

4.25.b

# Rivierafsluiting in de Nickerie in Suriname

---

## Hoofdonderzoek

K Soerodimedjo  
mei 1988

Afstudeerverslag.

Titel: "Rivierafsluiting in de Nickerie  
in Suriname "

Hoofdonderzoek

TU Delft  
Faculteit der Civiele Techniek  
Vakgroep Waterbouwkunde  
Sectie Constructieve Waterbouwkunde

Vakgroep­leider: prof. ir. A. Glerum  
Begeleider : ir. G. P. Bourguignon

K. Soerodimedjo  
Delft, mei 1988



- blz.
- 6 De stuw 6-1 t/m 6-34
- Vormgeving en schetsen
  - Stuwsektie : zwaartepuntsbepaling  
ballast zand  
globale controle plaatdiktes  
belastinggevallen en -resultantes
  - Tussenpijler: belastinggevallen en -resultantes
  - Brugpijler 2:            "            "            "
  - Brugpijler 3:            "            "            "
  - Belastingresultantes van de stuw.
  - De fundering en het palenplan.
  - De aanslibbing bovenstrooms
  - Pijler en keerwand op de rechteroever
  - Een damwand tegen onderloopsheid.
- 7 Hulpconstructies bij de uitvoering 7-1 t/m 7-10
- Omleiding van de rivier
  - De kofferdam voor de bouwput.
- Bijlagen
- De puntdeuren in houten uitvoering B-1 t/m B-32
  - De stalen plaatliggerbrug

Literatuurslijst.

## Inleiding

In het vooronderzoek van het afstudeeronderwerp is het hoofddoel van het te ontwerpen kunstwerk gesteld. Namelijk: het zorgen voor voldoende irrigatiewater van goede kwaliteit voor de huidige polders en toekomstige uitbreidingen.

In de huidige situatie gaat de getijbeweging, dus zoutwater, in de droge tijd tot ver voorbij Wageningen. Hetgeen nadelig is voor de landbouw in Wageningen, die haar irrigatiewater uit de rivier pompt.

De gunstigste oplossing voor dit probleem is een rivierafsluiting met een regelbare opening in de Nickerierivier t.p.v. Wageningen. Door de afsluiting creëert men zodoende een zoetwaterreservoir bovenstrooms de afsluiting. De rivierloop en de daarnaast gelegen zwampen vormen het reservoir. Het zoutwater moet te allen tijde gekeerd worden.

Het te ontwerpen kunstwerk bestaat uit een stuw en een schutsluis. De binnenvaartscheepvaart zal gebruik maken van de schutsluis. De zeeschepen, die Wageningen aandoen en nu de monding van de Maratakka bij Wageningen gebruiken om te keren, hebben een andere zwaaigelegenheden nodig.

Ter plaatse van de beladingsinstallatie van het rijstbedrijf S.M.L. (Stichting Machinale Landbouw) zal de rivier verbreed moeten worden om dit probleem op te vangen.

Over de pijlers, landhoofden en schutsluis loopt een brugdeconstructie.

Allereerst worden de verschillende onderdelen van het kunstwerk en varianten in beschouwing genomen.

Daarna wordt er een keuze gemaakt voor verdere uitwerking.

De volgorde van uitwerking is:

- De schutsluis : de kolk en sluishoofden.
- De stuw : de stuwsekties en de pijlers.

De drempelconstructie

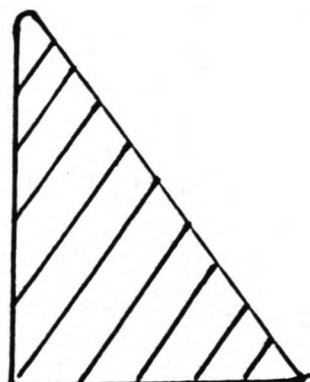
De functies van de drempelconstructie zijn:

- het keren van water.
- het verhinderen van schadelijke gevolgen van de stroming van grondwater onder het kunstwerk.
- bescherming van de stabiliteit van het kunstwerk tegen de stroming van het af te voeren water.

De vorm en afmetingen van de drempelconstructie (overlaat) zijn al in het vooronderzoek bepaald. De totale werkzame breedte is 80 m verdeeld in een aantal sekties.

Nu volgt het een en ander over de wijze van uitvoering.

## 1. zwaartekrachtsconstructie.

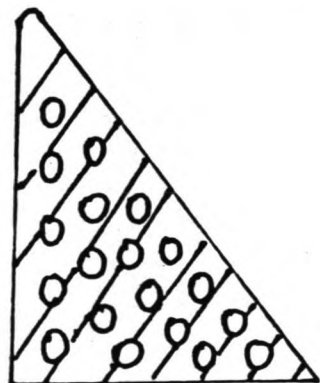


- gebruikte materiaal beton of metselwerk
- metselwerk is arbeidsintensiever dan betonwerk.
- toepassing van cementrijk beton aan de buitenkant voor de waterdichtheid en bescherming van eventuele wapening (300 kg cement per  $m^3$ ) en mager, niet-dicht beton in de kern (170 kg cement per  $m^3$ ).

-stabiliteit wordt ontleend aan het eigen gewicht.

-wijze van krachtsoverdracht van de belastingen rechtstreeks naar de fundering.

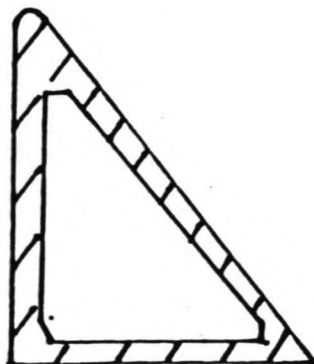
## 2. zwaartekrachtsconstructie.



- reductie van het eigen gewicht door het aanbrengen van holle ruimten in de constructie.
- voorkom scherpe hoeken in de doorsnede om betonpiekspanningen te vermijden door gebruikmaking van ronde doorsnedes (PVC-buizen).

- zie verder 1

## 3. gewapend betonnenconstructie.



-dit geeft een veel lichtere constructie dan geval 1 en 2.

-toepassing van cementrijk-beton voor de waterdichtheid, bescherming van de wapening en sterkte (300 kg cement per  $m^3$ )

- krachtsoverdracht van de belastingen via de pijlers en landhoofden of rechtstreeks naar de fundering.

Geval 1 en 2 met een grote eigen gewicht zullen niet voor uitwerking in aanmerking komen, daar de ondergrond weinig draagkrachtig is.

Bij uitwerking van een alternatief zal de keuze op geval 3 vallen. Het wordt een gewapende betonnenconstructie, die op palen wordt gefundeerd.

Om onder- en achterloopsheid te voorkomen is een damwandscherm onder en naast de drempelconstructie nodig.

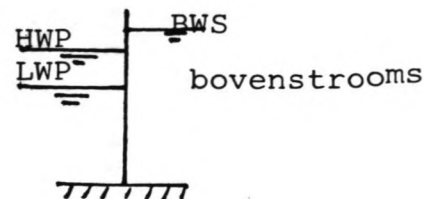
De belastinggevallen van de drempelconstructie

De maatgevende waterstanden. benedenstrooms

BWS = maximale bovenwaterstand NSP+ 2,60 m

HWP = hoogste hoogwaterpeil NSP + 2,0 m

LWP = laagste laagwaterpeil NSP - 1,0 m



1 In de uitvoeringsfase in de bouwput.

- het eigen gewicht.
- geen grondwater.

2 In de gebruikstoestand met de stuw dicht.

- het eigen gewicht
- de grondwaterdruk
- HWP benedenstrooms
- BWS bovenstrooms

3 In de gebruikstoestand met de stuw dicht.

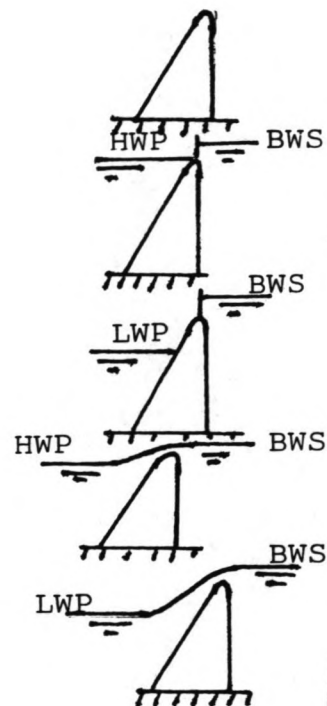
- het eigen gewicht
- de grondwaterdruk
- LWP benedenstrooms
- BWS bovenstrooms

4 In de gebruikstoestand met een open stuw

- schietend water
- zie verder 2

5 In de gebruikstoestand met een open stuw.

- schietend water
- zie verder 3.

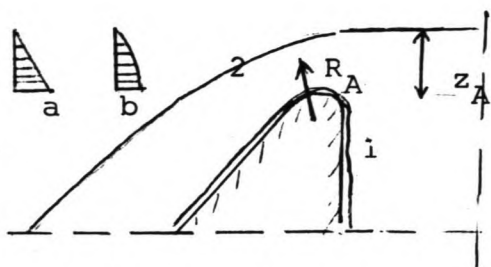




Onder- en overdruk bij kruin en teen

Bij een stuw, waar water overheen stort, zijn de stroomlijnen bij de kruin en teen gekromd. Er is geen hydrostatische drukverdeling:

$$h_1 + \int_1^2 \frac{v^2}{g \cdot R} dR = h_2$$



De stroomlijnen 1 en 2 zijn gekromd.

Kruin: Het verschil tussen de hydrostatische a en de werkelijke optredende drukverdeling b wordt gegeven door

$$\int_1^2 \frac{v^2}{g R_A} dR$$

hier om een drukvermindering.

Gegevens van de te ontwerpen stuw:

de straal van de kruin = 1 m

de waterhoogte t.p.v. de kruin  $z_A = (NSP + 2,60) - (NSP + 1,30) = 1,30$  m

de gemiddelde straal van de stroomlijnen 1 + 2 =

$$= R_A = 1 + \frac{1,3}{2} = 1,65 \text{ m, werkzame breedte stuw} = 80 \text{ m}$$

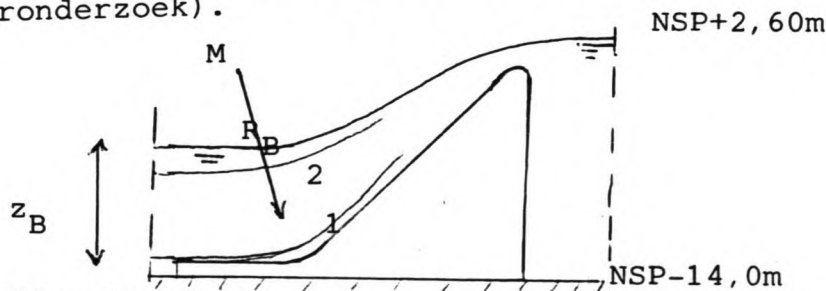
$$\text{snelheid } v = \frac{\text{ontwerpdebiet}}{A} = \frac{200}{80 \times 1,3} = 1,9 \text{ m/s, } g = 10 \text{ m/s}^2$$

Benaderde berekening:

$$\int_1^2 \frac{v^2}{g \cdot R_A} \cdot dR = \frac{1,9^2}{10 \cdot 1,65} \int_1^2 dR = 0,22 \cdot z_A = 0,22 \cdot 1,3 = 0,28 \text{ m}$$

Er is geen onderdruk bij de kruin. Dus zal de stroomlijn 1 de kruin niet "loslaten". Hiermee is rekening gehouden bij de keuze van de grootte van de straal van de kruin (zie vooronderzoek).

Teen:



De gemiddelde straal van de stroomlijnen 1 en 2 zal in dit geval groot zijn. Stel  $R_B = 10$  m. De snelheid zal in dit geval ook kleiner zijn dan  $1,9$  m/s. Stel  $v = Q : (z \cdot b) = 200 : (5 \cdot 80) = 0,5$  m

$$\int_2^1 \frac{v^2}{g \cdot R} \cdot dR = z_B = 12,4 \text{ m}$$

$$= \frac{0,5^2}{10 \cdot 10} \cdot \int_2^1 dR = \frac{0,5^2}{10 \cdot 10} \cdot z_B = 0,03 \text{ m}$$

De centrifugale kracht werkt nu in dezelfde richting als de hydrostatische druk. De druk wordt dus groter dan uit hydrostatische drukverdeling zou volgen.

De hydrostatische drukverdeling is bij de kruin ongunstiger dan de werkelijke drukverdeling. De overdruk bij de teen is klein t.o.v. de hydrostatische drukverdeling. Voor de berekeningen zal uitgegaan worden van een hydrostatische drukverdeling.

Dus: belastinggeval 2 = belastinggeval 4

en

belastinggeval 3 = belastinggeval 5.

De pijlers en landhoofden.

De vorm en afmetingen van de pijlers en landhoofden moeten aangepast worden aan de vorm en afmetingen van de drempelconstructie, het afsluitmiddel en de brugdekconstructie.

De functies zijn :

- Ze maken deel uit van de waterkering.
- Het afvoeren van de krachten uitgeoefend op het afsluitmiddel, het brugdek en eventueel de drempel naar de fundering.

