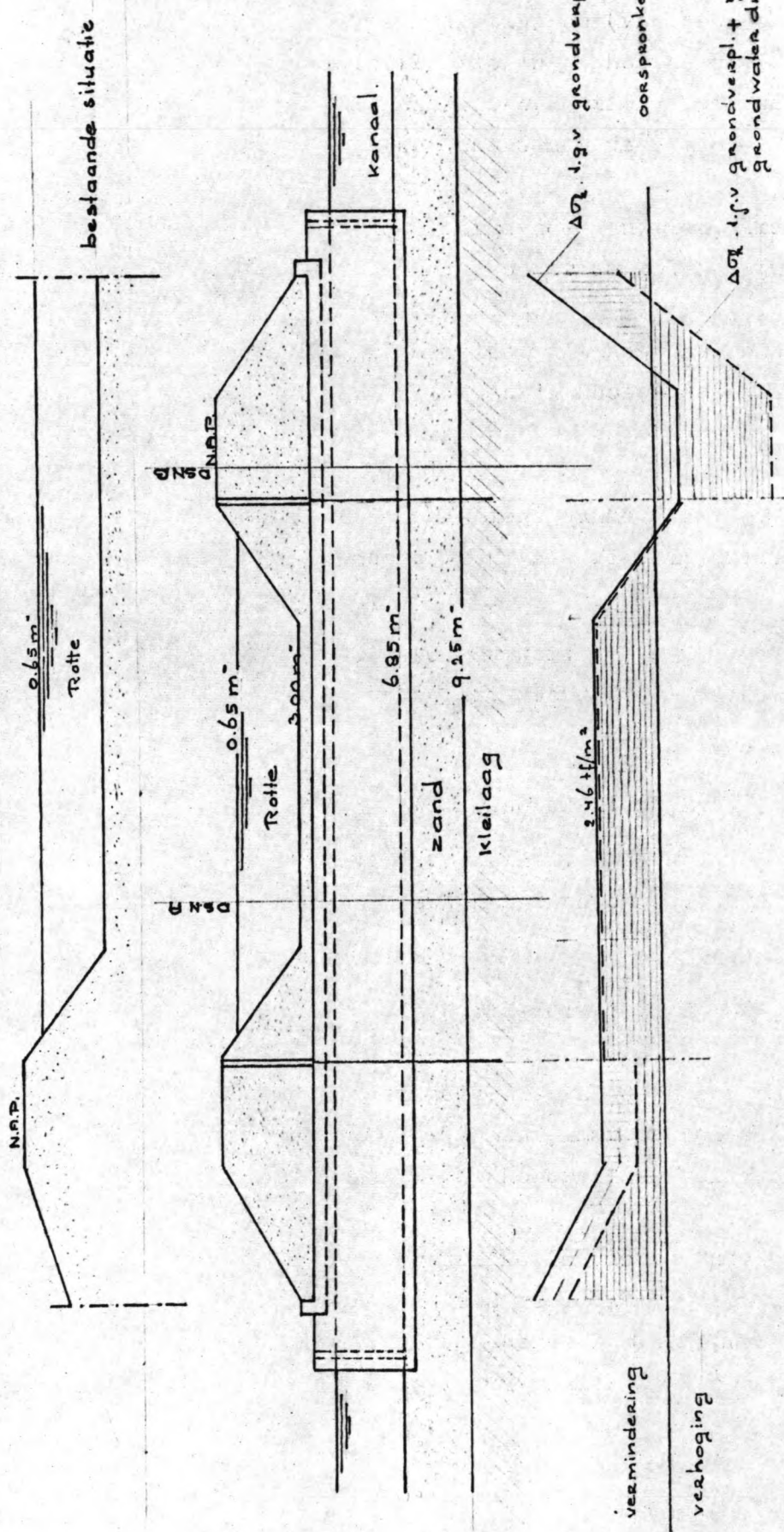
Opwaartse druk: $(7,25 - 3) \cdot 1 = 4,25 \text{ tf/m}^2$

Dsn.B: E.G. duiker:	$2,44 \text{ tf/m}^2$
Gewicht grond op de duiker:	$5,95 \text{ tf/m}^2$
	$8,39 \text{ tf/m}^2$

Opwaartse druk: $(7,25 - 4,4) \cdot 1 = 2,85 \text{ tf/m}^2$

Het middengedeelte van de koker ondervindt dus 'n opdrijvende kracht, maar de belasting van de dijklichamen op de kokereinden verhindert het opdrijven.

Wanneer er sprake is van 'n "noord-zuid afsluiting", dus wanneer het grondwaterregiem onder de hele koker bepaald wordt door het kanaal, treden de volgende korrelspanningsveranderingen op:



t.g.v. vervanging grond door volle koker:

$$\Delta P_k = - 2,46 \text{ tf/m}^2 \text{ (zie voorgaande)}$$

t.g.v. verlaging van de grondwaterstand:

$$\Delta P_k = (4,40 - 0,65) \cdot 1 = + 3,75 \text{ tf/m}^2$$

Resultierend: $\Delta P_k = + 1,29 \text{ tf/m}^2$

Bij afsluiting van de zandlaag onder de koker van zowel het Rotteregiem als van het kanaalregiem, zal de stijghoogte in deze laag uiteindelijk dezelfde waarde aannemen als die van het diepe zand, dus $5,42 \text{ m}^-$ N.A.P.

Dan geldt: $\Delta P_k = 1,29 + (5,42 - 4,40) \cdot 1 = + 2,31 \text{ tf/m}^2$

Stabiliteit van de klei/veenlaag;

Om 'n nadere beschouwing vraagt ook de klei/veenlaag tussen $9,25 \text{ m}^-$ en $13,65 \text{ m}^-$. Wanneer de koker in het werk gemaakt wordt, zal 'n bouwput noodzakelijk zijn. De bouwputomgrenzing zal het beste gevormd kunnen worden door tijdelijke kistdammen. De praktisch ondoorlatende kleilaag kan dan als bodemafsluiting dienen. Daar binnen de put ontgraven moet worden tot $\pm 7,25 \text{ m}^-$ dient gecontroleerd te worden of er geen gevaar voor opbarsten van de bodem bestaat.

controle: opwaartse druk onder de veenlaag:

$$(13,65 - 5,42) \cdot 1 = 8,23 \text{ tf/m}^2$$

gewicht van de grond:

$$\text{zand: } 1,75 \cdot 1,95 = 3,42 \text{ tf/m}^2$$

$$\text{klei: } 3,45 \cdot 2,00 = 6,90 \text{ tf/m}^2$$

$$\text{veen: } 0,95 \cdot 1,40 = 1,33 \text{ tf/m}^2$$

$$\text{totaal} = 11,65 \text{ tf/m}^2$$

Er bestaat dus geen gevaar voor opbarsten.

Dat dit hier aan de orde gesteld wordt heeft nog een

reden. Tot nu toe is steeds uitgegaan van 'n koker-vormige dwarsdoorsnede, dus inclusief 'n betonnen onder-vloer. Bij 'n eventuele fundering op staal is deze nodig voor de krachtsoverdracht, maar wanneer er op 'n andere wijze gefundeerd wordt, blijkt uit het bovenstaande dat 'n vaste vloerconstructie, bij 'n noord-zuid afsluiting, eventueel achterwege kan blijven, omdat de bodemstabili-teit zo een constructie niet vereist. Volstaan kan dan worden met 'n steenbestorting, ter bescherming van de bodem tegen de stroomsnelheid van 0,50 m/s.

5.5 Resumé

Situatie A:

- Er is 'n ongelijkmatig zettingsgedrag te verwachten. Hierdoor zullen plaatselijk spanningsconcentraties ontstaan, mede doordat de koker aan en op de dam-wanden zal gaan hangen. Het gevaar voor scheurvorming ontstaat nu met als gevolg sterke aantasting en lekkages.
- Starre fundering noodzakelijk. Het toepassen van 'n paalfundering ligt voor de hand en is ook goed mogelijk. De palen zullen ± 3 m in het diepe zand moeten reiken, wat resulteert in 'n paallengte van ± 10 m. De kleilaag blijft hierbij intact, wat uitvoeringstechnisch gezien 'n voordeel is.
- Geen extra maatregelen tegen opdrijving noodzakelijk. Het gewicht van de dijklichamen biedt daar weerstand aan. (in combinatie met de eventuele paalfundering).
- Grote kokerlengte.

Situatie B:

Oost-west afsluiting;

- Onder de koker is sprake van 'n overal even grote

vermindering van de korrelspanning.

$$\Delta P_k = - 2,46 \text{ tf/m}^2$$

- Funderen op staal is zeker niet uitgesloten. Wel zal 'n uitgebreid grondonderzoek aan de beslissing vooraf moeten gaan. Gegevens over de exakte samenstelling en het gedrag van de grond zijn echter nog niet beschikbaar.

- Maatregelen tegen opdrijving zijn nodig. De eenvoudigste oplossing is vloerverzwaring.

Resulterende opwaartse druk: $0,83 \text{ tf/m}^2$

Vloerverdikking: $0,83/2,4 = 0,35 \text{ m}$, neem $0,4 \text{ m}$.

(de vloerdikte wordt dus $0,80 \text{ m}$)

De verlaging van de korrelspanning reduceert hier-

door: extra gewicht beton: $0,4 \cdot 2,4 = 0,96 \text{ tf/m}^2$

verplaatste grond : $0,4 \cdot 1,95 = 0,78 \text{ tf/m}^2$

reductie = $0,18 \text{ tf/m}^2$

ΔP_k wordt dus: $- 2,28 \text{ tf/m}^2$.

Noord-zuid afsluiting;

- Bij deze situatie is sprake van 'n gelijkmatige verhoging van de korrelspanning ter grootte van:

$$\Delta P_k = + 1,29 \text{ tf/m}^2$$

- Er is dus zetting te verwachten, zij het dat deze gelijkmatig zal zijn.

Bij 'n fundering op staal blijft het risico bestaan

dat de koker aan en op de aansluitende damwanden

gaat hangen. Het is beter hier ook 'n starre fundering toe te passen.

- 'n vaste vloerconstructie is voor de bodemstabiliteit in de koker niet nodig.
- Geen gevaar voor opdrijving.

- De kokerlengte in situatie B is aanzienlijk kleiner dan in situatie A.

Een en ander is hieronder nog eens in tabelvorm weer-gegeven.

	situatie A	situatie B	
		o-w afsluiting	n-z afsluiting
zetting	ongelijkmatig	geen	gelijkmatig
fundering op staal mogelijk	neen	ja	(neen)
gevaar voor opdrijving	neen	ja	neen
vaste vloer-constructie noodzakelijk		ja	neen
kokerlengte	± 30 m	± 11 m	± 11 m
		mogelijkheid B	mogelijkheid A

VI AQUADUCTCONSTRUCTIE

6.1 Inleiding

De overgang van de duiker- naar de aquaductconstructie is minder groot dan op het eerste gezicht lijkt. Mogelijkheid A (tabel blz.) leidt min of meer direkt tot 'n aquaduct. Bij deze oplossing namelijk, bestaat de constructie uit 'n betonnen plaat, steunend op twee zijwanden en 'n aantal tussenwanden. Op de betonplaat zijn in dwarsrichting twee betonwanden geplaatst (waterkering), zodat er sprake is van 'n betonbak gefundeerd op dragende wanden. Aan deze wanden moeten nu de volgende eisen gesteld worden:

- Het bewerkstelligen van de noord-zuid afsluiting.
- Het kunnen opnemen van belangrijke normaalkrachten.

In zijn afstudeerverslag, behandelt Kerklaan (H.T.S. Dordt) enkele facetten van de aquaductconstructie, zoals deze door Delfland schetsmatig is opgezet. Het accent ligt hierbij op de fundering van de betonbak en het onderzoek naar de optredende kwelstromingen en de gevolgen hiervan. In het schetsontwerp van Delfland wordt uitgegaan van 'n ongestoorde doorstroming van het kanaal, wat resulteert in 'n overspanning van de betonbak van ± 27 m. Kerklaan gaat eveneens uit van 'n ongestoorde doorstroming maar merkt aan het slot terecht op dat de mogelijkheid van 'n kleinere doorstroombreedte nader onderzocht moet worden, omdat dit 'n aanzienlijke besparing op kan leveren.

Bij de geplande duikers hanteert Delfland 'n ontwerp-snelheid van 0,5 m/s. Er is echter geen reden om daarentegen bij 'n aquaduct 'n ongestoorde doorstroming als eis te stellen, temeer omdat de consequenties van 'n plaatselijke vernauwing gering zijn. (steenbestorting

als bodembescherming).

In dit rapport wordt daarom ook bij deze constructie 'n ontwerpsnelheid (voor het kanaal) van 0,5 m/s aangehouden, wat resulteert in 'n vrije doorstroombreedte van 15 m.

Wel dient eerst gecontroleerd te worden of de optredende energieverliezen binnen het aanvaardbare blijven.

6.2 Energieverliezen

De optredende energieverliezen bestaan uit twee componenten: - wrijving
- in- en uittreeverliezen.

Situatie benedenstrooms van het aquaduct bij maximaal

$$\begin{aligned} \text{debiet: } I &= 1,7 \cdot 10^{-5} \text{ (verhang)} \\ v &= 0,3 \text{ m/s (stroomsnelheid)} \\ h &= 2,6 \text{ m (waterdiepte)} \end{aligned}$$

Wrijving;

Gesteld wordt dat voor het gehele natte oppervlak 'n zelfde ruwheid geldt. Dit is in werkelijkheid niet het geval, daar de wanden 'n kleinere ruwheid bezitten dan de bodem, maar als benadering is dit zeker aanvaardbaar.

$$z = (\text{energieverval}) = Q^2 \cdot W ; \quad W = \frac{L}{C^2 \cdot b^2 \cdot h^2 \cdot R}$$

Uitgaande van twee doorgangen:

$$\left. \begin{aligned} A &= 2,6 \cdot 15 = 39 \text{ m}^2 \\ O &= 4 \cdot 2,6 + 15 = 25,4 \text{ m} \end{aligned} \right\} R = 1,53 \text{ m}$$

$$\left. \begin{aligned} C &= 18 \cdot \log(12 \cdot R) / k_n \\ k_n &= 0,05 \end{aligned} \right\} C = 46,17$$

Lengte van de vernauwing: $L = \pm 25 \text{ m}$

$$W = \frac{25}{46,17^2 \cdot 15^2 \cdot 2,6^2 \cdot 1,53} = 0,5 \cdot 10^{-5}$$

$$z = Q^2 \cdot W = 18,75^2 \cdot 0,5 \cdot 10^{-5} = 1,75 \text{ mm}$$

In- en uittreeverliezen;

Deze worden bepaald met behulp van de grafieken, weergegeven op bijlage 2 en 3.

$$\begin{aligned} \text{Intreeverlies: } A_1/A_2 &= 66,14/39 = 1,7 & \xi_i &= 0,13 \\ U_i &= 0,6 \\ z &= \xi_i \cdot v^2/2g = 0,13 \cdot 0,5^2/19,6 = 1,7 \text{ mm} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{Uittreeverlies: } A_3/A_2 &= 1,7 & \xi_u &= 0,17 \\ z &= \xi_u \cdot v^2/2g = 0,17 \cdot 0,5^2/19,6 = 2,1 \text{ mm} \end{aligned}$$

Het totale energieverval bedraagt dus:

$$z_{\text{tot.}} = 1,75 + 1,7 + 2,1 = 5,55 \text{ mm.}$$

Deze waarde is zeker aanvaardbaar en er zal dan ook verder 'n effectieve doorstroombreedte van 15 m aangehouden worden.

6.3 De onderbouw

Onder de onderbouw wordt verstaan de constructie waarop de betonbak komt te rusten. Deze bestaat uit twee "landhoofden" en eventueel 'n tussensteunpunt. Of dit tussensteunpunt werkelijk noodzakelijk is, zal moeten blijken bij de beschouwing van de bovenbouw.

6.3.1 Het "landhoofd"

De funkties die het "landhoofd" moet vervullen zijn de volgende:

- 1) Opnemen van de vertikale en de, zij het geringe, horizontale krachten afkomstig van de bovenbouw.
- 2) Opnemen van de horizontale grond- en waterdrukken.
- 3) De constructie moet waterondoorlatend zijn.

Bij de oplossing die door Kerklaan wordt gegeven is

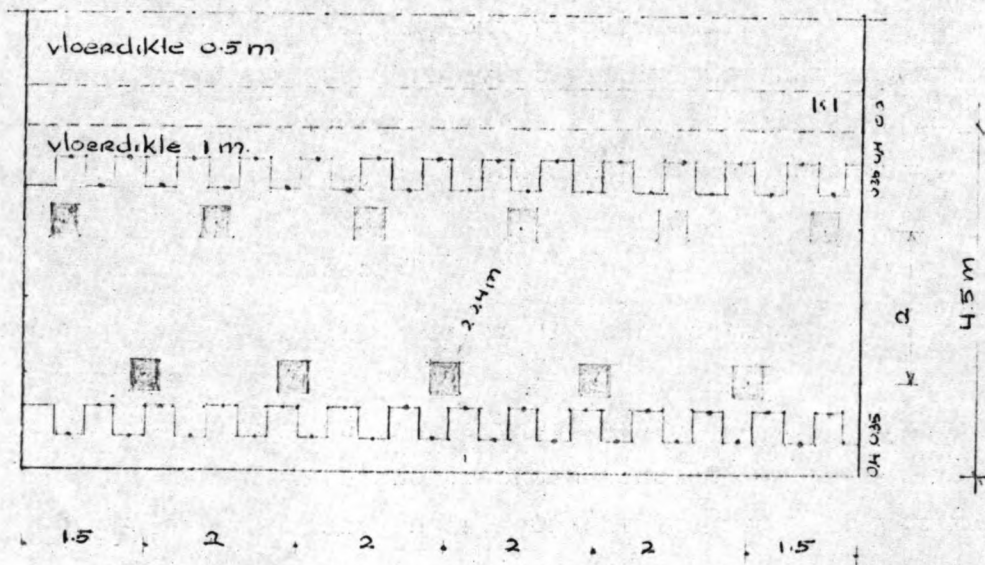
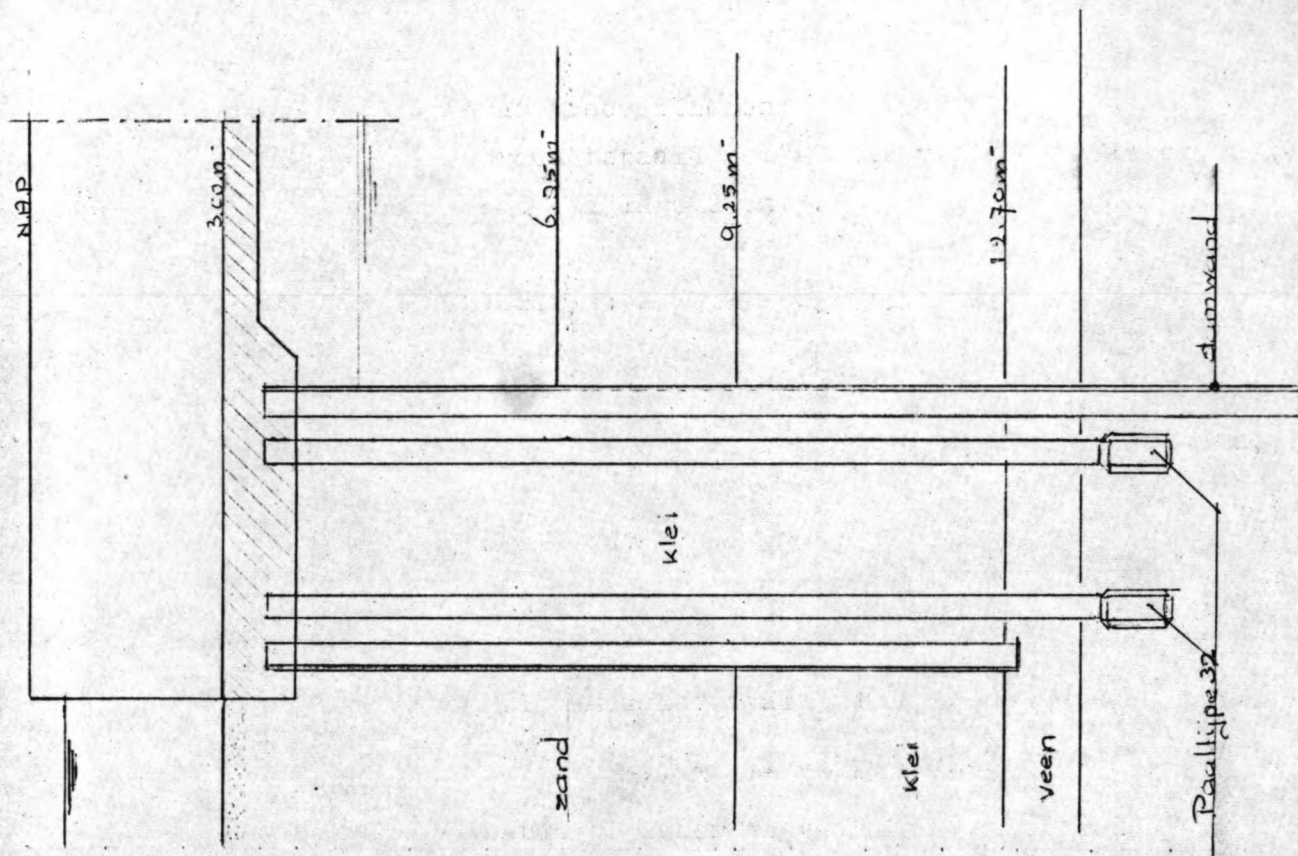


FIG. 13

sprake van 'n duidelijke funktiesplitsing. (zie fig.13)
De vertikale belasting wordt opgenomen door 'n paal-
fundering. Aangezien er alleen verticale palen worden
toegepast (dit om uitvoeringstechnische redenen) zullen
de horizontale krachten via buiging van de palen opge-
nomen moeten worden.

De horizontale grond- en waterdrukken worden in hoofd-
zaak door de damwanden opgenomen. De bovenbouw fungeert
hierbij als stempel tussen de "landhoofden".

De waterdichtheid wordt verkregen door de ruimte tussen
de damwanden te vullen met klei.

De hierboven beschreven funderingsconstructie voldoet
wel aan de eisen, maar is wat de uitvoering betreft nog-
al omslachtig. Daarom zal hieronder 'n andere methode
nader bekeken worden.

Twee mogelijkheden doen zich voor wanneer het gaat om
'n dragende waterdichte wand, met 'n enkelvoudig karak-
ter. Hiermee wordt bedoeld dat er geen sprake is van 'n
wezenlijke funktiesplitsing.

- 1) De diepwandconstructie.
- 2) Dragende damwand.