De belastingen op de pijlers en landhoofden zijn:

- het eigen gewicht van de brug en de verkeersbelasting ( zie bijlage)
- het eigen gewicht van de pijlers/landhoofden.
- de belasting door het water uitgeoefend op het afsluitmiddel en eventueel de drempel.
- de belasting door het water uitgeoefend op de pijlers en landhoofden.
- de grondwaterdruk.

De schutsluis

De functies van de schutsluis zijn:

- de scheepvaartfunctie
- de waterkerende functie
- de waterafvoerfunctie

- De scheepvaartfunctie

De afmetingen van de kolk zijn al bepaald (zie vooronderzoek).

De afwikkeling moet zo min mogelijk gestoord worden.

De lengte-as van de sluis moet, als het mogelijk is, samenvallen met die van de scheepvaartweg en de heersende windrichting (noordoosten) om een vlotte in- en uitvaart te krijgen. In dit geval, waar een stuw is, moeten er voldoende ruimten (voorhavens) aangelegd worden, waarvan de lengte-assen moeten samenvallen met die van de schutsluis.

De geleidingswerken moeten aan beide sluisseinden tweezijdig worden uitgevoerd voor een vlot verloop van het schutten.

Bij moderne schutsluizen is de sluishoofddoorvaartbreedte gelijk aan de schutkolkbreedte.

Bij vervallen kleiner dan 5 m is de drempeldiepte in de gehele schutsluis gelijk. Bij getijrivieren is de laagste schutpeil (LSP) de laagste waterstand.

- De waterkerende functie

De schutsluis maakt deel uit van een waterkerend kunstwerk. Het bovenhoofd en de daarin aanwezige afsluitmiddelen moeten de hoogste te verwachten waterstand keren. Het benedenhoofd en de daarin aanwezige afsluitmiddelen moeten de hoogste toegelaten waterstand in de schutkolk keren.

Verder moeten er voorzieningen tegen onder- en achterloopsheid worden aangebracht (damwandschermen).

- De waterafvoerende functie

In de gebruikstoestand krijgt de schutsluis een spuifunctie om de zwaikom voor zeeschepen op diepte te houden.

De schutkolk en sluishoofden.

De schutkolk en het benedenhoofd hebben een hoogteligging van HSP + een overhoogte.

HSP = Hoogste Schut Peil

Overhoogte = 1,0 m.

Een overhoogte van 1,0m geldt voor de conventionele schepen en wordt o.a. bepaald door de mogelijkheid van geleiding van lege schepen.

De afsluitmiddelen in het benedenhoofd liggen ook op HSP + 1,0 m.

De bovenkant van het bovenhoofd en de daarin aanwezige afsluitmiddelen wordt bepaald door het hoogste te verwachten peil.

Bovenkant bovenhoofd = hoogste waterstand(BWS)+ opwaaiing+ golfhoogte, die ter plaatse te verwachten is.

Bepaling van de opwaaiing

De maximale voorkomende windkracht is  $1,5^0$  B. Dit komt overeen met een windsnelheid van ca. 2m/sec.

De heersende windrichting ter plaatse is het noordoosten (een passaat).

$$i = C. \frac{w^2}{g.d}$$

i = opwaaiingsverhang

c = constante =  $3,5 \cdot 4 \cdot 10^{-6}$

w = windsnelheid m/sec.

g = de versnelling van de zwaartekracht  $m/sec^2$

d = de waterdiepte in m (gemiddeld 10 m)

$$i = (3,5 \cdot 10^{-6} \cdot 2^2) / (10 \cdot 10) = 14 \cdot 10^{-4}$$

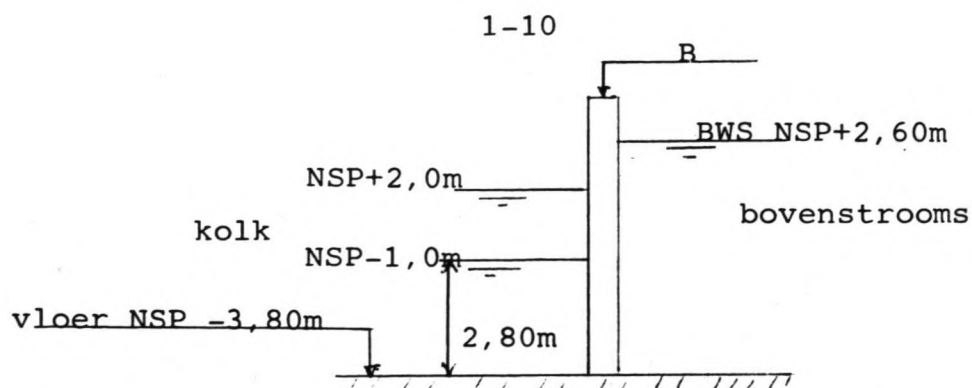
Met een strijklengte van ca. 100 m geeft dit een opwaaiing

$$\Delta h = i \cdot L = 14 \cdot 10^{-4} \cdot 100 = 14 \cdot 10^{-2} \text{ m} = 14 \text{ cm.}$$

De golfhoogte is ter plaatse te verwaarlozen.

Bovenkant bovenhoofd = peil B = NSP + 2,60 + 1,0 + 0,14 = NSP + 3,75 m.

Zie schets volgende blz.



De schutkolk en het benedenhoofd zijn even hoog als het bovenhoofd.

Het kolkgedeelte ,waarop de brug rust.

De vereiste doorvaarthoogte voor de binnenvaartschepen is 5,0 m.

Peil bovenkant kolkwand =  $NSP + 2,60 + 5,0 = NSP + 7,60$  m

Hoogte wand =  $7,60 + 3,80 = 11,40$  m.

De breedte aan de bovenzijde van de wanden wordt uit praktische overwegingen bepaald. De breedte dient als oplegging voor de brugconstructie. De overige redenen zijn :

- voldoende breed voor het doorvoeren van een stortkoker tijdens het storten van beton in de wand en eventuele doorgang van een man.
- het plaatsen van ladders en bolders.

De afmetingen van de kolk is m.b.v. een capaciteitsberekening bepaald in het vooronderzoek.

Lengte kolk = 70 m.

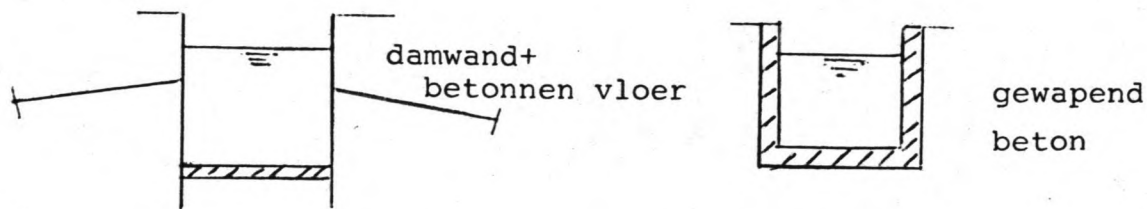
Breedte kolk = 8 m

De kolkwand zal uitgevoerd worden als een stalen damwand of een gewapende betonnen constructie.

Een gewichtsconstructie is door de aanwezige weinig draagkrachtige ondergrond niet aan te raden.

De kolkvloer zal als een gesloten vloer uitgevoerd worden.

I.v.m. de spui functie in de gebruikstoestand zal bij een open vloer instabiliteit optreden.



A

Voordelen:

- goedkoop door lichtere constructie en een kortere bouw-tijd.

Nadelen:

- er is ruimte nodig voor de ankers, die onder de grond liggen.
- onderhoud duurder
- damwand moet reiken tot een harde kleilaag.
- aansluiting vloer-wand moet waterdicht zijn.
- aparte pijlers voor de brug.

B

Voordelen:

- waterdichte monolietconstructie (gewapend beton)
- spreiding van de belasting op de vloer
- gedeelte als oplegging voor de brug.

Nadelen:

- duur door uitvoering in den droge en lange bouw-tijd.
- veel beton en wapening nodig.

Gezien de genoemde voor- en nadelen zal variant B uitgewerkt worden.

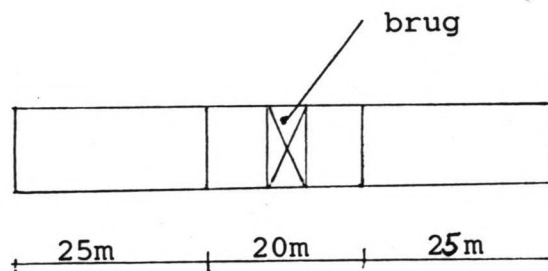
Verdeling van de kolk in moten

De afstand van de doorgaande scheuren is volgens dictaat g 28 0,7-1,5 h. Met h = hoogte wand.

De dilatatievoegen moeten dus op 0,7-1,5 h worden gepland om doorgaande scheuren te voorkomen.

In de praktijk worden dilatatievoegen om de 15 à 25 m (soms tot 30 m) bij sluis- en dokvloeren toegepast.

In dit geval 2 moten van 25 m en een middenmoot van 20 m, waarop de brugconstructie rust.

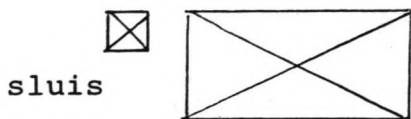




Aansluiting stuw en schutsluis

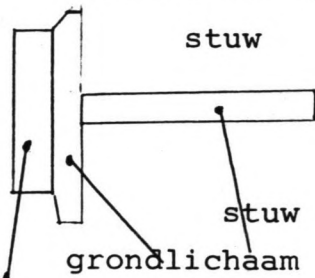
3 varianten.

1



los van elkaar

dwarsdoorsnede

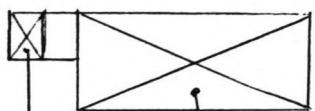


bovenaanzicht

2

sluis

sluis verbonden door een  
bakconstructie

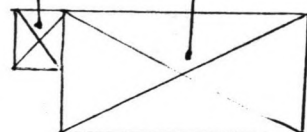


dwarsdoorsnede

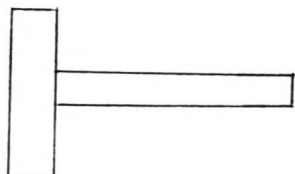
3

sluis      stuw

sluis vast aan stuw:  
wand van de kolk= pijler stuw



dwarsdoorsnede



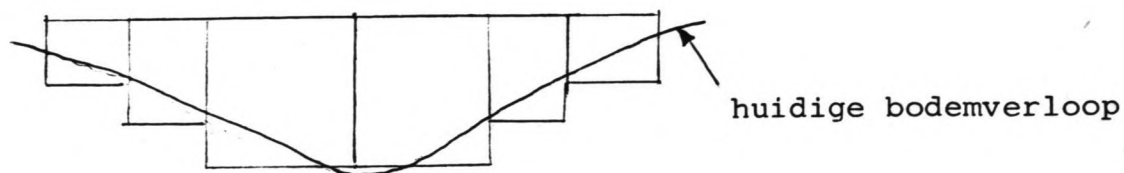
bovenaanzicht

- gekozen is voor alternatief 3:
- minder grondwerk: grondontgraving en - aanvulling
  - geen grondlichaam omgeven door een wand
  - minder ruimtebeslag
  - minder betonwerk

De stuw

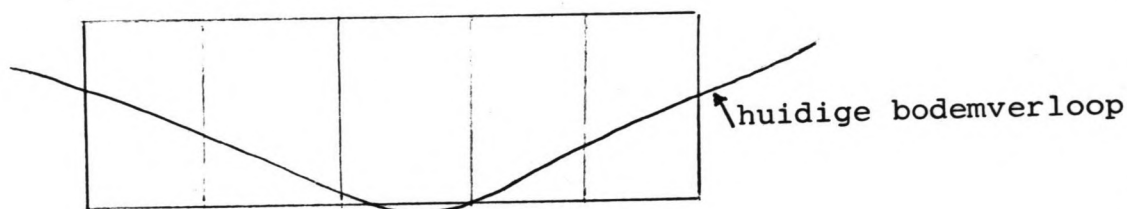
Voor de stuw zijn er twee varianten.

1 Met aanpassing van de constructie aan het bodemverloop



De vloeren en bodembescherming liggen voor de verschillende gedeelten op verschillende niveaus.

2 De vloer van de stuw en de bodembescherming benedenstrooms liggen op een diepte.



Gekozen is voor variant 2 .

Bij de gebruiktoestand is bij geval 2 voor de ondiepere gedeelten benedenstrooms de stuw gevaar voor uitschuring/ontgronding met instabiliteit van de stuw als gevolg.

De bodembescherming ligt op verschillende niveaus.

De belastinggevallen van de stuw:

- 1 LW benedenstrooms NSP-1,0m en bovenstrooms BWS NSP+2,60m
- 2 HW benedenstrooms NSP+2,0m en bovenstrooms BWS NSP+2,60m
- 3 In de bouwfase alleen het eigen gewicht, zonder grondwaterdruk.

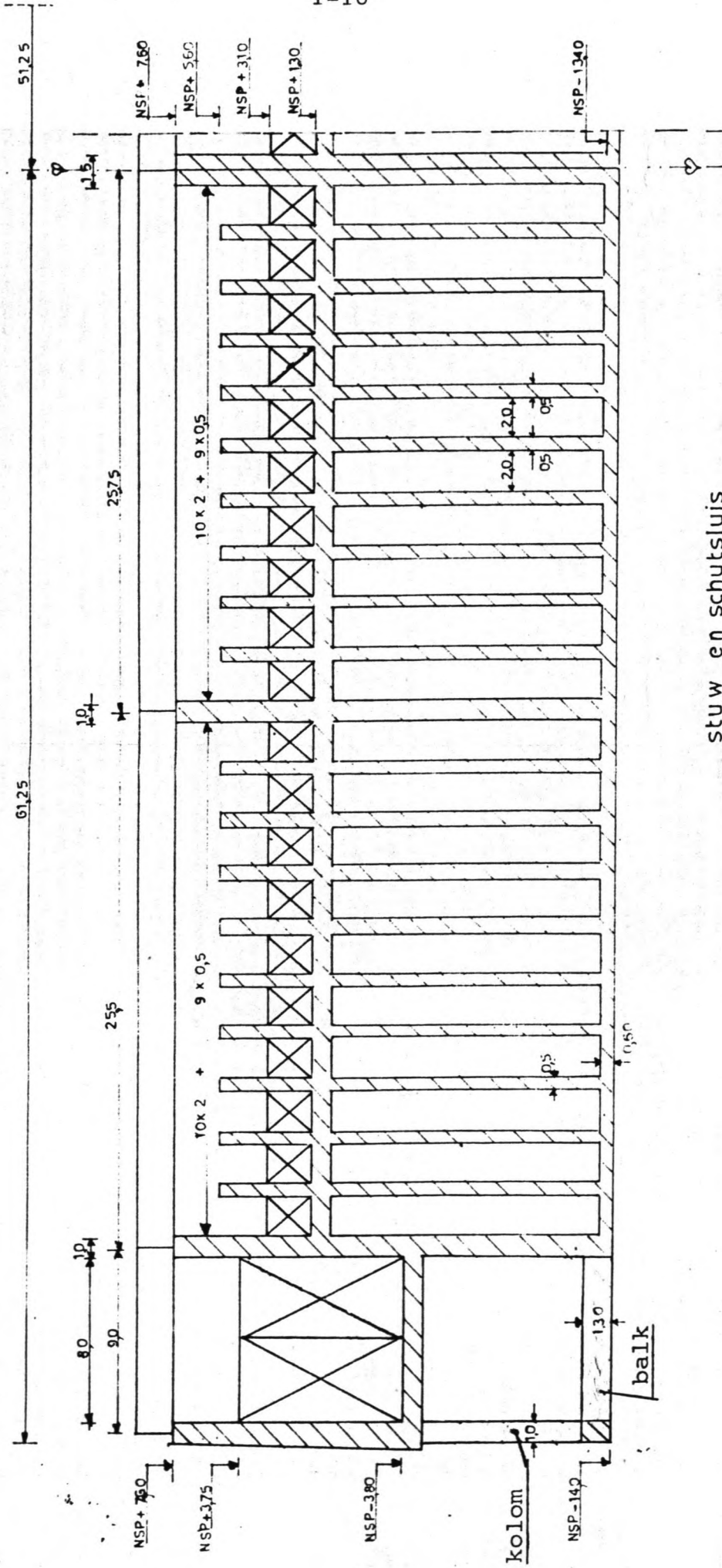
Er wordt uitgegaan van een "doosconstructie" van gewapend beton . De grond-,waterdrukken en het eigen gewichten worden voor bovenstaande belastinggevallen bepaald.

Voor een eventuele ballastgewicht wordt droog zand gebruikt met  $\gamma_d = 16 \text{ KN/m}^3$ .

Daarna worden de resultantes en hun werklijnen berekend, die nodig zijn voor de bepaling van de fundering.

De berekening wordt eerst gedaan voor de stuwsekties en daarna voor de pijlers.

Uitgegaan wordt van de volgende schets van de dwars- en langsdoorsnede van de stuw. Zie blz. 1-16 en 1-17.



stuw en schutsluis

1-17

NSP + 7,60

NSR 570

NSP + 2,60

NSP + 2,0

NSP + 1,30

NSP - 1,0

1,0

2,3

13,70

0,3

2/3

0,3

NSP 13,4

0,6

50

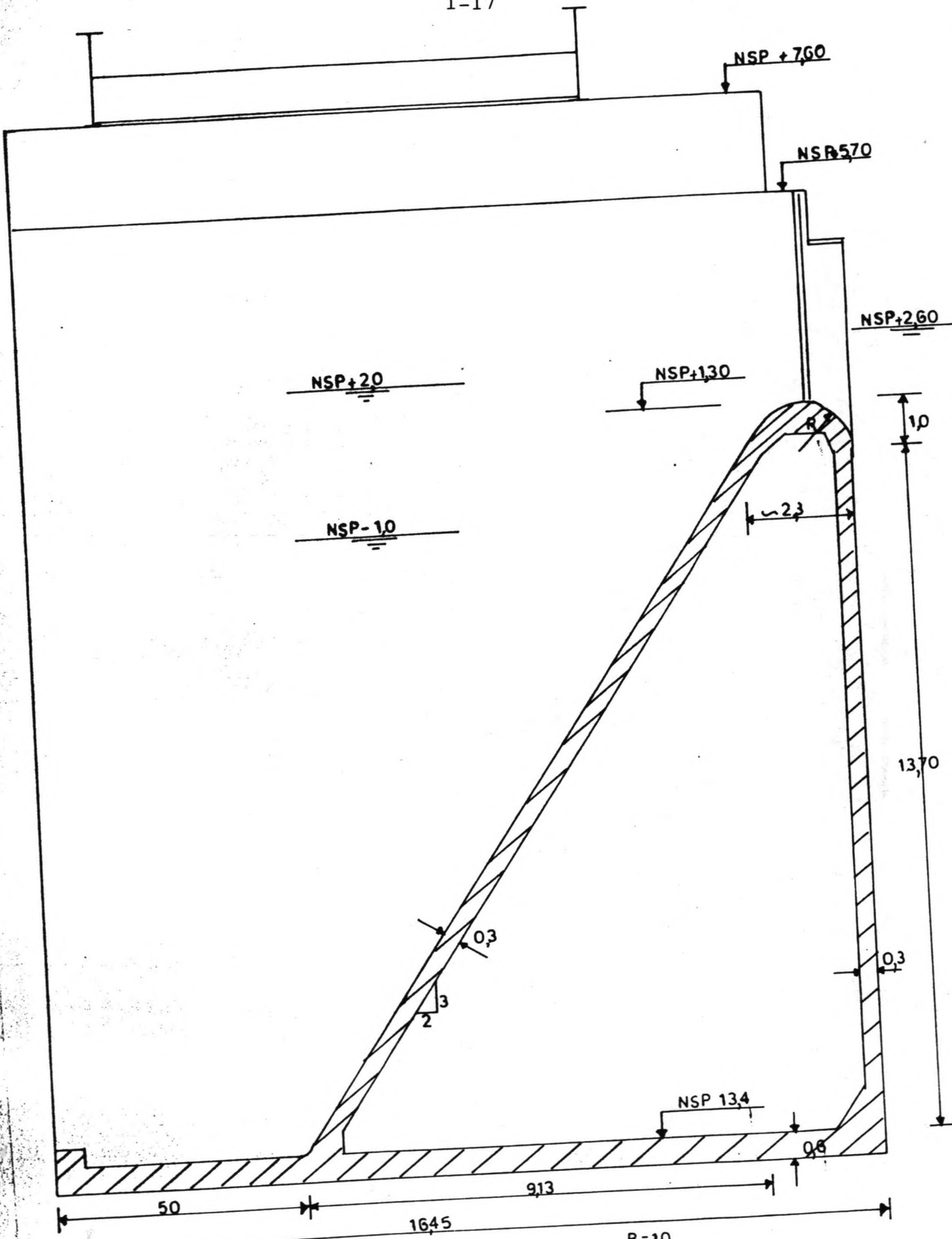
9,13

16,45

R=10

Langsdn. stuw met aanz op pijlers

maten in m



De schutsluis

De schutsluis bestaat uit (zie schets blz.1-19):

- Een middenstuk met de onderkant op NSP- 14,0m
- Een eindstuk met de onderkant op NSP - 14,0 m
- Een einstuk met de onderkant op NSP - 4,80 m
- Het boven- en benedenhoofd.

In deze volgorde worden de berekeningen gedaan.

De afsluitmiddelen.

De functies zijn:

- beweegbaarheid
- waterkering
- waterafdichting
- waterdoorlating

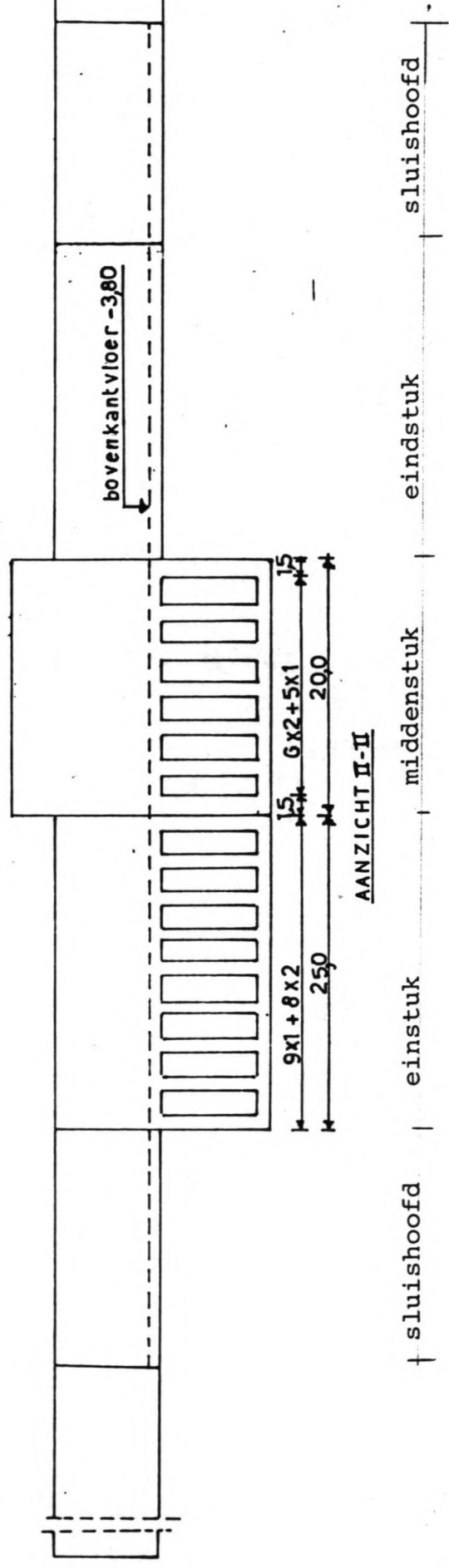
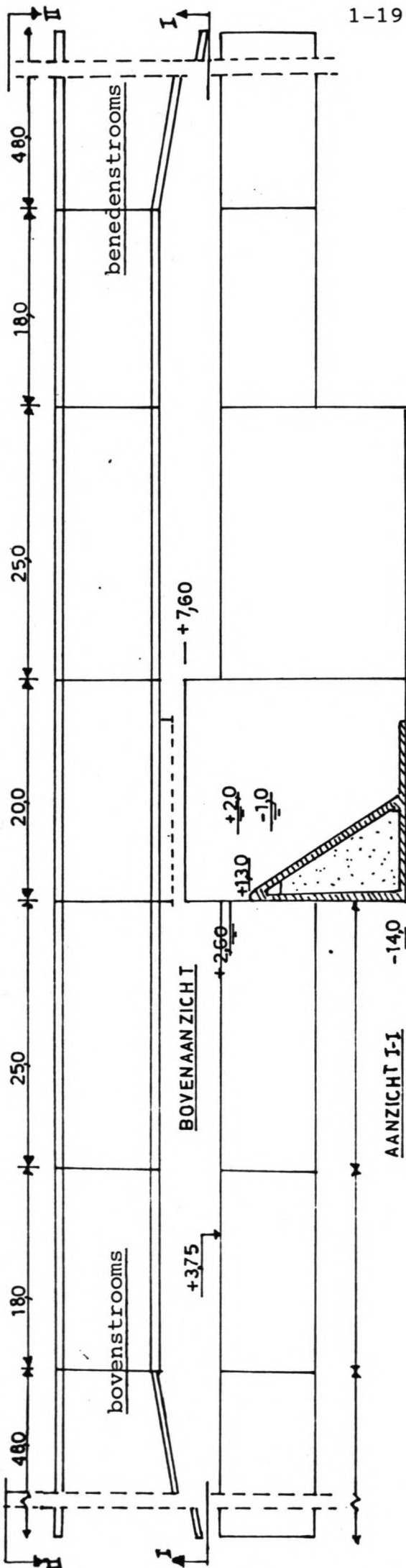
Gekozen is voor dubbele puntdeuren.

De voordelen zijn:

- lichte constructies
- bij niet te grote breedtes als in dit geval aantrekkelijk.
- bewegingsduur kort en een geringe vermogen nodig om het te bewegen.