Toepassing van diepwanden vindt vooral plaats in
situaties waarin ernstig bouwbezwaar vermeden moet
worden en de beschikbare bouwruimte beperkt is. Hiervan
is in dit geval geen sprake. De diepwandconstructie vergt
speciale voorzieningen en apparatuur en is daarom 'n
niet goedkope oplossing. De dragende damwand heeft als
voordeel dat deze eenvoudig is aan te brengen, d.m.v.
heien, en dat de hiervoor benodigde apparatuur toch al
op het werk aanwezig is i.v.m. het heien van de aan de
constructie aansluitende damwandschermen. Het toepassen
van 'n dragende damwand verdient hier dan ook de voor-
keur.

Voor het opnemen van 'n zware bovenbelasting zijn speciale damwandconstructie ontwikkeld. De belangrijkste twee typen zijn:

A) De kokerdamwand (Peine)

De damwand wordt opgebouwd uit breedflensprofielen, aaneengeschakeld door speciale sloten (fig.14). Deze wandconstructie bezit 'n grote waterdichtheid, die tot 100% verhoogd kan worden door de cellen te vullen met betonspecie.

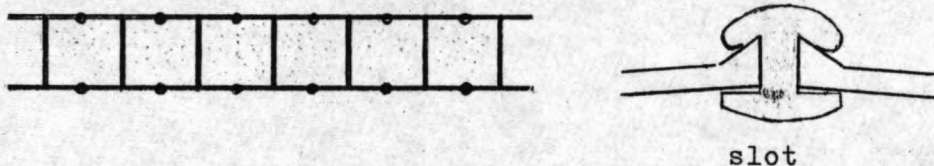


fig.14

B) Wand bestaande uit kokerpalen (Larssen Rombas)

De damwand bestaat uit aaneengeschakelde kokerpalen, die weer bestaan uit twee aan elkaar gelaste normale damwandprofielen. De kokerpalen kunnen eventueel afgewisseld worden met enkelvoudige profielen (fig.15).

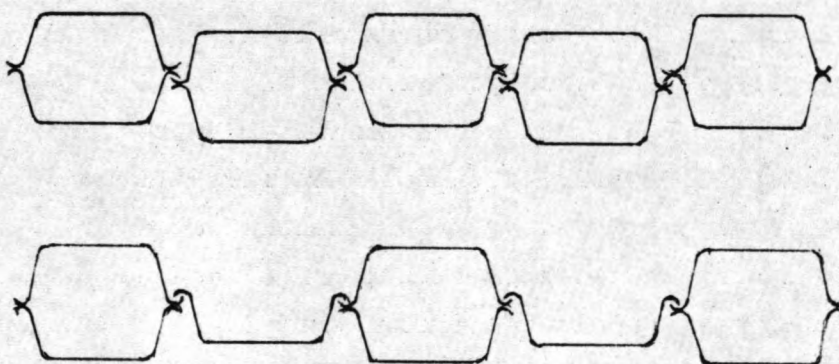


fig.15

Bij mogelijkheid B) kan de waterdichtheid niet bereikt worden door het vullen van de cellen, omdat juist de sloten verantwoordelijk zijn voor optredende lekkages.

Daarom wordt de voorkeur gegeven aan de kokerdamwand. Het eventuele tussensteunpunt kan op de zelfde wijze uitgevoerd worden, zij het dat hier de waterdichtheid niet van belang is.

6.3.2. Aansluiting aan de bovenbouw.

Zoals reeds werd gezegd, kan door de cellen te vullen met betonspecie 'n volledige waterdichtheid verkregen worden. Deze vulling moet dan tot in de kleilaag lopen. In het bovenste gedeelte van de cellen worden wapeningsstaven aangebracht, waarvan de vrijgelaten stekeinden samen met de koppen van de stalen profielen later in het beton van de bovenbouw worden opgenomen. De wand zal dus aan de bovenkant min of meer ingeklemd zijn. (zie bijlage 5)

Voor de berekening van het "landhoofd" wordt verwezen naar deelrapport 3.

6.4 De bovenbouw

De volgende eisen moeten aan de bovenbouw gesteld worden: (zie ook hoofdstuk 3.1)

- 1) Vrije doorstroombreedte: 10,0 m.
- 2) ,, doorvaartbreedte: 5,0 m.
- 3) Doorvaarthoogte 1,5 m (bij 'n Rottepeil van 0,85 m⁻)
- 4) Hoogte van de waterkerende wanden: N.A.P.
- 5) De mogelijkheid moet aanwezig zijn om ter plaatse zowel het kanaal als de Rotte over te kunnen steken.
- 6) De constructie moet waterdicht zijn.

Tot nu toe is er steeds gesproken over 'n betonbak als bovenbouw, echter alleen 'n bak voldoet niet aan de hierboven gestelde eis 5, zodat hiervoor extra voorzieningen getroffen moeten worden. De overgang van de Rottedijken

naar de eigenlijke constructie wordt gevormd door kistdammen (zie bijlage 4). De te treffen voorzieningen zouden dan bestaan uit het aanbrengen van aparte brugconstructies tussen deze kistdammen. Een andere mogelijkheid is uit te gaan van 'n kokervormige dwarsdoorsnede i.p.v. de bakvorm, de oversteek kan dan via de bovenvloer van de koker plaatsvinden. De onderkant van de bovenvloer moet dan op 0,65 m⁺ komen te liggen i.v.m. de vereiste doorvaarthoogte. De wanden van de koker worden dus maar 0,65 m hoger dan die van de bak. De bovenvloer van de koker moet in de lengterichting iets verder doorlopen om de oversteek van de Rotte via deze zelfde vloer mogelijk te maken.

Vooraf uit constructieve overwegingen heeft 'n kokervormige dwarsdoorsnede van de bovenbouw grote voordelen. Door de grote stijfheid van de koker zullen er geringere vervormingen optreden wat belangrijk is met het oog op de beperking van de scheurvorming en scheurwijdte, i.v.m. de bescherming van de constructie tegen aantasting en het voorkomen van lekkages.

Ook wat betreft de krachtsoverdracht is de kokervorm gunstiger dan de bakvorm. De bovenvloer zal als drukflens gaan fungeren waardoor 'n grote inwendige hefboomsarm ontstaat. Gezien het bovenstaande wordt hier verder uitgegaan van 'n kokervormige dwarsdoorsnede.

Door de grote stijfheid van de wanden in hun vlak, kan de ondervloer, die dus direkt belast wordt, beschouwd worden als 'n vierzijdig opgelegde plaat. De belasting op de ondervloer zal voor 'n groot gedeelte zijdelings overgedragen worden aan de kokerwanden, die de belasting verder afvoeren naar de fundering. De sterkte en stijfheid van de ondervloer in de dwarsrichting is dus van

groot belang (fig.16)

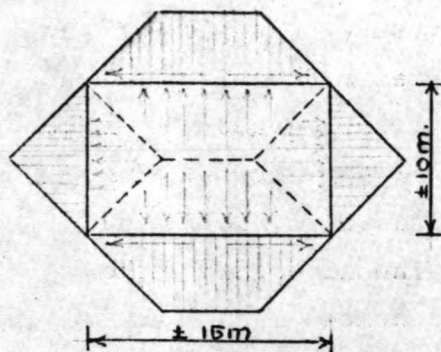
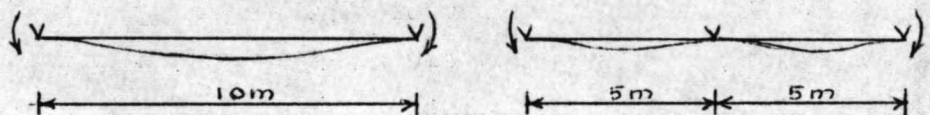


fig.16

Nu heeft het 'n aantal voordelen om 'n tussenwand in de koker te plaatsen, deze zijn:

- De vervorming van de ondervloer wordt aanzienlijk beperkt doordat de zakking van het midden van de vloer wordt verhinderd door de grote stijfheid van de tussenwand (fig.17).



zonder tussenwand

met tussenwand

fig.17

- De bovenvloer kan lichter uitgevoerd worden.
- Betere belastingspreiding in de kokerdamwand.
- Bij bijvoorbeeld reparatiewerkzaamheden kan één kokergang afgesloten worden, terwijl dan nog de helft van de doorstroomcapaciteit blijft gehandhaafd.

Het kunnen afsluiten van de koker houdt in dat er sponningen worden aangebracht waarin schotbalken kunnen worden geschoven. Hiertoe moet in de bovenvloer ter hoogte van de sponningen 'n opening aanwezig zijn zodat de schotbalken van boven af in de sponningen geschoven

kunnen worden. Deze opening moet dan onder normale omstandigheden afgesloten worden m.b.v. bijvoorbeeld stalen luiken.

Voor 'n nadere beschouwing van de koker en de berekening daarvan, wordt verwezen naar deelrapport 3. Daarin is uitgegaan van 'n loodrechte kruising van de koker met het kanaal (bijlage 1, situatie B). Hiermee wordt de eenvoudigste en kortste koker bereikt. De koker komt dus enigszins scheef in de Rotte te liggen. Wat betreft de stroming in de Rotte is dit geen bezwaar, daar de stroomsnelheden laag zijn (0,27 m/s bij maximaal debiet) en de stroming goed geleid wordt door de damwandschermen van de kistdammen.

6.5 De kistdammen

Bijlage 4 bevat 'n overzichtstekening van de gehele constructie. Hierop is te zien dat de betonkoker aan de noordkant wordt ingeklemd tussen twee kistdammen en aan de zuidkant tussen een kistdam en 'n "eiland". Deze kistdammen, die dus de overgang van de Rottedijken naar de koker vormen, bestaan uit twee parallel geheide damwandschermen, h.o.h. 6 m, met daar tussen grond.

De breedte van 6 m is gebaseerd op 'n berekening t.a.v. de stabiliteit van de kistdam, uitgevoerd door Kerklaan. De damwanden, die tot in de kleilaag op 9,25 m² reiken, worden bovenaan aan elkaar gekoppeld.

Delfland stelt dat tussen de damwandschermen klei aangebracht moet worden om de waterdichtheid van de kistdam te garanderen. Het is echter de vraag of de klei hierbij wel zo noodzakelijk is. De damwanden bezitten op zich al 'n hoge waterdichtheid en mochten er toch lekken zijn, dan zijn deze klein (mits goed geheid) en zullen na verloop van korte tijd "dicht geslibd" zijn. Uitvoerings-

technisch is het aanbrengen van de klei tussen de reeds geheide damwanden niet eenvoudig. Eerst zal de aanwezige grond tot op het niveau van 9,25 m⁻ verwijderd moeten worden, waarbij het noodzakelijk is tijdelijke stempels tussen de damwanden aan te brengen. Daarbij komt dat de ruimte te klein is om met het materieel goed te kunnen manoeuvreren.

Het is echter moeilijk om hier 'n concrete uitspraak te doen over het al dan niet noodzakelijk zijn van 'n kleivulling, daar dit ten dele 'n ervaringskwestie is. Hier wordt voorlopig gesteld dat de twee damwandschermen 'n voldoende waterdichtheid garanderen.

Mocht dit niet zo blijken te zijn of wordt het toch onvoldoende geacht, dan is er 'n eenvoudiger oplossing mogelijk dan het aanbrengen van klei.

Zoals op de overzichtstekening te zien is zijn de kistdammen vooralsnog aan een uiteinde open gehouden. Door nu deze opening ook d.m.v. 'n damwand af te sluiten, wordt het grondpakket in de kistdam geheel geïsoleerd. Wanneer nu geperforeerde buizen in deze grond tot voorbij de kleilaag worden geslagen, zal het grondwater in de kistdam de zelfde stijghoogte als in het diepe zand aannemen, dus 5,42 m⁻N.A.P.