De nadelen zijn :

- lange sluishoofden
- niet geschikt voor openen en sluiten bij verval en stroming.
- minder bestand tegen aanvaring
- droogzetten voor onderhoud en reparatie.



sluishoofd | einstuk | middenstuk | eindstuk | sluishoofd

AANZICHT II-II

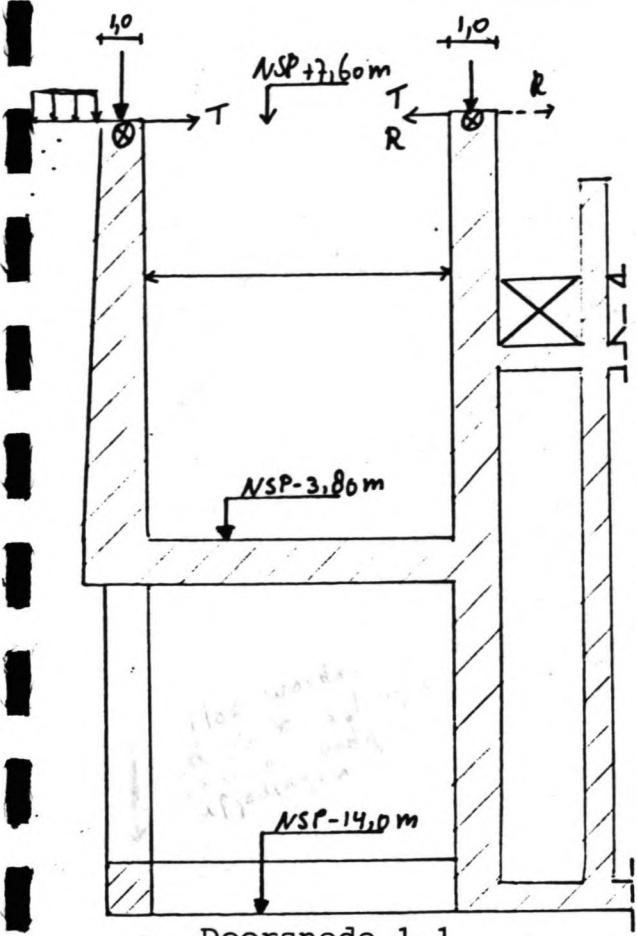
De schutsluis  
 schaal 1:500  
 maten in m

Het middenstuk van de schutsluis

- Schets + belastingen
- Gegevens + veronderstellingen
- Belastinggevallen
- Linkerwand, controle van de wanddikte, controle pilaren  
verschillende belastinggevallen, negatieve kleeft
- Rechterwand  
Controle v/d wanddikte, negatieve kleeft
- De sluisvloer
- Onderkoppelbalken
- De belastingen op de rechterwand
- De belastingen op de linkerwand
- Het toelaathare draagvermogen van de funderingspalen
- De fundering en het palenplan
- Temperatuurbelasting



Het middenstuk van de schutkolk - pijler(1) van de stuw



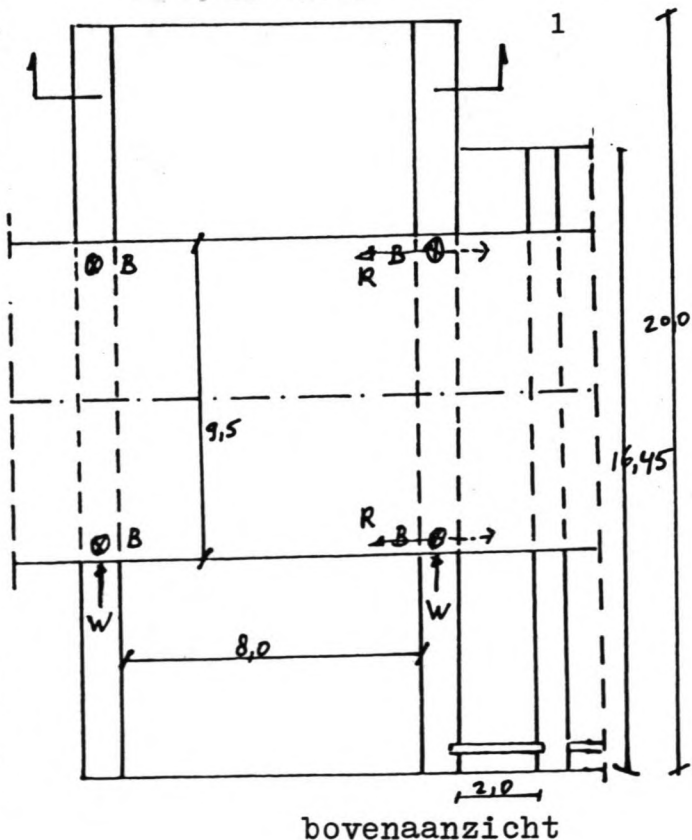
Belastingen

- van de brug  
eg. brug + verkeersbelasting = B
- windbelasting = W
- remkracht = R
- troskracht
- mobiele belasting
- waterdruk
- gronddruk
- negatieve kleef
- eigen gewicht

Bepaal globaal de dikte van de wanden en vloer van de schutkolk.

Bepaal daarna de resultantes van de verschillende belastinggevallen van de schutkolk.

Doorsnede 1-1

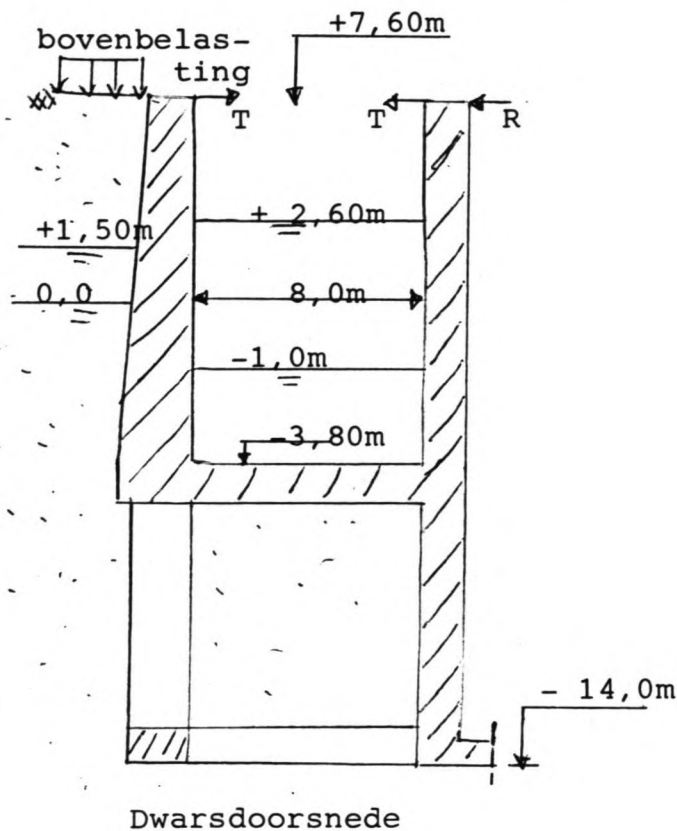


De brugbelastingen zijn gebaseerd op een overspanning van 25,50 m over een gedeelte van de stuw en een overspanning van 9 m over de schutsluis.

De linkerwand van het middenstuk tot NSP-3,80 m

Veronderstellingen en gegevens.

Lengte middenstuk=20 m



1. De brugbelasting (zie berekeningen brug van  $l = 25,5$  m bijlage)  
links = 300 KN aan weerszijden.  
rechts =  $(300 + 842)$  KN = 1142 KN  
aan weerskanten.

remkracht = 150 KN =  $7,5$  KN/m<sup>1</sup>  
(roloplegging links en  
taatsoplegging rechts)

windbelasting links = 31 KN  
rechts  $(87+31)$  = 118 KN.

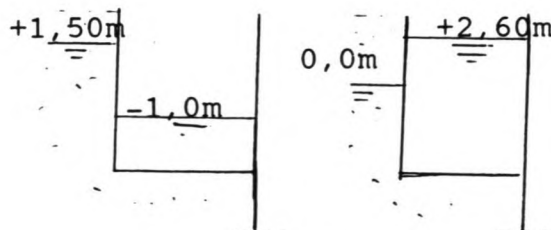
2. De troskracht wordt gesteld op  
100 KN ( $\perp$  wand)  $T = 5$  KN/m<sup>1</sup>

3. Mobiele belasting = 5 à 10 KN/m<sup>2</sup>  
Neem 7 KN/m<sup>2</sup>. De brug is  
gedimensioneerd op belasting-  
klasse 45.

4. Een paalfundering (met kleefpale

5. Opvulgrond =  $\gamma_d = 16$  KN/m<sup>3</sup>  
 $\gamma_n = 20$  KN/m<sup>3</sup>  
 $\lambda_{\text{neutraal}} = 0,5$   
 $\delta = 2/3 \varphi$ ,  $\varphi = 27,5$   
 $\gamma_{\text{beton}} = 24$  KN/m<sup>3</sup>

6. Schatting van de grondwater-  
standen ter plaatse:



Opmerking: de linkerwand correspondeert met de linkeroever.

De belastinggevallen:

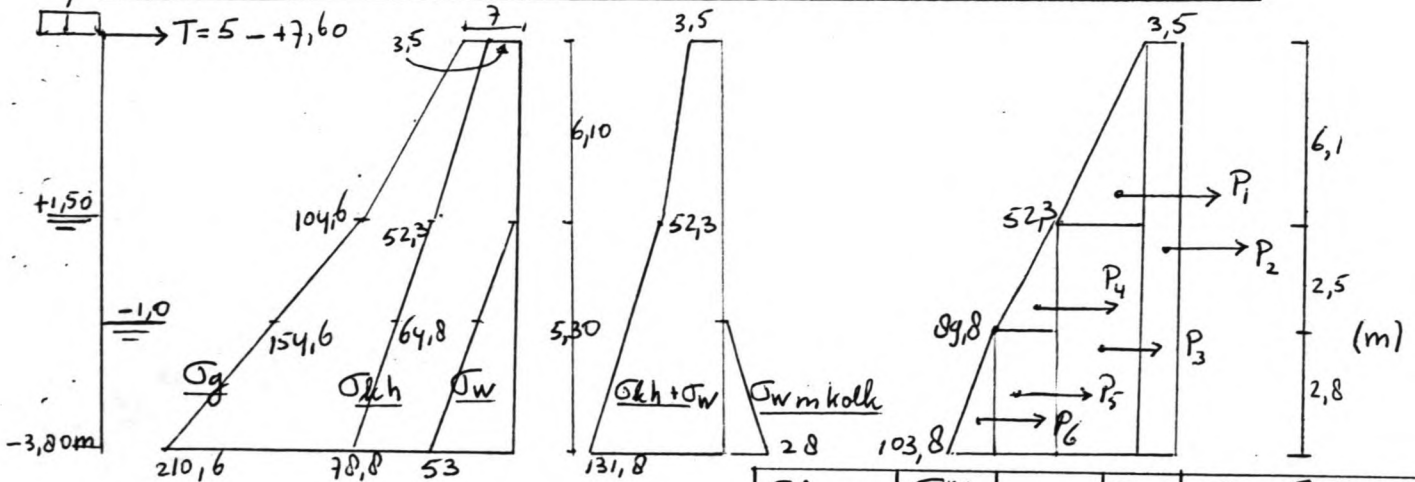
in de gebruikstoestand:

- 1 laag water in de kolk (NSP-1,0 m), maximum grondwaterstand (NSP + 1,50 m)
- 2 hoog water in de kolk (NSP + 2,60 m), minimum grondwaterstand (NSP + 0,0 m)  
in de uitvoeringstoestand:
3. kolk niet aangeaard, geen grondwater, geen water in de kolk  
in de bouwfase moet de grondwaterstand door bemaling op ca. 0,50 m onder de onderkant van de vloer gebracht worden.
4. kolk wel aangeaard, geen water in de kolk, geen grondwater.

Voor het onderhouden en repareren van de draaipunten van de puntdeuren kan van een taatskuip gebruik gemaakt worden.

Het onderhouden en repareren van de horizontale aanslag kan m.b.v. een stalen afdekking, bestaande uit een dak en wanden, gebeuren. Dus de kolk hoeft in de gebruiksfase niet drooggezet te worden.

## belastinggeval 1: laag water in kolk, hoog grondwaterstand



peil m	$\sigma_g$	$\sigma_w$	$\sigma_{hv} = \sigma_g - \sigma_w$	$\sigma_{hh} = \lambda_n \sigma_{hv}$	$\sigma_w + \sigma_{hh}$	$\sigma_w$ kolk	$\sigma_w + \sigma_{hh} - \sigma_w$ m kolk
+7,60	7	0	7	3,5	3,5	0	3,5
+1,50	$6,1 \times 16 + 7 = 104,6$	0	104,6	52,3	52,3	0	52,3
-1,0	$2,5 \times 2,0 + 194,6 = 154,6$	25	129,6	64,8	89,8	0	89,8
-3,80	$2,8 \times 20 + 154,6 = 210,6$	53	157,6	78,8	131,8	28	103,8

Krachten (KN/m <sup>1</sup> )	arm t.o.v. -3,80m (m)	moment + (KN/m <sup>1</sup> )	
$P_1 = \frac{1}{2}(6,1 \times 48,8) = 148,8$	7,33	1091,0	arm en momen zijn t.o.v. het grens- vlak wand- vloer
$P_2 = 3,5 \times 11,4 = 39,9$	5,70	227,4	
$P_3 = 48,8 \times 5,3 = 258,6$	2,65	685,4	
$P_4 = \frac{1}{2}(2,5 \times 37,5) = 46,9$	3,63	170,2	
$P_5 = 2,8 \times 37,5 = 105,0$	1,40	147,0	
$P_6 = \frac{1}{2}(14 \times 2,8) = 19,6$	0,93	18,2	
Troskracht = 5,0	11,40	57,0	
$\Sigma = 623,9$ KN/m <sup>1</sup>		$\Sigma = 2396,2$	

Met belastingfactor  $\gamma = 1,7$ , Dwarskracht  $T_d = 1,7 \times 623,9 = 1060,6$  KN/m  
 Voor B22,5  $\tau_1 = 0,65$  N/mm<sup>2</sup> =  $0,65 \cdot 10^3$  KN/m<sup>2</sup>

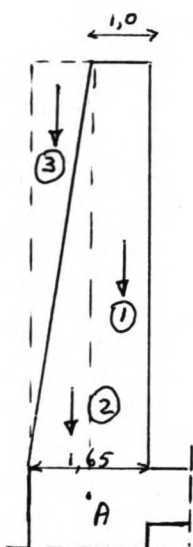
$$\tau_d = \frac{T_d}{b \cdot h} < \tau_1 \quad \frac{1060,6}{1 \cdot h} < 0,65 \cdot 10^3; \quad h \gg 1,63 \text{ m.}$$

Als  $h \gg 1,63$  m is er geen dwarskrachtwapening nodig t.p.v. stortvoeg  
 Opmerking: Met de veronderstelling, dat de belastingen uitgeoefend door de grond, het (grond-)water, de troskracht, de brug en het verkeer vrijwel exact kunnen worden bepaald, kan een lagere waarde voor de belastingfactor van bijv. 1,4 i.p.v. 1,7 worden genomen.

Momenten in het midden v/d wand:  $h_{wand} = 1,65 \text{ m}$ .

Tengevolge:

			arm (m)	moment
- het eigen gewicht	1: $\frac{(1+1,65)}{2}$	$11,4 \times 24 = 362,5 \text{ KN/m}^1$	0,33	+90,3
	2: $(\frac{1}{2} \times 11,4) \times 0,65 \times 24$	$= 88,9 \text{ KN/m}^1$	0,39	-34,7
- de grond	3: $\frac{1}{2} (11,4 \times 0,65) 16$	$= 36,1 \text{ KN/m}^1$	0,61	+36,1
- de brug	$= \frac{600}{20}$	$= 30 \text{ KN/m}^1$	0,33	
				+29,4
				$\text{KNm/m}^1$



De negatieve kleeft

$$E_H = (\text{oppervlak grafiek } \sigma_{kh}) =$$

$$= \frac{7+52,3}{2} \cdot 6,1 + \frac{52,3+78,8}{2} \cdot 5,30 =$$

$$= 528,3 \text{ KN/m}^1$$

$$E_V = E_H \tan \delta = 528,3 \tan (2/3 \cdot 27,5^\circ) =$$

$$= 175,1 \text{ KN/m}$$

Het moment t.g.v. negatieve kleeft =

$$= -175,1 \times (1,65/2) = -144,5 \text{ KNm/m}$$

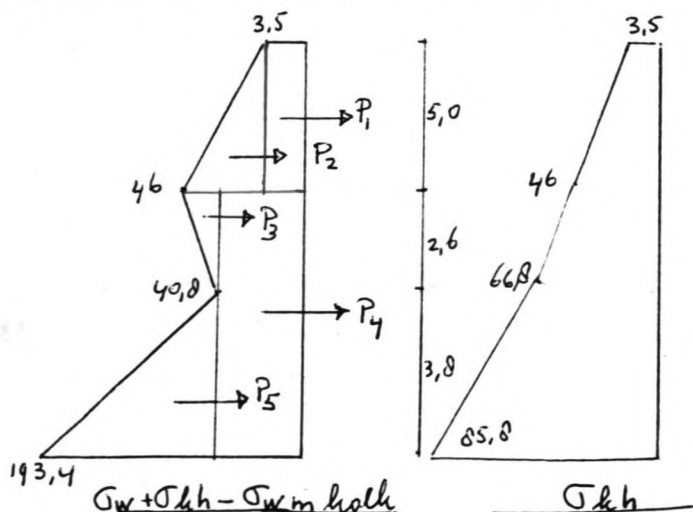
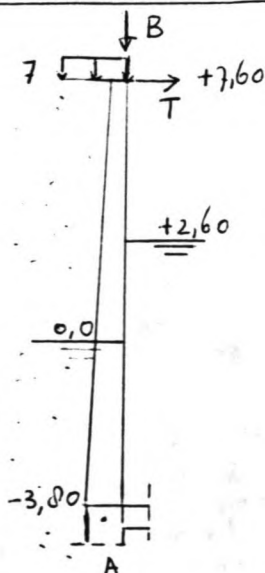
Stel de vloerdikte = 1,0 m

Het moment in A =  $(623,9 \times 1,0/2) + 2396,2 = 2708 \text{ KNm/m}^1$

Inclusief de bijdrage van het e.g., de grondkolom en de brug =  $= 2708 + 29,4 = 2737,4 \text{ KNm/m}^1$ .

De invloed van de negatieve kleeft is reducerend.

Belastinggeval 2: hoog waterstand in de kolk (NSP + 2,60 m) en laag grondwaterstand (NSP + 0,0 m)



peil	$\sigma_g$	$\sigma_w$	$\sigma_{lv} = \sigma_g - \sigma_w$	$\sigma_{hh} = \lambda_n \sigma_{lv}$	$\sigma_w + \sigma_{hh}$	$\sigma_w$ in kolh	$(\sigma_w + \sigma_{hh}) - \sigma_w$ in kolh
+7,60	7	0	7	3,5	3,5	0	3,5
+2,60	$5 \times 16 + 7 = 92$	0	92	46	46	0	46
0,0	$2,6 \times 16 + 92 = 133,6$	0	133,6	66,8	66,8	26	40,8
-3,80	$3,8 \times 20 + 133,6 = 209,6$	38	171,6	85,8	257,4	64	193,4

kracht KN/m <sup>1</sup>	arm(m)	moment + KNm/m <sup>1</sup>
P1 = (3,5x5) = 17,5	8,90	155,8
P2 = $\frac{1}{2}(42,5 \times 5) = 106,3$	8,10	861,0
P3 = $\frac{1}{2}(5,2 \times 2,6) = 6,8$	5,53	37,6
P4 = 40,8x6,4 = 26,1	3,20	835,6
P5 = $\frac{1}{2}(3,8 \times 152,6) = 289,9$	1,27	368,2
T = 5	11,4	57,0
+ = 336,6		+ = 2315

arm en moment zijn t.o.v.  
het grensvlak  
wand-vloer

$$T_d = \gamma \times 336,6 = 1,7 \times 336,6 = 572,2 \text{ KN/m}^1$$

$$T_d = \frac{572,2 \cdot 10^3}{1 \times 1,65 \cdot 10^6} = 0,35 \text{ N/mm}^2 < \tau_1 (= 0,65 \text{ N/mm}^2)$$

De dikte van de wand aan de onderzijde = 1,65 m

De negatieve kleef:

$$E_H = (\text{opp. } \sigma_{kh} \text{ grafiek}) = \left( \frac{3,5 \times 66,8}{2} \right) 7,6 + \left( \frac{66,8 + 85,8}{2} \right) 3,8 = 557,1 \text{ KN/m}^1$$

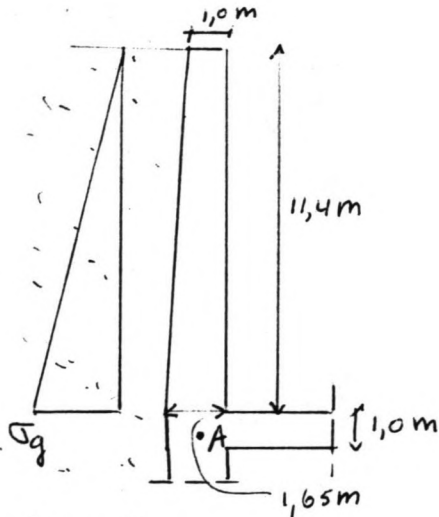
$$E_V = E_H \tan \delta = 557,1 \tan (2/3 \cdot 27,5^\circ) = 184,6 \text{ KN/m}^1$$

$$M_A = 2315 + 336,6 \times \frac{1,0}{2} = 2483 \text{ KNm/m}^1$$

belastinggeval 3: kolk niet aangeaard, geen grondwater, geen water in de kolk.

$$\text{Alleen het eigen gewicht} = G = 362,5 + 88,9 = 451,4 \text{ KN/m}^1$$

belasting geval 4: kolk aangeaard, geen grondwater, geen water in de kolk



$$\sigma_g = 11,4 \times 16 = 182,4 \text{ KN/m}^2$$

$$\sigma_w = 0, \quad \sigma_{kv} = \sigma_g.$$

$$\sigma_{kh} = \lambda_n \sigma_{kv} = 91,2 \text{ KN/m}^2$$

$$\text{horizontale kracht} = \left( 91,2 \times \frac{11,4}{2} \right) = 519,8 \text{ KN/m}^1$$

$$\int +M = 519,8 \times \frac{11,4}{3} = 1975 \text{ KNm/m}^1$$

$$M_A = 1975 + 519,8 \cdot \frac{1,0}{2} = 2235 \text{ KN/m}^1$$

$$T_d = 1,7 \times 519,8 = 883,7 \text{ KN}$$

$$\tau_d = \frac{883,7 \cdot 10^3}{1,1,65 \cdot 10^6} = 0,53 \text{ N/mm}^2 < \tau_1$$

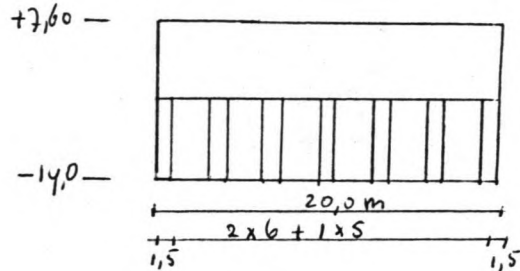
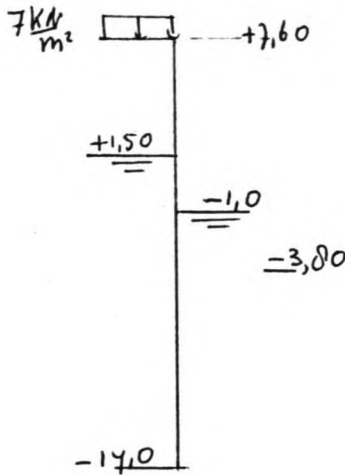
De negatieve kleeft over de kolommen onder de wand

linkerwand van het middenstuk (van -3.80 m tot -14,0 m)

Totale breedte van de pilaren =

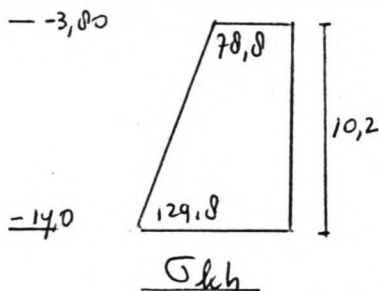
$$2 \times 1,5 + 1 \times 5 = 8 \text{ m}$$

$$\text{bovenbelasting} = 7 \text{ KN/m}^2$$



Belastinggeval 1

peil	$\sigma_g$	$\sigma_w$	$\sigma_{kh} = \sigma_g - \sigma_w$	$\sigma_{kh} = \lambda_n \sigma_{kh}$ $\lambda_n = 0,5$
+ 7,60	7	0	7	3,5
+ 1,50	$6,1 \times 16 + 7 = 104,6$	0	104,6	52,3
- 3,80	$104,6 + 2,8 \times 20 = 210,6$	53	157,6	78,8
-14,0	$210,6 + 10,2 \times 20 = 414,6$	155	259,6	129,8

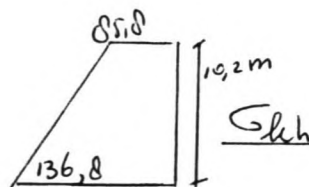
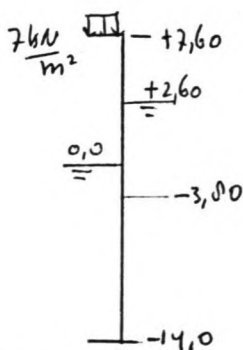


$$E_H = (\text{opp } \sigma_{kh} \text{-grafiek}) = \frac{78,8 + 129,8}{2} \times 10,2 = 1063,9 \text{ KN/m}^1$$

$$E_V = E_H \tan \delta = 1063,9 \tan(2/3 \cdot 27,50) = 343 \text{ KN/m}^1$$

$$\text{Totaal} = 8 \times 343,6 = 2749 \text{ KN}$$

Belastinggeval 2.



peil	$\sigma_g$	$\sigma_w$	$\sigma_{kh} = \sigma_g - \sigma_w$	$\sigma_{kh} = \lambda_n \sigma_{kh}$
+ 7,60	7	0	7	3,5
+ 0,0	$7 + 7,60 \times 16 = 133,6$	0	133,6	66,8
- 3,80	$133,6 + 3,8 \times 20 = 209,6$	38	171,6	85,8
-14,0	$209,6 + 10,2 \times 20 = 413,6$	140	273,6	136,8