Dit peil is zowel lager dan het Rottepeil als het kanaalpeil. Eventueel lekwater zal dus nooit de kistdam passeren maar afvloeien naar het diepe zand. (zie fig. 18)

Bij het "eiland" moet in ieder geval 'n voorziening getroffen worden om de grondwaterstand te kunnen beheersen. Het water dat in de grond infiltreert, bijvoorbeeld neerslag, kan hier niet weg, zodat het grondwaterpeil zal stijgen. Voorkomen moet worden dat de stijging ongewenst hoog wordt, dit kan gebeuren door de hierboven beschreven methode, dus het doorbreken van de kleilaag d.m.v. geperforeerde buizen, toe te passen. Dit is eenvoudiger en

goedkoper dan 'n aparte bemaling.

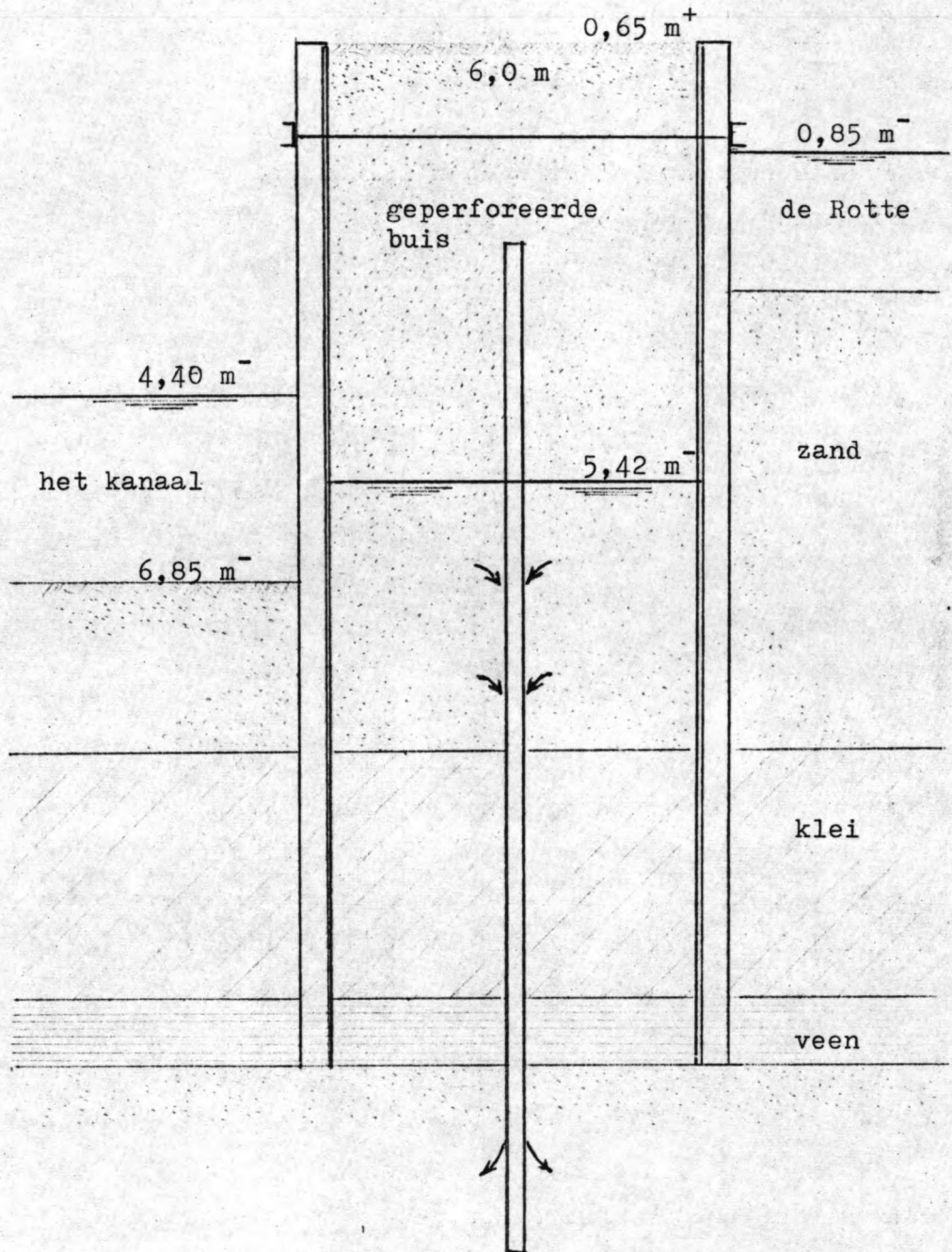


fig.18 kistdam

VII SAMENVATTING EN CONCLUSIE

De beschouwing van de duikerconstructie leidde, wat betreft de constructieve opzet van het te bouwen kunstwerk, tot drie mogelijkheden waarvan de laatste de aquaductconstructie is. Hieronder zijn deze drie mogelijkheden nog eens in het kort omschreven.

- 1) - Het kanaal wordt d.m.v. 'n koker onder de Rotte doorgevoerd.
 - De dijklichamen van de Rotte blijven gehandhaafd.
 - In het dijkgedeelte boven de koker wordt 'n betonwand opgenomen om de kwelstroming door de dijk te verhinderen.
 - De oversteek van het kanaal geschied via de Rotte-dijken. Voor de oversteek van de Rotte moet 'n aparte voorziening getroffen worden, bijvoorbeeld 'n brugconstructie, steunend op de hierboven genoemde betonwanden.
 - Een starre fundering van de koker is noodzakelijk, bijvoorbeeld 'n paalfundering.

- 2) - Het kanaal wordt d.m.v. 'n koker onder de Rotte doorgevoerd.
 - Fundering op staal is in principe mogelijk. Voor 'n goede belastingoverdracht is het noodzakelijk in de koker twee tussenwanden te plaatsen.
 - De bovenbouw (waar de Rotte door stroomt) heeft ook 'n kokervorm.
Er is dus sprake van twee dwars op elkaar geplaatste kokers.
 - De oversteek van zowel het kanaal als de Rotte geschied via de bovenvloer van de bovenste koker.

- 3) - De Rotte wordt d.m.v. 'n koker over het kanaal heen gevoerd.
- De koker is gefundeerd op dragende kokerdamwanden ("landhoofden"), waar het kanaal tussen door stroomt.
- De oversteek van zowel het kanaal als de Rotte geschiedt via de bovenzijde van de koker.

Gesteld kan worden dat mogelijkheid 3, dus het aquaduct, zonder meer de voorkeur verdient, en wel om de volgende redenen:

- De eenvoudige funderingsconstructie.
- Door de "hooggelegen" fundering hoeft de bouwput minder diep te zijn, bodemniveau $\pm 3,00 \text{ m}^-$. Bij de mogelijkheden 1 en 2 moet het niveau van de bodem van de bouwput liggen op $\pm 7,00 \text{ m}^-$.
- Geen gevaar voor het optreden van (belangrijke) zettingen.
- Geen vaste vloerconstructie in het kanaal, zodat de bodem hiervan eventueel gemakkelijk op 'n lager niveau gebracht kan worden.

De aquaductconstructie, zoals deze in dit rapport wordt voorgesteld, is op bijlage 4 en 5 weergegeven. De berekening van de betonnen koker en de dragende kokerdamwand is uitgevoerd in deelrapport 3.

Niet alle facetten van de te bouwen constructie zijn in het voorgaande even diepgaand behandeld, bepaalde onderdelen behoeven zeker nog 'n nadere beschouwing. Hierbij zal het echter gaan om details en niet om wezenlijke veranderingen in de constructie.

BEREKENING VAN DE VERHANGLIJN

Berekening verhoglijn bij maximaal debiet.

Uitgangspunten van de berekening.

- 1) Begin vakberekening; daar waar 't kanaal uitstroomt in de plas van Reef.

$$\left. \begin{array}{l} \varphi = 15,75 \text{ m}^3/\text{s} \\ \bar{v} = 0,3 \text{ m/s} \end{array} \right\} A = 52,5 \text{ m}^2$$

Bij 'n bodembreedte van 13,80 m, geeft dit 'n waterpeil van 4,52 m N.A.P.

- 2) De optredende verhangen worden bepaald met de formule: $\bar{v} = C \cdot \sqrt{R \cdot J}$; met $\varphi = \bar{v} \cdot A$ geeft dit: $\varphi = C \cdot A \cdot \sqrt{R \cdot J}$ of $\frac{\Delta H}{\Delta S} = \frac{\varphi^2}{C^2 \cdot A^2 \cdot R}$

ΔS = stapgrootte.

- 3) De K_n -waarde van 't kanaal is 0,04 m.
 $C = 18 \log. 12 \cdot R / K_n = 50$ (bij $R = \pm 1,9$).
- 4) Voor de maximale stroomsnelheid in 't kanaal wordt 0,3 m/s aangehouden.
- 5) De snelheid van 't water t.p.v 'n duiker mag oplopen tot 0,5 m/s.
- 6) Het extra verval in 'n duiker wordt bepaald met de formule:

$$h = (\varphi + \lambda \cdot L/D + \psi) \cdot \frac{v^2}{2 \cdot g}$$

met:

φ = instroomverliezen; door de geleidelijk verlopende instroomopening ($\pm 30^\circ$) kan deze waarde op nul gesteld worden.

λ = wrijvingscoëfficiënt beton : 0,03.

L = lengte duiker.

D = 4.R.

ψ = uitstroombelastingen; hier worden alleen vertragingverliezen in rekening gebracht.

Bij geleidelijke uitstroming : $\psi = 0,2$.

v = stroomsnelheid in de duiker

g = zwaartekrachtsversnelling : $9,8 \text{ m/s}^2$.

7) De duikers bestaan uit twee kokergangen.

(i.v.m. 't bepalen van de R-waarde).

8) De opstuwing d.g.v. de over 't kanaal ge-

legen bruggen wordt gesteld op: 0,001 m per brug.

	tracégedeelte	debiet	lengte	stapgrootte	bod. br.	bod. niv.	Duikers en bruggen.
wak I	Plas van Reef. - Achterweg	15.75 m ³ /s	1607 m	1 x 1000 m 1 x 607 m	13.80 m	7.00 m ³ .N.A.P.	1 duiker
wak II	Achterweg - Pissenkade	15.95 m ³ /s	5800 m	5 x 1000 m 1 x 800 m	13.80 m	7.00 m ³ .N.A.P.	2 duikers 2 bruggen.
wak III	Pissenkade - dloefweg	17.55 m ³ /s	4170 m	4 x 1000 m 1 x 170 m	15.90 m	6.90 m ³ .N.A.P.	1 duiker
wak IV	dloefweg - Rotte	19.75 m ³ /s	1455 m	1 x 1000 m 1 x 455 m	17.90 m	6.85 m ³ .N.A.P.	2 bruggen

Wak I

stap 1 : $H = 2,48 \text{ m}$.

$$\left. \begin{aligned} A &= (13,8 + 3 \cdot 2,48) \cdot 2,48 = 52,68 \text{ m}^2 \\ O &= 13,8 + 6,32 \cdot 2,48 = 29,47 \end{aligned} \right\} R = 1,79 \text{ m}$$

$$\left. \begin{aligned} \frac{\Delta H}{\Delta S} &= \frac{15,75^2}{50^2 \cdot 52,68^2 \cdot 1,79} = 2 \cdot 10^{-5} \\ \Delta S &= 1000 \text{ m} \end{aligned} \right\} \Delta H = 0,02 \text{ m}$$

stap 2 : $H = 2,48 + 0,02 = 2,50 \text{ m}$.

$$\left. \begin{aligned} A &= (13,8 + 3 \cdot 2,5) \cdot 2,5 = 53,25 \text{ m}^2 \\ O &= 13,8 + 6,32 \cdot 2,5 = 29,6 \text{ m} \end{aligned} \right\} R = 1,80 \text{ m}$$

$$\left. \begin{aligned} \frac{\Delta H}{\Delta S} &= \frac{15,75^2}{50^2 \cdot 53,25^2 \cdot 1,8} = 1,94 \cdot 10^{-5} \\ \Delta S &= 607 \text{ m} \end{aligned} \right\} \Delta H = 0,012 \text{ m}$$

Duiker onder weenweg:

$$\left. \begin{aligned} Q &= 15,75 \text{ m}^3/\text{s} \\ \bar{v} &= 0,5 \text{ m/s} \end{aligned} \right\} \left. \begin{aligned} A &= 31,5 \text{ m}^2 \\ O &\approx 22,6 \text{ m} \end{aligned} \right\} \left. \begin{aligned} R &= 1,4 \\ D &= 4 \cdot R = 5,6 \end{aligned} \right.$$

$$h = (0,03 \cdot 25/5,6 + 0,2) \cdot \frac{0,5^2}{19,6} = 0,0043 \text{ m}$$

Totale $\Delta H = 0,036 \text{ m}$.

Vak II

step 1 : $H = 2,48 + 0,036 = 2,516 \text{ m.}$

$$\left. \begin{aligned} A &= (13,8 + 3 \cdot 2,516) \cdot 2,516 = 53,71 \text{ m}^2 \\ O &= 13,8 + 6,32 \cdot 2,516 = 29,70 \text{ m} \end{aligned} \right\} R = 1,80 \text{ m}$$

$$\left. \begin{aligned} \frac{\Delta H}{\Delta S} &= \frac{15,95^2}{50^2 \cdot 53,71^2 \cdot 1,80} = 1,96 \cdot 10^{-5} \\ \Delta S &= 1000 \text{ m} \end{aligned} \right\} \Delta H = 0,0196 \text{ m.}$$

step 2 : $H = 2,516 + 0,0196 = 2,5356 \text{ m.}$

$$\left. \begin{aligned} A &= (13,8 + 3 \cdot 2,5356) \cdot 2,5356 = 54,28 \text{ m}^2 \\ O &= 13,8 + 6,32 \cdot 2,5356 = 29,82 \text{ m} \end{aligned} \right\} R = 1,82 \text{ m}$$

$$\left. \begin{aligned} \frac{\Delta H}{\Delta S} &= \frac{15,95^2}{50^2 \cdot 54,28^2 \cdot 1,82} = 1,9 \cdot 10^{-5} \\ \Delta S &= 1000 \text{ m.} \end{aligned} \right\} \Delta H = 0,019 \text{ m}$$

step 3 : $H = 2,5356 + 0,019 = 2,5546 \text{ m.}$

$$\left. \begin{aligned} A &= (13,8 + 3 \cdot 2,5546) \cdot 2,5546 = 54,83 \text{ m}^2 \\ O &= 13,8 + 6,32 \cdot 2,5546 = 29,94 \text{ m} \end{aligned} \right\} R = 1,83 \text{ m.}$$

$$\left. \begin{aligned} \frac{\Delta H}{\Delta S} &= \frac{15,95^2}{50^2 \cdot 54,83^2 \cdot 1,83} = 1,85 \cdot 10^{-5} \\ \Delta S &= 1000 \text{ m} \end{aligned} \right\} \Delta H = 0,0185 \text{ m.}$$

$$\text{step 4: } H = 2,5546 + 0,0185 = 2,5731 \text{ m}$$

$$\left. \begin{aligned} A &= (13,8 + 3 \cdot 2,5731) \cdot 2,5731 = 55,37 \text{ m}^2 \\ O &= 13,8 + 6,32 \cdot 2,5731 = 30,06 \end{aligned} \right\} R = 1,84 \text{ m}$$

$$\left. \begin{aligned} \frac{\Delta H}{\Delta S} &= \frac{15,95^2}{50^2 \cdot 55,37^2 \cdot 1,84} = 1,8 \cdot 10^{-5} \\ \Delta S &= 1000 \text{ m} \end{aligned} \right\} \Delta H = 0,018 \text{ m}$$

$$\text{step 5: } H = 2,5731 + 0,018 = 2,5911 \text{ m}$$

$$\left. \begin{aligned} A &= (13,8 + 3 \cdot 2,5911) \cdot 2,5911 = 55,89 \text{ m}^2 \\ O &= 13,8 + 6,32 \cdot 2,5911 = 30,17 \text{ m} \end{aligned} \right\} R = 1,85 \text{ m}$$

$$\left. \begin{aligned} \frac{\Delta H}{\Delta S} &= \frac{15,95^2}{50^2 \cdot 55,89^2 \cdot 1,85} = 1,76 \cdot 10^{-5} \\ \Delta S &= 1000 \text{ m} \end{aligned} \right\} \Delta H = 0,0176 \text{ m}$$

$$\text{step 6: } H = 2,5911 + 0,0176 = 2,6087 \text{ m}$$

$$\left. \begin{aligned} A &= (13,8 + 3 \cdot 2,6087) \cdot 2,6087 = 56,42 \text{ m}^2 \\ O &= 13,8 + 6,32 \cdot 2,6087 = 30,29 \text{ m} \end{aligned} \right\} R = 1,86 \text{ m}$$

$$\left. \begin{aligned} \frac{\Delta H}{\Delta S} &= \frac{15,95^2}{50^2 \cdot 56,42^2 \cdot 1,86} = 1,7 \cdot 10^{-5} \\ \Delta S &= 800 \text{ m} \end{aligned} \right\} \Delta H = 0,014 \text{ m}$$

Duiker onder Hopplinspoorlijn.

$$\left. \begin{array}{l} \varphi = 15,95 \text{ m}^3/\text{s} \\ \bar{v} = 0,5 \text{ m/s} \end{array} \right\} \begin{array}{l} A = 31,9 \text{ m}^2 \\ O = 22,76 \text{ m} \end{array} \left. \vphantom{\begin{array}{l} \varphi \\ \bar{v} \end{array}} \right\} \begin{array}{l} R = 1,4 \\ D = 4 \cdot R = 5,6 \end{array}$$

$$h = (0,03 \cdot 50/5,6 + 0,2) \cdot \frac{0,5^2}{19,6} = 0,0056 \text{ m.}$$

Duiker onder geprojecteerde s.w 18ⁿ

$$R = 1,4$$

$$h = (0,03 \cdot 90/5,6 + 0,2) \cdot \frac{0,5^2}{19,6} = 0,0082 \text{ m.}$$

Bruggen.

Er bevinden zich twee bruggen in dit kanaalvak: $\Delta H = 0,002 \text{ m.}$

$$\underline{\underline{\text{Totale } \Delta H = 0,1225 \text{ m.}}}$$

Vak III

bodemsprong : 0,10 m.

$$\text{stap 1 : } H = 2,516 + 0,1225 - 0,10 = 2,5385 \text{ m.}$$

$$\left. \begin{array}{l} A = (15,9 + 3 \cdot 2,5385) \cdot 2,5385 = 59,69 \text{ m}^2 \\ O = 15,9 + 6,32 \cdot 2,5385 = 31,94 \text{ m} \end{array} \right\} R = 1,87 \text{ m}$$

$$\left. \begin{array}{l} \frac{\Delta H}{\Delta S} = \frac{17,55^2}{50^2 \cdot 59,69^2 \cdot 1,87} = 1,85 \cdot 10^{-5} \\ \Delta S = 1000 \text{ m} \end{array} \right\} \Delta H = 0,0185 \text{ m.}$$

$$\text{step 2: } H = 2,5385 + 0,0185 = 2,557 \text{ m}$$

$$\left. \begin{aligned} A &= (15,9 + 3 \cdot 2,557) \cdot 2,557 = 60,27 \text{ m}^2 \\ O &= 15,9 + 6,32 \cdot 2,557 = 32,06 \end{aligned} \right\} R = 1,88 \text{ m}$$

$$\left. \begin{aligned} \frac{\Delta H}{\Delta S} &= \frac{17,55^2}{50^2 \cdot 60,27^2 \cdot 1,88} = 1,80 \cdot 10^{-5} \\ \Delta S &= 1000 \text{ m} \end{aligned} \right\} \Delta H = 0,018 \text{ m}$$

$$\text{step 3: } H = 2,557 + 0,018 = 2,576 \text{ m}$$

$$\left. \begin{aligned} A &= (15,9 + 3 \cdot 2,576) \cdot 2,576 = 60,83 \text{ m}^2 \\ O &= 15,9 + 6,32 \cdot 2,576 = 32,17 \text{ m} \end{aligned} \right\} R = 1,89 \text{ m}$$

$$\left. \begin{aligned} \frac{\Delta H}{\Delta S} &= \frac{17,55^2}{50^2 \cdot 60,83^2 \cdot 1,89} = 1,76 \cdot 10^{-5} \\ \Delta S &= 1000 \text{ m} \end{aligned} \right\} \Delta H = 0,0176 \text{ m}$$

$$\text{step 4: } H = 2,576 + 0,0176 = 2,5926 \text{ m}$$

$$\left. \begin{aligned} A &= (15,9 + 3 \cdot 2,5926) \cdot 2,5926 = 61,39 \text{ m}^2 \\ O &= 15,9 + 6,32 \cdot 2,5926 = 32,28 \text{ m} \end{aligned} \right\} R = 1,90 \text{ m}$$

$$\left. \begin{aligned} \frac{\Delta H}{\Delta S} &= \frac{17,55^2}{50^2 \cdot 61,39^2 \cdot 1,9} = 1,72 \cdot 10^{-5} \\ \Delta S &= 1000 \text{ m} \end{aligned} \right\} \Delta H = 0,0172 \text{ m}$$

stap 5: $H = 2.5926 + 0.0172 = 2.6098 \text{ m.}$

$$\left. \begin{aligned} A &= (15.9 + 3 \cdot 2.6098) \cdot 2.6098 = 61.93 \text{ m}^2 \\ O &= 15.9 + 6.32 \cdot 2.6098 = 32.39 \text{ m.} \end{aligned} \right\} R = 1.91 \text{ m}$$

$$\frac{\Delta H}{\Delta S} = \frac{17.55^2}{50^2 \cdot 61.93^2 \cdot 1.91} = 1.68 \cdot 10^{-5}$$

$$\left. \begin{aligned} \Delta S &= 170 \text{ m.} \\ \Delta H &= 0.0028 \text{ m.} \end{aligned} \right\}$$

Duiker onder Hoefweg

$$\left. \begin{aligned} Q &= 17.55 \text{ m}^3/\text{s} \\ \bar{v} &= 0.5 \text{ m/s} \end{aligned} \right\} \begin{aligned} A &= 35.1 \text{ m}^2 \\ O &= 24.04 \end{aligned} \left. \begin{aligned} R &= 1.46 \\ D &= 4 \cdot 1.46 = 5.84 \end{aligned} \right\}$$

$$h = (0.03 \cdot 84 / 5.84 + 0.2) \cdot \frac{0.5^2}{19.6} = 0.0076 \text{ m.}$$

Totale $\Delta H = 0.082 \text{ m}$

Vak IV

bodemsprong: 0.05 m.