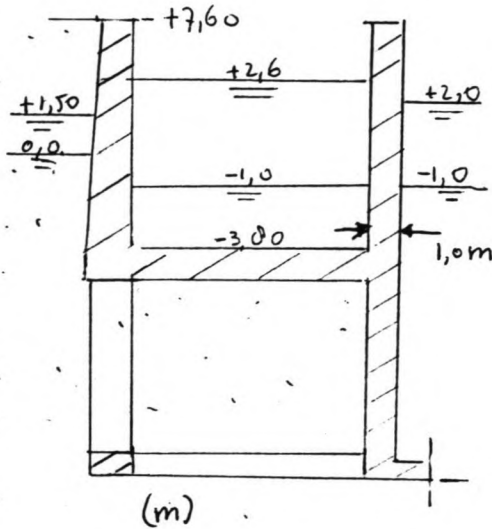


$$E_h = \frac{85,8 + 136,8}{2} \cdot 10,2 = 1135 \text{ KN/m}^1$$

$$E_v = 1135 \tan(2/3 \cdot 27,5^\circ) = 376 \text{ KN/m}^1$$

$$\text{Totaal} = 8 \times 376 = 3008 \text{ KN.}$$

De rechterwand van het middenstuk aan de benedenstroomse zijde (zie doorsnede 1-1 blz. 2-1)



Belastingen op de rechterwand:

- het eigengewicht
- de brugbelastingen: eigengewicht, verkeersbelasting.  
remkracht =  $7,5 \text{ KN/m}^1$   
(naar links of naar rechts)
- Stel scheepsstoot=trskracht= $T = 5 \text{ KN/m}^1$  (naar links of naar rechts de ongunstige richting wordt in de berekening genomen.)
- waterstanden: buitenwaterstanden:  
HW = NSP + 2,0 m  
LW = NSP - 1,0 m

waterstanden in de kolk:

$$\text{HSP} = \text{NSP} + 2,60 \text{ m}$$

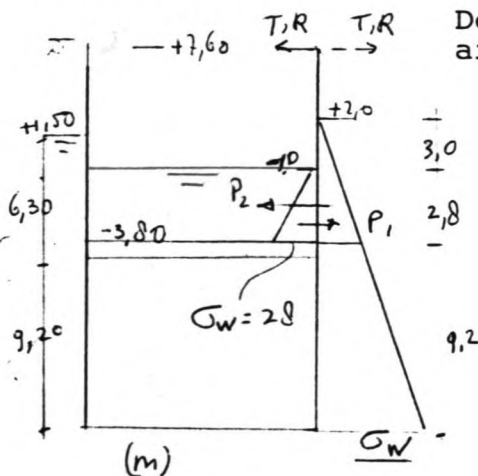
$$\text{LSP} = \text{NSP} - 1,0 \text{ m}$$

grondwaterstanden: maximaal  
NSP + 1,50 m  
minimaal  
NSP + 0,0 m

Belastinggevallen van de rechterwand:

1. grondwaterstand: NSP + 1,50 m, waterstand in kolk NSP - 1,0 m, buitenwaterstand NSP + 2,0 m
2. grondwaterstand: NSP + 0,0 m, waterstand in kolk NSP + 2,60 m, buitenwaterstand : NSP - 1,0 m
3. in de bouwfase : alleen het eigengewicht.

belastinggeval 1: controle van de wanddikte van 1 m



De rechterwand tot peil : NSP - 3,80m (bovenkantvloer) arm en moment t.o.v. de bovenkant v/d vloer



Voor beton B22,5 is  $\tau_1 = 0,65 \text{ N/mm}^2$  ( t.p.v. stortnaad)

$$\tau_d = \frac{T_d}{bh} = \frac{1,7 \times 178,1 \cdot 10^3}{1,1 \cdot 10^6} \frac{\text{N}}{\text{mm}^2} = 0,30 \text{ N/mm}^2 < \tau_1; d=1,0 \text{ m voldoet}$$

De rechterwand van - 4,80 tot NSP - 14,0 m

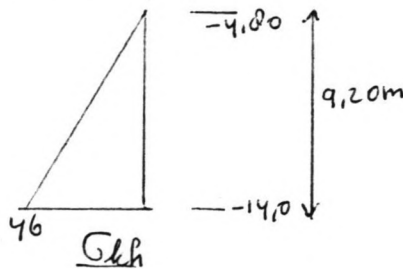
peil	$\sigma_g$	$\sigma_w$	$\sigma_{kw} = \sigma_g - \sigma_w$	$\sigma_{kh} = \lambda_n \sigma_{kv}$
-4,80	48	48	0	0
-14,0	$9,2 \times 20 + 48 = 232$	140	92	46

De negatieve kleef:

$$E_H = \frac{1}{2} \times 46 \times 9,2 = 212 \text{ KN/m}^1$$

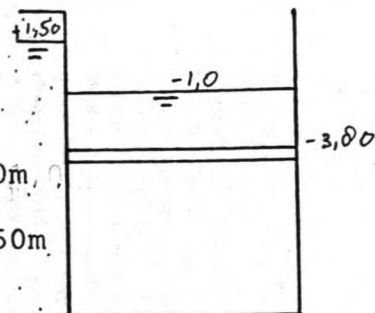
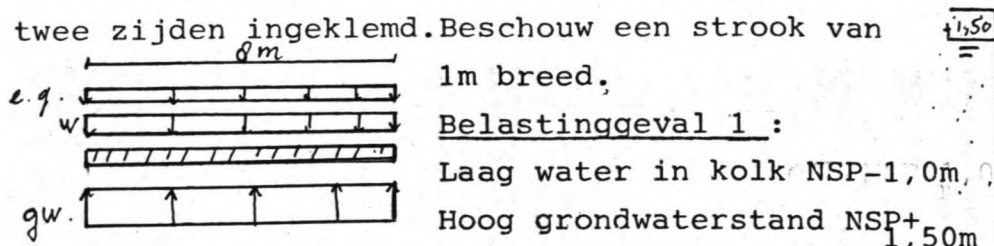
$$E_V = E_H \tan \delta = 212 \tan(2/3 \cdot 27,5^\circ) = 70 \text{ KN/m}^1$$

De totale kleef aan de rechterwand = (lengte - totale breedte koppelbalken)  $\times 70 = (20 - (7 \times 1)) \times 70 = 910 \text{ KN}$ .



De sluisvloer van het middenstuk

De vloer kan geschematiseerd worden als een plaat aan twee zijden ingeklemd. Beschouw een strook van



Het eigen gewicht =  $1 \times 24 = 24$  KN/m

Het water in de kolk =  $2,8 \times 10 = 28$  KN/m

Grondwaterdruk =  $6,3 \times 10 = 63$  KN/m.  $q = 24 + 28 - 63 = -11$  KN/m

Dwarskracht t.g.v.  $q = \frac{1}{2} \cdot q \cdot l = \frac{1}{2} \cdot -11 \cdot 8 = -44$  KN/m

Stel:- de kolommen onder de wand kunnen geen moment opnemen.

- het moment aan de rechterzijde =  $1/10 \cdot q \cdot l^2 = 70$  KNm/m

Het moment aan de linkerzijde = 2396 KNm/m (zie blz. 2-4)

$$1/8 \cdot q \cdot l^2 = 1/8 \cdot 11 \cdot 8^2 = 88 \text{ KNm/m}$$

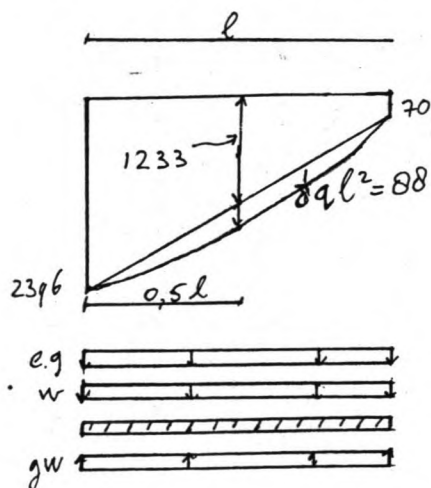
Het moment in het midden van de vloer =  $1233 + 88 = 1321$  KNm/m

De dwarskracht t.g.v. de steunpuntmomenten:

$$T = 2396/8 + 70/8 = 308 \text{ KN/m}$$

$$\text{Totaal } T = -44 + 308 = 264 \text{ KN/m}$$

$$\tau = \frac{T}{d \cdot b \cdot h} = \frac{1,7 \cdot 264 \cdot 10^3}{1 \cdot 1 \cdot 10^6} = 0,45 \text{ N/mm}^2$$

Belastinggeval 2.

Hoog water in de kolk NSP +2,60m

Laag grondwaterstand NSP + 0,0m

Het eigen gewicht = 24 KN/m

Water in kolk =  $6,4 \times 10 = 64$  KN/m

Grondwaterdruk =  $4,8 \times 10 = 48$  KN/m

$$q = 24 + 64 - 48 = 40 \text{ KN/m}$$

T t.g.v.  $q = \frac{1}{2} \cdot 40 \cdot 8 = 160$  KN/m

Het moment aan de rechterzijde =  $1/10 \cdot q \cdot l^2 = 1/10 \cdot 40 \cdot 8^2 = 256$  KNm/m

Het moment aan de linkerzijde = 2315 KNm/m (zie blz. 2-6).

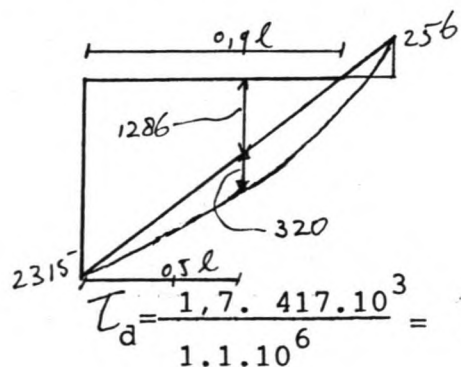
$$1/8 \cdot q \cdot l^2 = 320 \text{ KNm/m}$$

Het moment in het midden van de vloer =

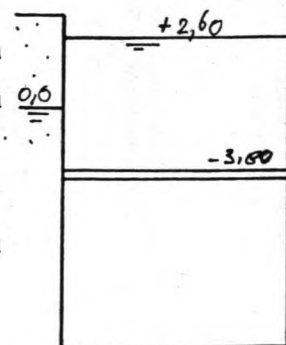
$$= 1286 + 320 = 1606 \text{ KNm/m}$$

De dwarskracht t.g.v. de steunpuntmomenten =  $T = 2315/8 - 256/8 = 257$  KN/m

$$\text{Totaal } T = 257 + 160 = 417 \text{ KN/m}$$



$$\tau_d = \frac{1,7 \cdot 417 \cdot 10^3}{1 \cdot 1 \cdot 10^6} = 0,70 \text{ N/mm}^2$$



Belastinggeval 3: In de bouwfase alleen het eigen gewicht.

$$T \text{ t.g.v. } q = \frac{1}{2} \cdot 24 \cdot 8 = 96 \text{ KN/m}$$

Het maatgevende moment in de vloer is 2396 KNm/m ter plaatse van het linkersteunpunt.

$$\text{Stel } h_t = h - \frac{\phi}{2} - c = 1 - (\frac{1}{2} \cdot 20 + 30) \cdot 10^{-3} = 0,96 \text{ m.}$$

Voor B 22,5 en FeB 400:  $f'_b = 18 \text{ N/mm}^2$  en  $f_a = 400 \text{ N/mm}^2$ .

$$\text{Met } \gamma = 1,7 : \frac{M_u}{f'_b \cdot b \cdot h^2} = \frac{1,7 \cdot 2396}{18 \cdot 1 \cdot 1^2} = 226.$$

$$\text{H.u.v. } k = 22,22$$

$$k \cdot \omega_b = 26,461$$

$$\omega_b = 1,19 \%$$

$$k_z = 0,854$$

$$\sigma_a = \frac{M/z}{\omega_b \cdot b \cdot h \cdot 10^4} = \frac{z = 0,854 \cdot 0,96 = 0,82 \text{ m}}{1,19 \cdot 1 \cdot 1 \cdot 10^4} = \frac{(2396/0,82) \cdot 10^3}{1,19 \cdot 1 \cdot 1 \cdot 10^4} = 246 \text{ N/mm}^2 < f_a$$

$$h \geq \frac{1}{35} \cdot l_{\min} \text{ met } l_{\min} = 0,75 \cdot l = 0,75 \cdot 8 = 6 \text{ m, } h \geq 0,17 \text{ m}$$

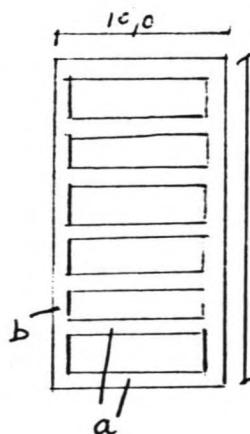
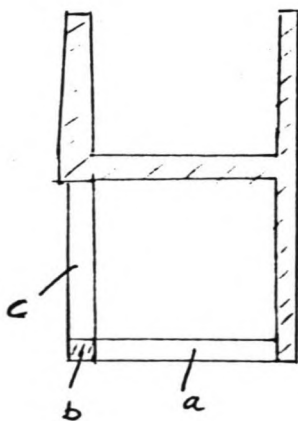
$$h \geq \frac{1}{5 \cdot 10^3} \cdot \sigma_a \cdot l_{\min} = \frac{1}{5 \cdot 10^3} \cdot 246 \cdot 6 = 0,30 \text{ m.}$$

De vloerdikte is 1 m.