stap 1: $H = 2.5385 + 0.082 - 0.05 = 2.5705 \text{ m.}$

$$\left. \begin{aligned} A &= (17.8 + 3 \cdot 2.5705) \cdot 2.5705 = 65.58 \text{ m}^2 \\ O &= 17.8 + 6.32 \cdot 2.5705 = 34.05 \text{ m} \end{aligned} \right\} R = 1.93 \text{ m.}$$

$$\frac{\Delta H}{\Delta S} = \frac{18.75^2}{50^2 \cdot 65.58^2 \cdot 1.93} = 1.7 \cdot 10^{-5}$$

$$\left. \begin{aligned} \Delta S &= 1000 \text{ m} \\ \Delta H &= 0.017 \text{ m.} \end{aligned} \right\}$$

stap 2 : $H = 2,5705 + 0,017 = 2,5875 \text{ m.}$

$$\begin{aligned} A &= (17,8 + 3 \cdot 2,5875) \cdot 2,5875 = 66,14 \text{ m}^2 \\ O &= 17,8 + 6,32 \cdot 2,5875 = 34,15 \text{ m} \end{aligned} \quad \left. \vphantom{\begin{aligned} A \\ O \end{aligned}} \right\} R = 1,94 \text{ m.}$$

$$\frac{\Delta H.}{\Delta S} = \frac{18,75^2}{50^2 \cdot 66,14 \cdot 1,94} = 1,66 \cdot 10^{-5}$$

$$\Delta S = 455 \text{ m} \quad \left. \vphantom{\frac{\Delta H.}{\Delta S}} \right\} \Delta H = 0,0075 \text{ m.}$$

Bruggen in R.W.12 en de spoorlijn Den Haag-Utrecht

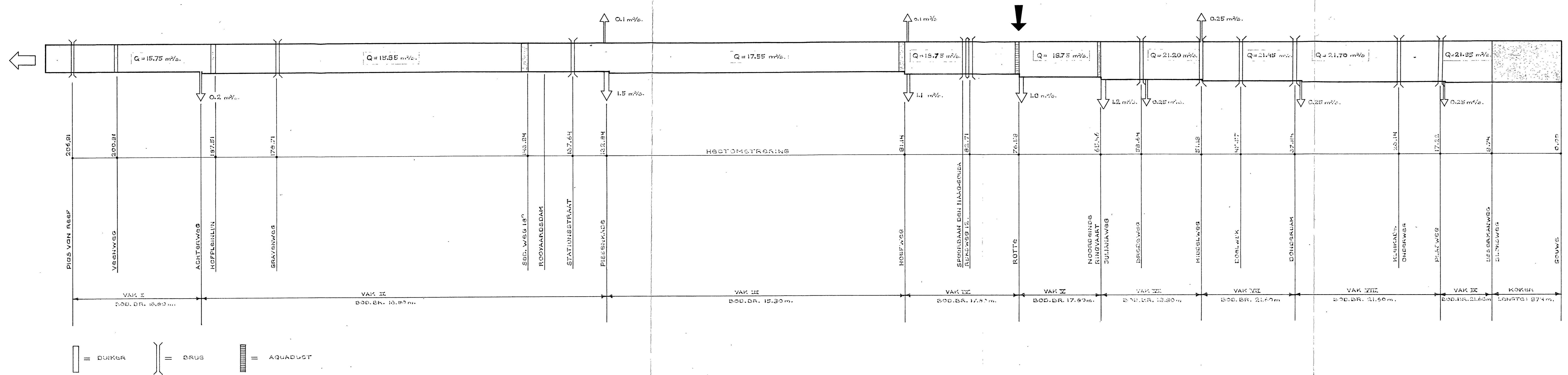
$\Delta H = 0,002 \text{ m.}$

Totale $\Delta H = 0,027 \text{ m.}$

Resumé : vak I : $\Delta H = 0,036 \text{ m}$
 „ II : $\Delta H = 0,1225 \text{ m.}$
 „ III : $\Delta H = 0,082 \text{ m.}$
 „ IV : $\Delta H = 0,027 \text{ m.}$
 Totaal = $0,2675 \text{ m}$

Dit resulteert in 'm waterpeil ter hoogte van de Rötte van: $4,2525 \text{ m}^- \text{N.A.P.} \approx 4,25 \text{ m}^- \text{N.A.P.}$

VERDELING DEBIET BIJ
MAXIMALE BEHOEFTE



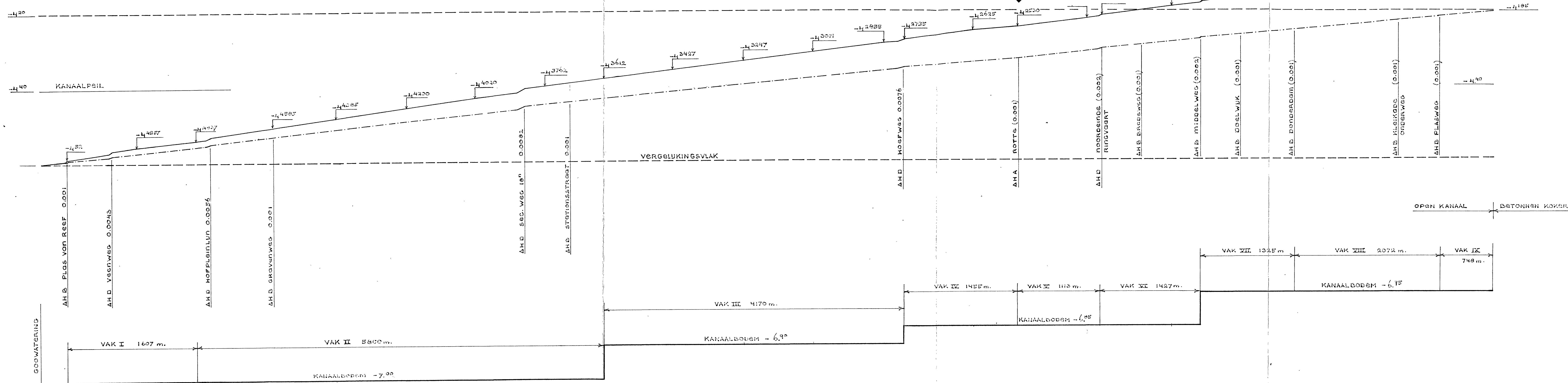
VERHANGLIJN BIJ MAXIMAAL DEBIET

ΔH = VERVAL ENERGIELIJN
 D = DIJKER
 B = BRUG
 A = AQUADUCT

LENGTESCHAAL 1:25000
 HOOGTESCHAAL 1:5

--- VERHANGLIJN VOLGENS BELFLAND
 — GECORRIGERD VERHANGLIJN

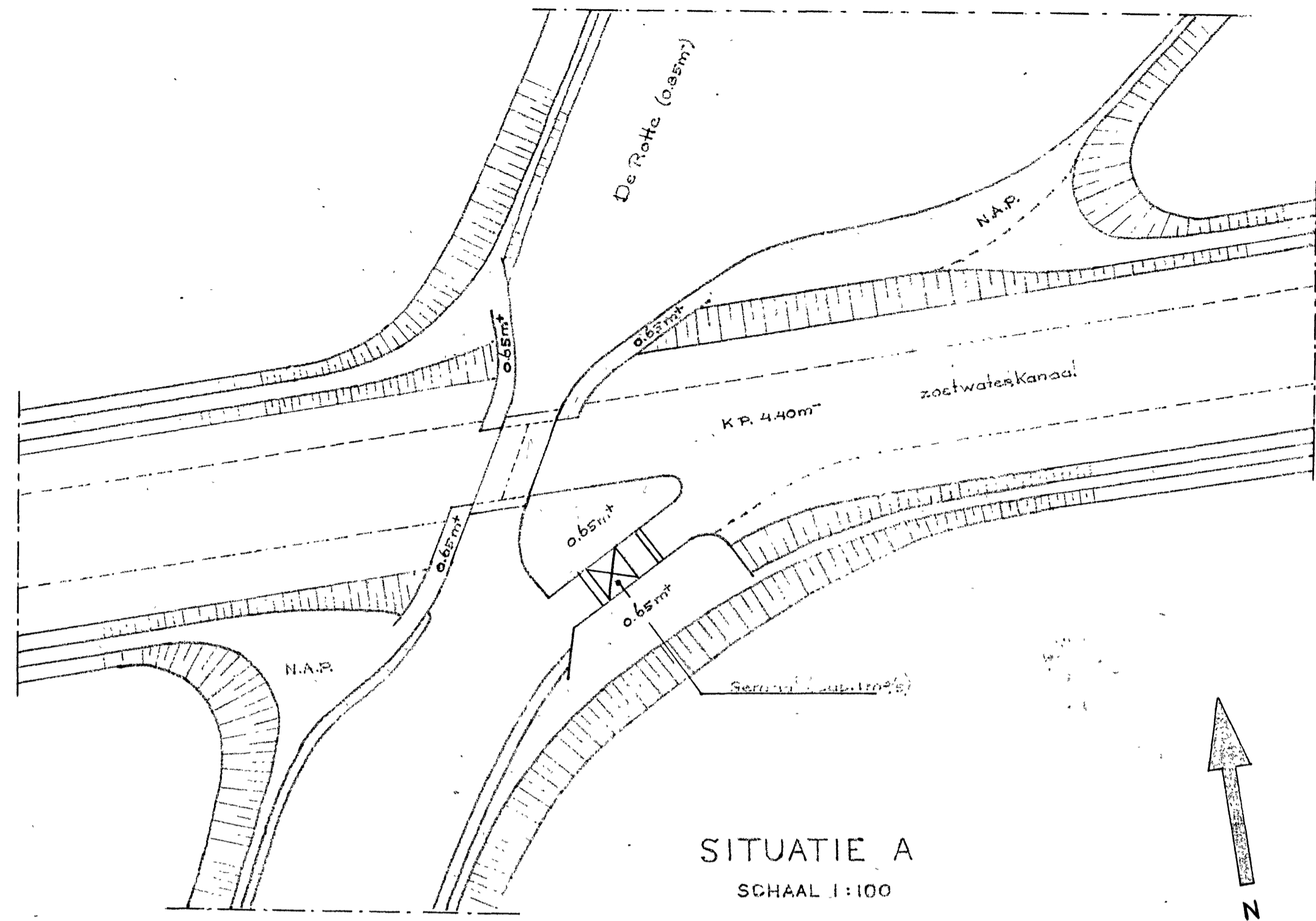
LOOPT OP NAAR -0,75



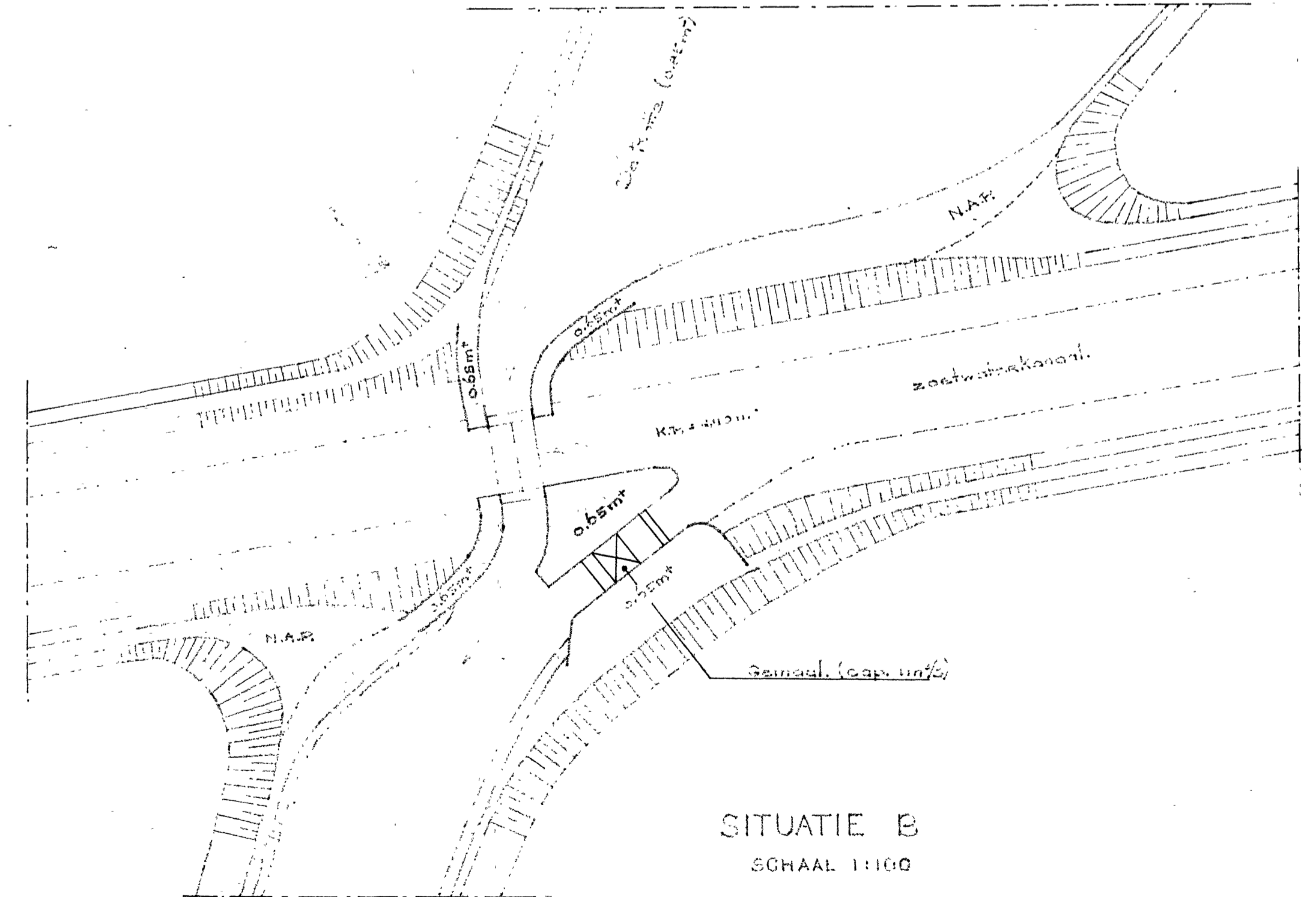
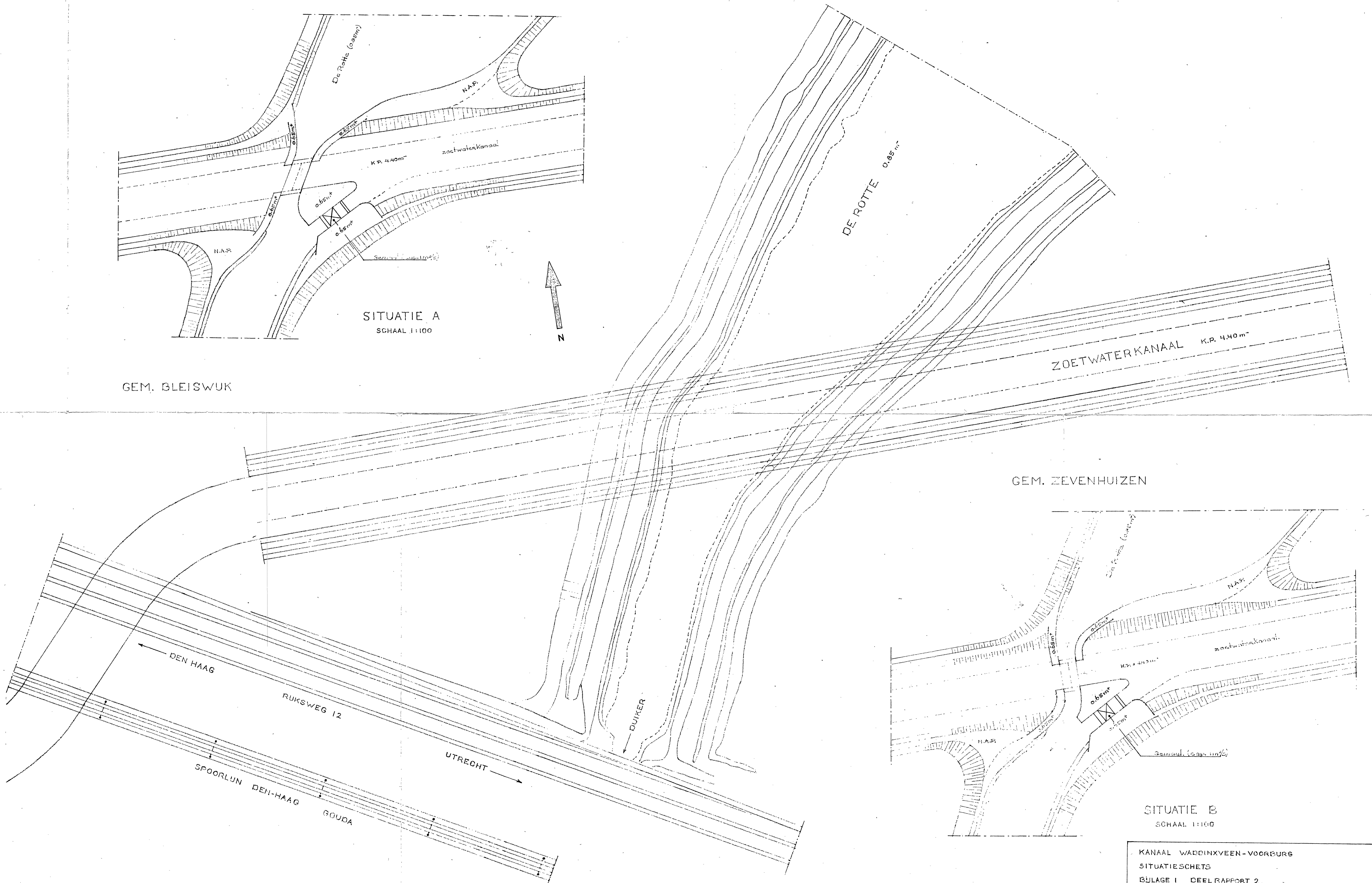
LITERATUUROPGAVE

- Het zoetwaterkanaal Waddinxveen-Voorburg
J.H.C.Kerklaan
(afstudeerontwerp H.T.S. Dordt)
- Theory of Groundwater Flow
A.Verruijt
- Peiner Kastenspundwand Handbuch
- Diverse persoonlijke diktaten en documentatie-
materialen.

SITUATIE T.P.V. DE KRUIISING



GEM. BLEISWUK



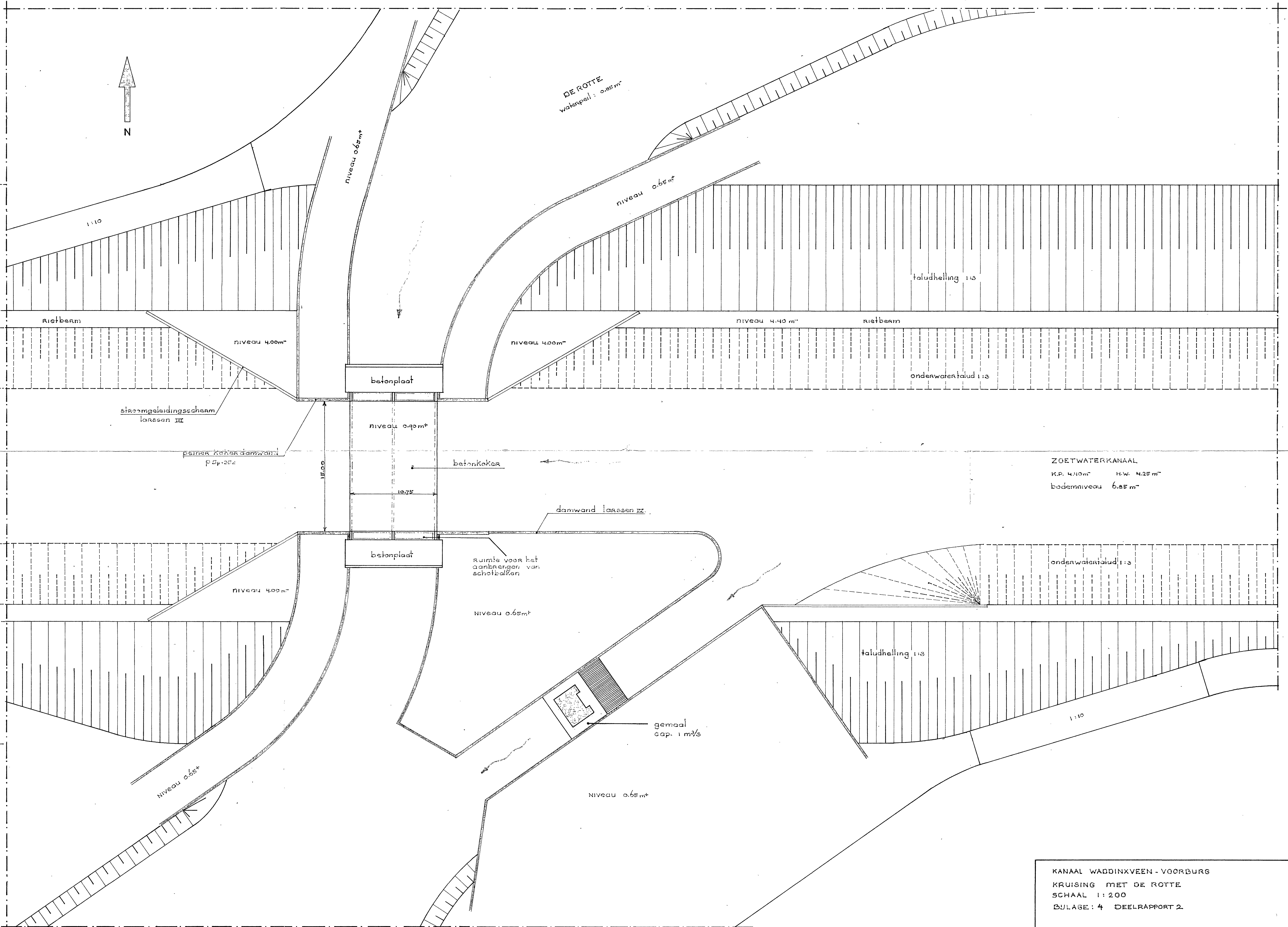
SITUATIE B
SCHAAL 1:100

Kanaalprofiel.