Uitvoeringsvolgorde van de onderdelen van het middenstuk:

- 1 de verbindingbalk b en de koppelbalken a
- 2 de rechterwand tot NSP-4,80m
- 3 de kolommen en vervolgens grondaanvulling.
- 4 de sluisvloer en tenslotte de wanden van de kolk

Eigen gew.koppelbalk a met afmeting  $1 \times 1 \text{ m}^2 = 24 \text{ KN/m}$



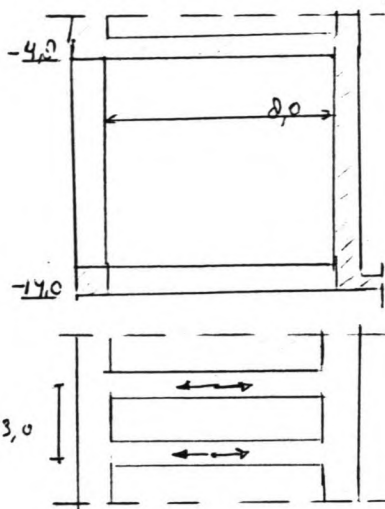
Eigen gew.kolom  $c = 9,2 \times 1 \times 1 \times 24 = 221 \text{ KN/m}$   
 en  $= (9,2 \times 1 \times 1,5 \times 24) = 331 \text{ KN/m}$

afmetingen  $1 \times 1 \text{ m}^2$

en  $1 \times 1,5 \text{ m}^2$

De koppelbalken

Deze dienen voor het vormen van een raamwerk t.b.v. het middenstuk van de sluis als het werk (=uitvoering) bij de sluis begint.



Neem de breedte van de balk = 0,8 m i.v.m. eventuele plaatsing van een funderingspaal.

$$h \geq 1/35 l_{\min} \text{ met } l_{\min} = 0,75l$$

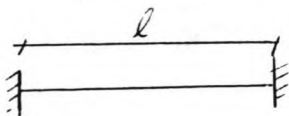
$$l = 8\text{ m}; h \geq 0,17 \text{ m}$$

$$h \geq \frac{\sqrt{\sigma_a}}{5 \times 10^3} l_{\min}$$

Maatgevende belasting geval 3: in de bouw-fase alleen de grondaanvulling en het eigen gewicht.

Er is gerekend op gewelfwerking van de grond boven de balken, dus het gewicht v/d grond wordt door de balken opgenomen.

Neem  $h = 1,3 \text{ m}$   $h_t = h - \frac{\phi}{2} - c = 1,3 - \left(\frac{20}{2} + 30\right) 10^{-3} = 1,26 \text{ m}$



← schema  $M_{\max} = 0,083ql^2$  bij steunpunten

$$\text{gewicht grond} = (3 \times 7,9) 16 = 379 \text{ KN/m}^1$$

$$\text{eigen gewicht} = (1,3 \times 0,8) 24 = 25 \text{ KN/m}^1$$

$$M_{\max} = 0,083 \cdot (379 + 25) 8^2 = 2146 \text{ KNm}, \quad \mu = 1,7 M_{\max}$$

Dimensioneren op bezwijken:  $\frac{\mu}{f_b' b h^2} = \frac{1,7 \cdot 2146}{18 \cdot 0,8 \cdot (1,3)^2} = 150;$

$$k = 22,22 \text{ voor B22,5 en FeB400}$$

$$k \omega_0 = 16,502 \text{ en } \omega_0 = 0,74 \%$$

$$k_z = 0,909 \text{ en } z = 0,909 \cdot 1,26 = 1,15 \text{ m}$$

$$\sigma_a = \frac{M_{\max}/z}{\omega_0 b \cdot h \cdot 10^4} = \frac{2146/1,15 \cdot 10^3}{0,74 \cdot 0,8 \cdot 1,3 \cdot 10^4} = 242 \text{ N/mm}^2 < f_a (=400 \text{ N/mm}^2).$$

$$h \geq \frac{\sqrt{\sigma_a}}{5 \cdot 10^3} l_{\min} = \frac{242}{5 \cdot 10^3} \cdot 0,75 \cdot 8 = 0,3 \text{ m}$$

$$\tau_d = \frac{T_d}{bh} = \frac{1,7 \cdot \frac{1}{2} ql}{bh} = \frac{1,7 \cdot \frac{1}{2} \cdot 404 \cdot 8 \cdot 10^3}{0,8 \cdot 1,3 \cdot 10^6} = 0,91 \text{ N/mm}^2$$

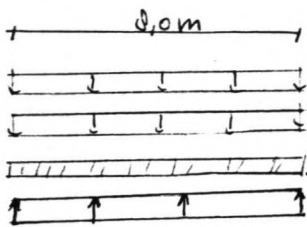
voor beton B22,5  $\tau_1 = 0,65 \text{ N/mm}^2$

$$\tau_2 = 4,5 \text{ N/mm}^2$$

dus  $T_d - \bar{t}_1 = 0,26 \text{ N/mm}^2$  moet opgenomen worden door dwarskracht-wapening.

De belastingoverdracht aan de kolommen en wand van de 7 balken:  
 $= 7 \cdot \frac{q_1}{2} = 7 \frac{404,8}{2} = 11312 \text{ KN}$  ( in de bouwfase).

Belastinggeval 1: grondwaterstand NSP + 1,50 m



$$\text{grondgewicht} = (3 \times 7,9) 20 = 474 \text{ KN/m}^1$$

$$\text{e.g. balk} = 25 \text{ KN/m}^1$$

gemiddelde grondwaterdruk =

$$= (14 + 1,5) 10 = 155 \text{ KN/m}^1$$

$$\text{totaal} = 344 \text{ KN/m}^1$$

$$\text{Belastingoverdracht aan kolommen en wand} = 7 \left( \frac{8 \times 344}{2} \right) = 9632 \text{ KN}$$

Belastinggeval 2: grondwaterstand NSP + 0,0 m

$$\text{grondgewicht} = 474 \text{ KN/m}^1$$

$$\text{e.g. balk} = 25 \text{ KN/m}^1$$

$$\text{gemiddelde grondwaterdruk} = 140 \text{ KN/m}^1$$

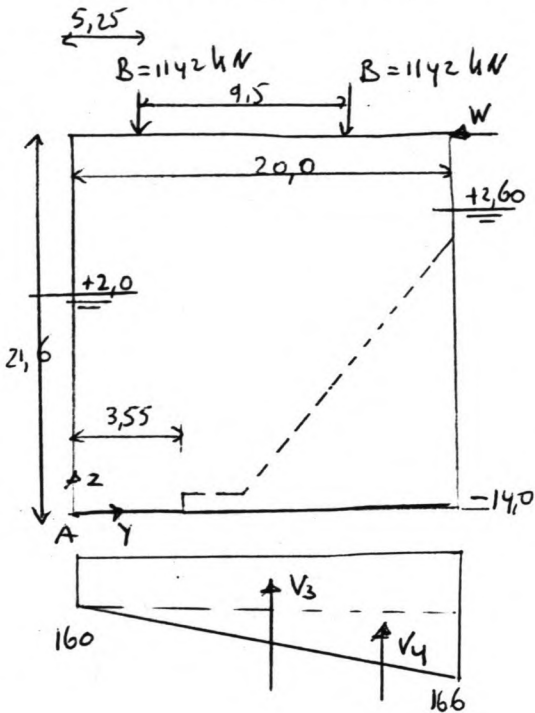
$$\text{totaal} = 359 \text{ KN/m}^1$$

$$\text{Belastingoverdracht aan kolommen en wand} = 7 \left( \frac{8 \times 359}{2} \right) = 10052 \text{ KN}$$

De rechterwand van het middenstuk van de schutsluis  
tevens pijler van de stuw.

De afmetingen:  $h=21,60$  m;  $d = 1,0$  m;  $b = 20,0$  m.

Het eigen gewicht =  $(h \times b \times d) \times 24 = 10368$  KN,  $\gamma_b = 24$  KN/m<sup>3</sup>



De brugbelastingen:  $B=2 \times 1142$  KN. De brug ligt symmetrisch t.o.v. het midden. De windbelasting  $W= 118$  KN.

Belastinggeval 1 : Benedenstrooms NSP+2,0m

Bovenstrooms NSP+2,60m

- De grondwaterdruk  $V_3=160 \times 20=3200$  KN

$V_4=(6 \times 20)/2=60$  KN

- Het eigen gewicht  $G= 10368$  KN

- De brugbelasting  $B= 2 \times 1142$  KN

- De negatieve kleef = 910 KN (zie blz 2-10)

- De belasting vanuit de stuw (zie blz.

6-9 stuwberekening):  $V=660$  KN ( $y=(11,3+3,55)$  m)

$H= 98$  KN ( $z= 8,14$  m)

- De belasting vanuit de sluisvloer:  $-44$  KN/m (zie blz. 2-12). Totaal  $=20.(-44)=-880$  KN

- De belasting vanuit de koppelbalken =

$=9632$  KN ( zie blz. 2-14)

Kracht KN	Arm t.o.v.A (m)	Moment t.o.v.A
$V_3 = -3200$	10	-3200
$V_4 = -60$	2/3.20	-800
$G = 10368$	10	103680
$B = 1142$	5,25	5996
$B = 1142$	14,75	16845
Kleef = 910	10	9100
Stuw = 771	14,85	11449
Sluis = -880	10	-8800
Balken = 9632	10	96320
+ 19825		+ 201790

$y = 10,18$  m



W= 118 KN	arm 21,6 m	moment 2549 KNm
H= 98 KN	8,14 m	798 KNm
+ ----- 216 KN		+ ----- 3347 KNm

z = 15,50m

Snijpunt van V en H t.o.v.A=(10,18; 15,50)

Belastinggeval 2: Alles idem als belastinggeval 1 behalve

- De negatieve kleeft= 910 KN

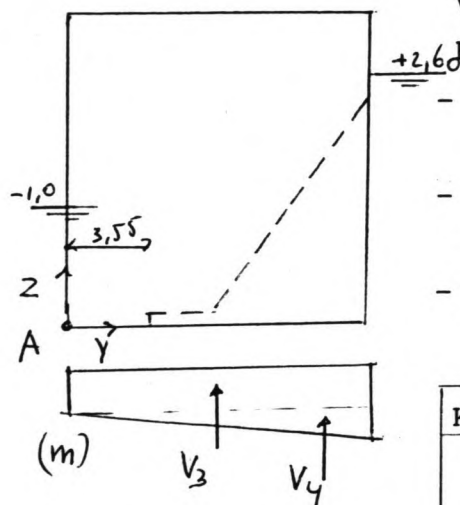
-De belasting vanuit de stuw:

V=530 KN (y=11,62+3,55=15,17 m)

H= 533 KN ( z= 7,43 m) Naar links gericht.

- De grondwaterdruk:  $V_3=130 \times 20 = -2600$  KN $V_4=(36 \times 20)/2 = -360$  KN- De belasting vanuit de koppelbalken=  
= 10052 KN (zie blz. 2-14)

- De belasting van de sluisvloer: 160KN/m

Totaal  $20 \times 160 = 3200$  KN (zie blz 2-12 )

Kracht KN	arm.t.o.v.A	moment
$V_3 = -2600$	10	- 26000
$V_4 = - 360$	2/3.20	- 4800
G =10368	10	103680
B = 1142	5,25	5196
B = 1142	14,75	16848
Kleeft=910	10	9100
Vloer 3200	10	32000
Balken=10052	10	100520
Stuw= 530	15,17	8040
24384 KN		245384 KNm

y = 10,06 m

Kracht KN	arm	moment
W =118	21,6	2549
H= 533	7,43	3960
+ ----- 651		+ ----- 6509

z = 10,0 m

Snijpunt van V en H (resultantes)=(10,06;10,0)  
in m

Belastinggeval 4 : In de bouwfase : alleen het eigen gewicht met aanaarding onder de sluisvloer.

↑ z  
A → y

Kracht KN	Arm t.o.v.A	Moment
Eigen gewicht G = 10368	10	103680
Stuw(zie blz.6-11 stuw)= = 1812	11,93+3,55	28050
Koppelbalken(zie blz.2-14)= = 11312	10	113120
Sluisvloer(zie blz.2-12)= = 1920	10	19200
25412 KN		264050

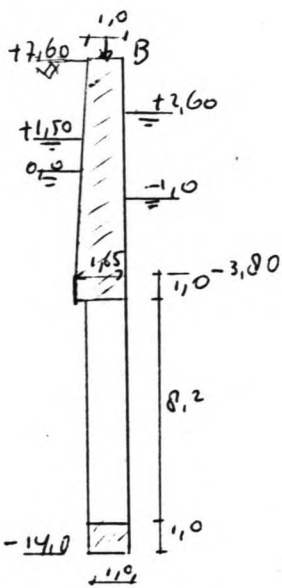
H.u.v. y = 10,39 m

Belastinggeval 3 : Alleen het eigen gewicht.

Kracht KN	Arm t.o.v.A	moment
G = 10368	10	103680
Stuw= 1812	15,48	28050
Balken= 700	10	7000
Sluisvloer=1920	10	19200
14800		157930

H.u.v. y=10,60 m

Voor de balkbelasting zie 2-14.