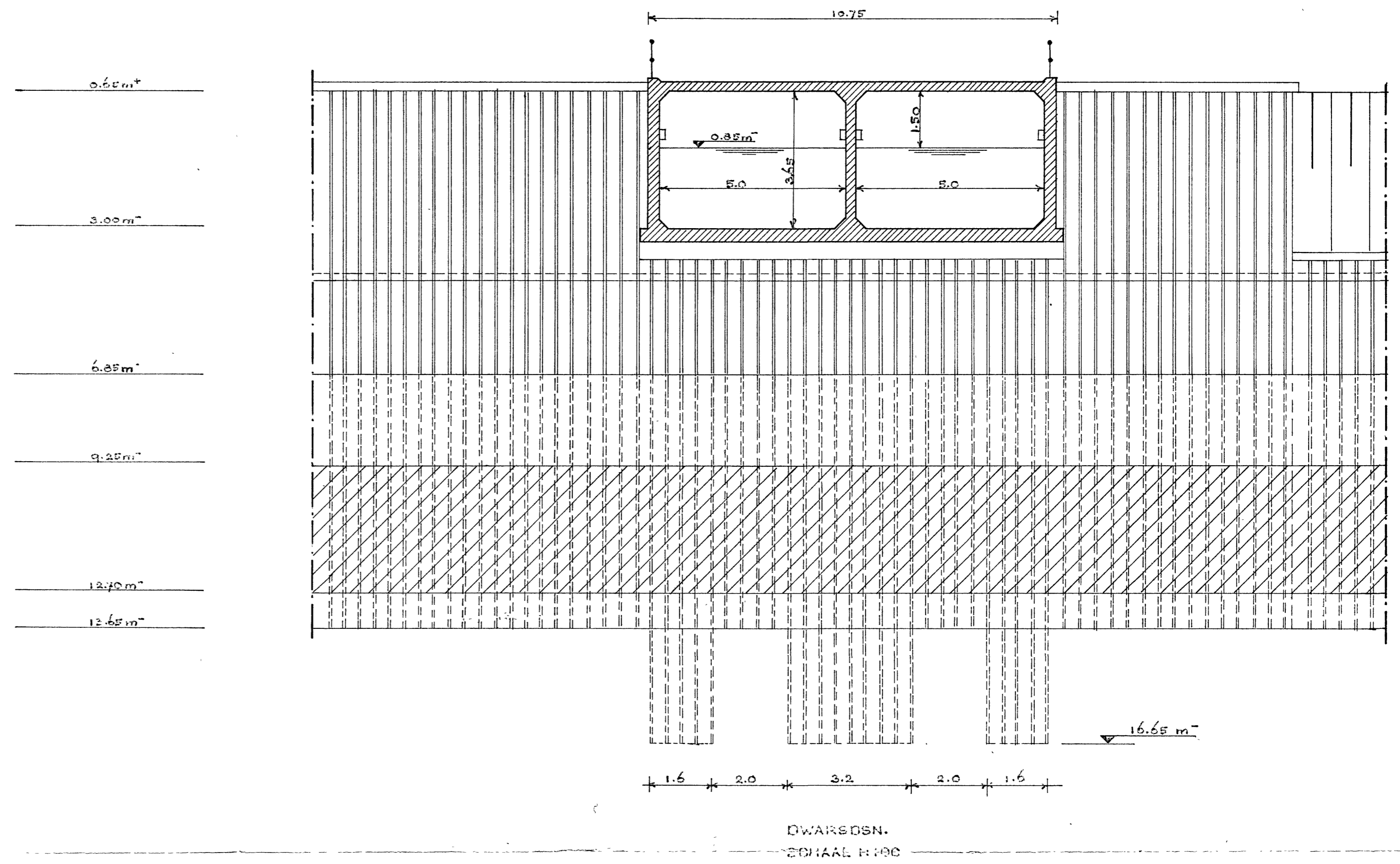
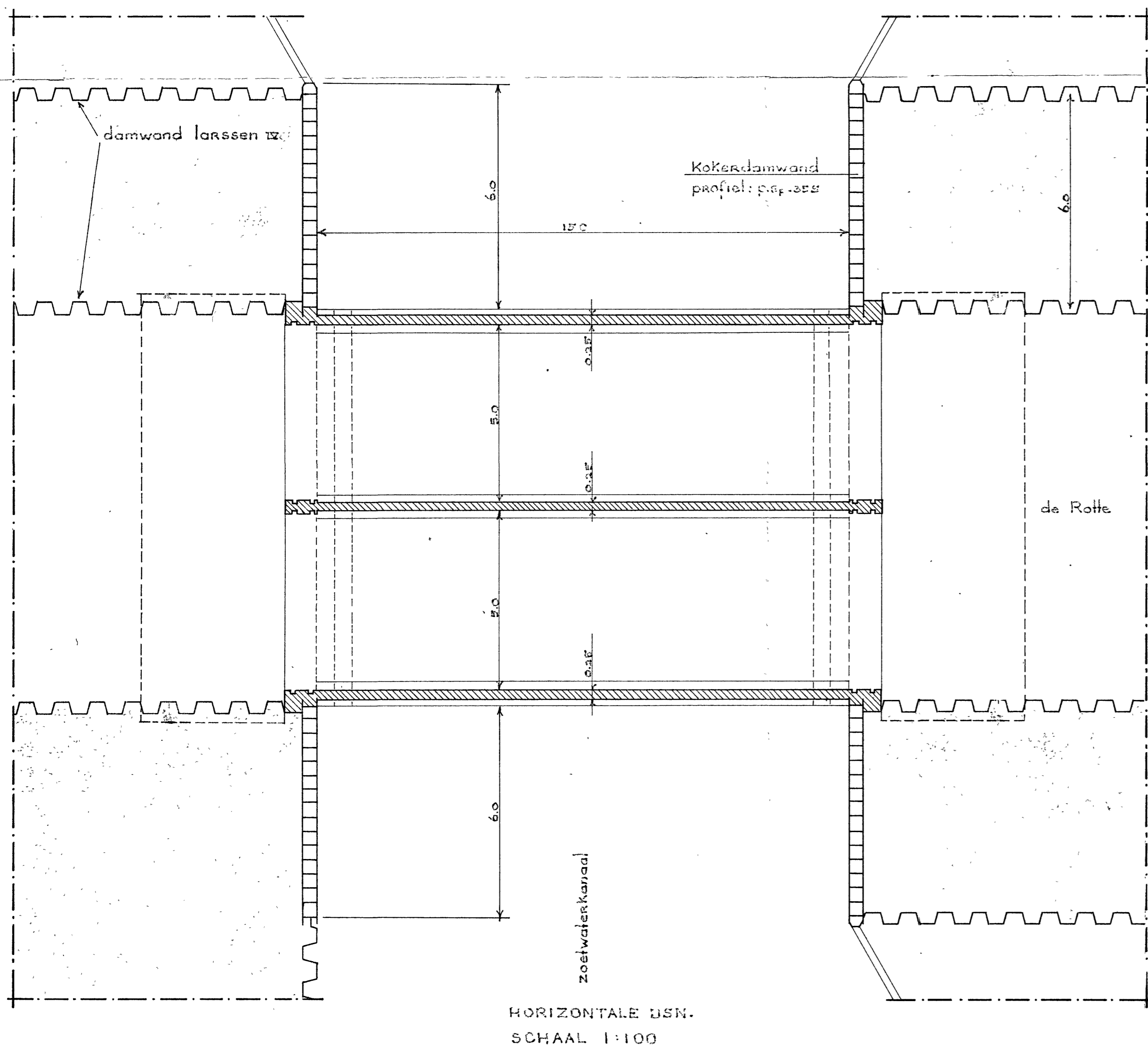
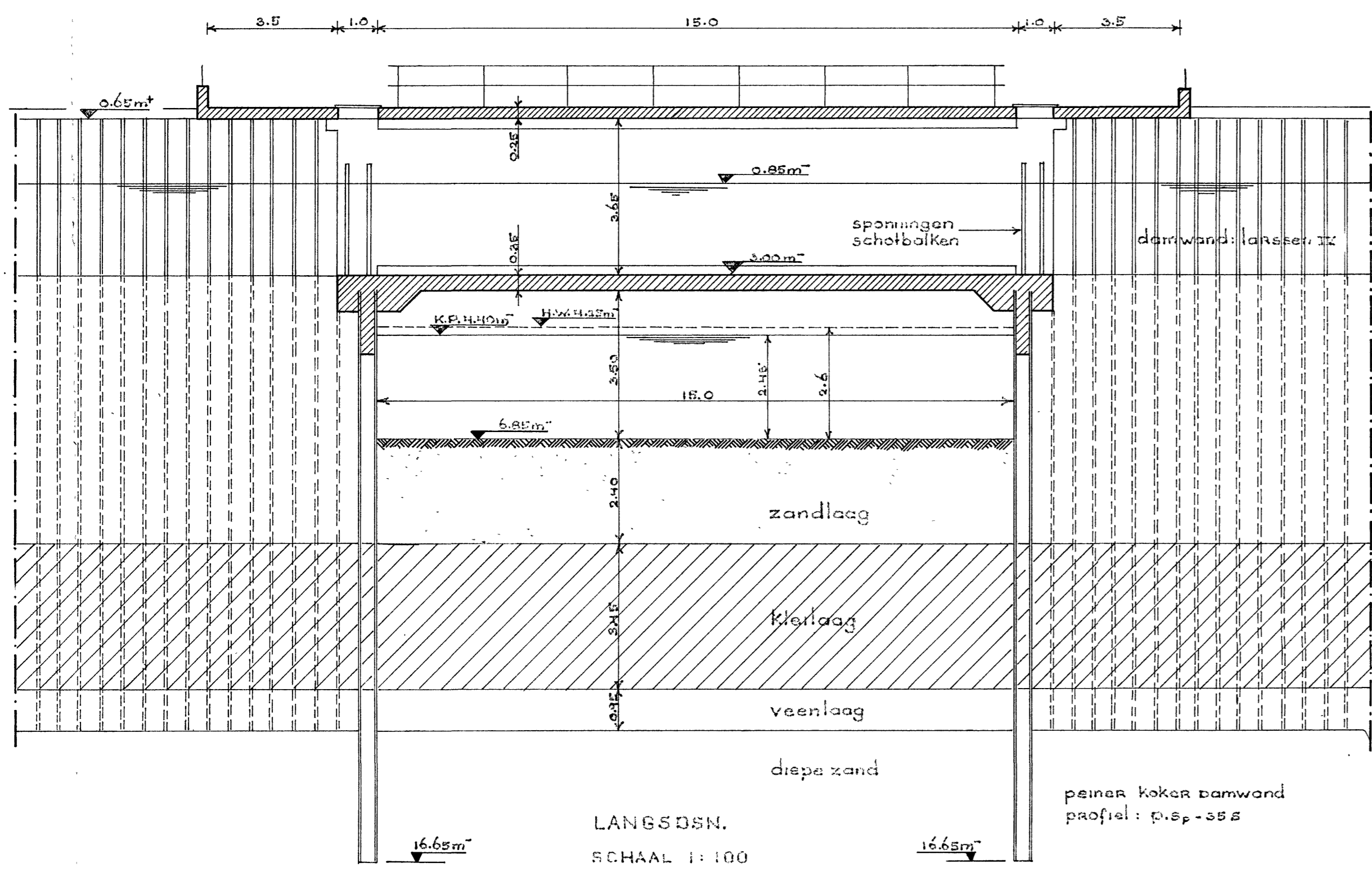
DE ROTTE
waterpeil: 0.85 m

18.15
7.05
17.90
7.05
18.15



ZOETWATERKANAAL
K.P. 4.10 m H.W. 4.25 m
bodemniveau 6.85 m

KANAAL WADDINXVEEN - VOORBURG
KRUISSING MET DE ROTTE
SCHAAL 1:200
DULAGE: 4 DEELRAPPORT 2



KANAAL WAADINXVEEN - VOORBURG
 CONSTRUCTIE T.P.V. DE KRUISSING MET DE ROTTE
 BULAGE 5 DEELRAPPORT 2