De linkerwand van het middenstuk van de sluiscolk

Het eigen gewicht:

- van +7,60m tot -3,80m:  $20 \times 362,5 = 7250$  KN (blz. 2-5)

- 2 balken 20 m lang van  $(1,65 \times 1,0) \text{ m}^2$  en  $(1 \times 1) \text{ m}^2$ :  
= 1584 KN

- pilaren:  $2(8,2 \times 1,5 \times 1) 24 = 590$  KN

$5(8,2 \times 1 \times 1) 24 = 884$  KN

Totale eigen gewicht = 10408 KN

Belastinggeval 1: in kolk NSP -1,0 m

grondwaterstand NSP +1,50 m

- Brugbelasting B =  $2 \times 300$  KN

Windbelasting W = 31 KN

- De sluisvloer (blz. 2-11) =  $-20 \times 44 =$   
= - 880 KN

- De koppelbalken (blz. 2-14) = 9632 KN

- De negatieve kleef:

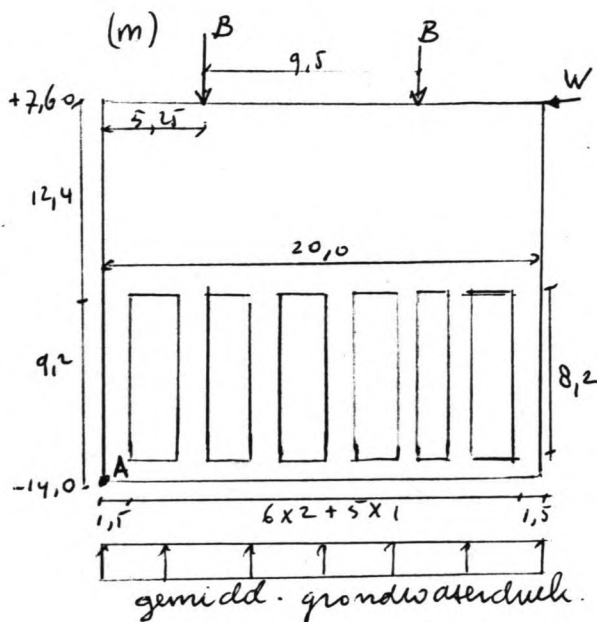
van +7,6 tot -3,8 m =  $20 \times 175 = 3500$  KN  
(blz. 2-5)

van -3,8 tot -14,0 m = 2749 KN (blz.

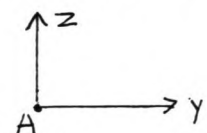
2-8). Totaal = 6249 KN

- Het gewicht van de grond tussen de  
pilaren  $6(2 \times 1 \times 8,2) \gamma_n = 6(2 \times 1 \times 8,2) 20 =$   
= 1968 KN

- De grondwaterdruk =  $(20 \times 1) 155 = 3100$  KN



Kracht KN	Arm t.o.v. A	Moment
G = 10408	10	104080
B = 300	5,25	1575
B = 300	14,75	4425
Sluisvloer = -880	10	- 8800
Balken = 9632	10	96320
Kleef = 6249	10	62490
Grond = 1968	10	19680
Waterdruk = -3100	10	- 31000
+		+
24877		248770



H.u.v. y = 10,0 m

Belastinggeval 2: in kolk waterstand NSP + 2,60 m  
 grondwaterstand NSP + 0,0 m

Idem als belastinggeval 1 behalve:

- De negatieve kleef:  $20 \times 184,6 = 3692$  KN (blz. 2-6)

pilaren =  $3008$  KN (blz. 2-8)

6700 KN

- De sluisvloer :  $20 \times 160$  KN =  $3200$  KN ( blz. 2- 12)

- Het gewicht van grond tussen de pilaren onder de linkerwand =  
 =  $1968$  KN

- De grondwaterdruk =  $(20 \times 1 \times 140) = 2800$  KN (zie schets op blz. 2-18)

Totale verticale belastingen =  $G + B + B + \text{sluisvloer} + \text{balken} + \text{kleef} +$   
 $+ \text{grond} - \text{grondwaterdruk} =$

$= 10408 + 300 + 300 + 3200 + 10052 + 6249 +$

$+ 1968 - 2800 = 29677$  KN

Voor belasting koppelbalken zie blz. 2- 14 .

Belastinggeval 3: in de bouwfase zonder aanaarding en grondwater

Het eigen gewicht =  $10408$  KN

De sluisvloer =  $1920$  KN (blz. 2- 12)

De koppelbalken =  $7(25 \times 8) \cdot \frac{1}{2} = 700$  KN (blz. 2-13)

Het gewicht van de grond tussen de pilaren =  $1574$  KN

Totaal =  $14602$  KN

Belastinggeval 4: in de bouwfase met aanaarding zonder grondwater.

Het eigen gewicht  $G = 10408$  KN

Sluisvloer  $20 \times 96 = 1920$  KN (blz. 2- 12)

Koppelbalken =  $11312$  KN ( blz. 2-14)

Het gewicht grond tussen de pilaren =  $6(2 \times 1 \times 8,2) \gamma_d = 1574$  KN met

$\gamma_d = 16$  KN/m<sup>3</sup>

Totale verticale belasting =  $25214$  KN

De kolommen onder de linkerwand

Maatgevende belastingen.

Pilaren staan 3,0 m h.o.h. Afmeting  $1 \times 1 \text{ m}^2$

- Het eigen gewicht van de wand tot NSP -4,80m =  
 $= 7250/20 + (1,65 \times 1 \times 24) = 402 \text{ KN/m}$  (blz.2-18)

-De brugbelasting =  $300/20 = 15 \text{ KN/m}$

-De kleef =  $185 \text{ KN/m}$  (blz.2-6)

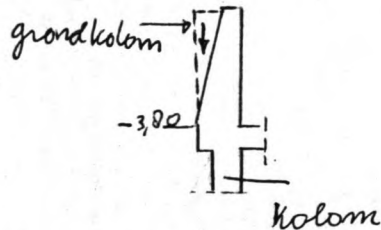
-Het gewicht grondkolom (zie schets) =  $36 \text{ KN/m}$  (blz.2-5)

-De belastingen vanuit de sluisvloer =  $160 \text{ KN/m}$  (blz.2-12)

Totaal =  $798 \text{ KN/m}$

- De kleef van NSP-4,80 tot NSP-14,0 m =  $376 \text{ KN}$  per pilaar

Zie blz.2-8.

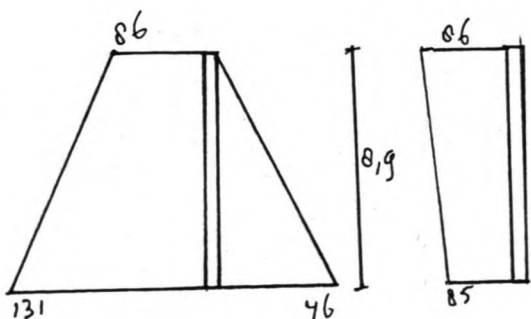


Stel, dat er alleen een normaalkracht op de kolommen werkt (blz.2-12).  
 Belasting op een kolom =  $(3 \times 798) + 376 = 2770 \text{ KN}$

De normaalspanning in kolom =  $\sigma = \frac{2770}{1 \cdot 1 \cdot 10^6} = 2,7 \text{ N/mm}^2$

Voor beton B 22,5 geldt  $\bar{f}_b = 0,75 f'_{bk} = 13,5 \text{ N/mm}^2$

$$f_b = 1,3 \text{ N/mm}^2$$



De kolommen worden ook op buiging belast door horizontale gronddrukken. (zie blz.2-8 en 2-11).

De gemiddelde belasting  $q = 85,5 \text{ N/m}$

$$M = 1/8 \cdot q \cdot l^2 = 851 \text{ KNm}$$

$$\text{De spanning } \sigma = (851 \cdot 10^6) / (1/6 \cdot 10^3 \cdot 10^6) = 5,1 \text{ N/mm}^2$$

$$\text{Totaal } \sigma = -2,7 - 5,1 = -7,8 \text{ N/mm}^2 < f'_b$$

$$\sigma = -2,7 + 5,1 = +2,4 \text{ N/mm}^2 > f_b$$

De kolommen moeten groter zijn. Neem  $h = 1,2 \text{ m}$ .

$$\text{De spanning wordt } (851 \cdot 10^6) / (1/6 \cdot 10^3 \cdot 1,2^2 \cdot 10^6) = 3,5 \text{ N/mm}^2$$

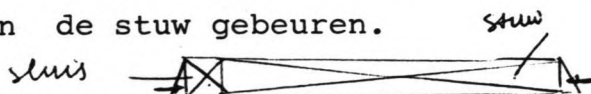
De buigtrekspanning =  $-2,7 + 3,5 = 0,8 \text{ N/mm}^2$ . Voor de verdere berekening ten behoeve van de fundering wordt  $(1 \times 1) \text{ m}^2$  aangehouden.

De horizontale belastingen in dwarsrichting op het middenstuk van de schutsluis.

In de gebruikstoestand werkt er links op de wand grond- en waterdrukken, die gecompenseerd worden door de grond- en waterdrukken op de eerste pijler op de rechteroever.

Het middenstuk en de stuw is in dwarsrichting stijf genoeg om de eventuele horizontale resulterende belasting in de gebruikstoestand op te nemen.

In de bouwfase moet de stabiliteit van het middenstuk in dwarsrichting worden gecontroleerd. Dit is het geval, als de stuw er nog niet is en aanaarding tegen de linkerwand tot NSP - 4,80 m heeft plaatsgevonden. Verdere aanaarding moet na voltooiing van de stuw gebeuren.



Aanaarding tot NSP - 4,80 m:

$$\sigma_g = 9,2 \times 16 = 147 \text{ KN/m}^2$$

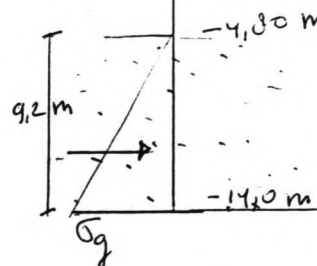
$$\sigma_{kv} = \sigma_g$$

$$\sigma_{kh} = \lambda \sigma_{kv} = 0,5 \times 147 = 74 \text{ KN/m}^2$$

$$H = \frac{1}{2} \cdot 9,2 \cdot 74 = 340 \text{ KN/m}$$

$$\text{Lengte middenstuk} = 20 \text{ m}$$

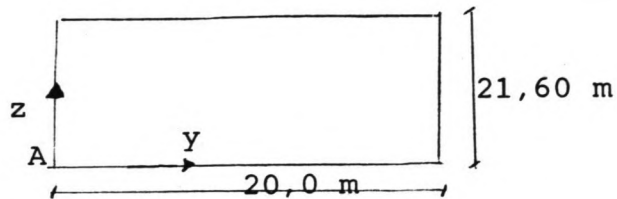
$$\text{Dus totaal } H = 20 \times 340 \text{ KN/m} = 6800 \text{ KN}$$



Deze belasting moet door schoorpalen worden opgenomen, als de uitvoering bij de schutsluis begint.

Belastingsresultantes van het middenstuk

Belastinggeval	linkerwand		rechterwand/pijler	
	V (KN)	y (m)	V (KN)	y (m)
<u>1</u>	24877	10,0	19825	10,18
<u>2</u>	29677	10,0	24384	10,06
<u>3</u>	14602	10,0	14800	10,60
<u>4</u>	25214	10,0	25412	10,39



Bij geval 4 is er in dwarsrichting een horizontale belasting van  $H = 6800$  KN. Dit is in de bouwphase met aanaarding tot NSP-4,8m. Bij geval 1 en 2 is er een horizontale belasting in langsrichting (afkomstig van de stuw) van 216 KN en resp. 615 KN. Deze belastingen zijn de waterdrukken tegen de stuw en windbelasting op de pijler. Ze kunnen door extra schoorpalen onder de stuwsektie worden opgenomen.

De bepaling van het toelaatbare draagvermogen van de palen  
(zie dictaat g 80)

Daar de bodem uit klei bestaat, worden de palen op kleef belast.  
De puntweerstand wordt verwaarloosd.

Er worden gladde prefab.betonpalen toegepast.

Afmeting 0,3 x 0,3 m      Oppervlak paalmantel = 1,2 m<sup>2</sup>/m

Afmeting 0,4 x 0,4 m      Oppervlak paalmantel = 1,6 m<sup>2</sup>/m

Voor waarden van de plaatselijke kleef zie vooronderzoek  
bijlage 6-3. Van NSP -4,80 m tot NSP -24,0m geldt:

De plaatselijke kleef = 1,5 kgf/cm<sup>2</sup> = 0,15 N/mm<sup>2</sup>.

De aangenomen veiligheidsfaktor incl.onzekerheidsfaktor

$$F = 3 .$$

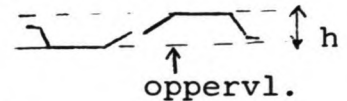
Het toelaatbare wrijvingsdraagvermogen  $\bar{W} = 0,15/3 = 0,05 \text{ N/mm}^2$

$$\bar{W} = 0,05 \text{ N/mm}^2 = 50 \text{ KN/m}^2 \text{ (bijlage 6-5 vooronderzoek).}$$

Paalafmeting 0,3 x 0,3 m heeft een  $\bar{W}$  van 1,2 x 50 = 60 KN/m'paal

Paalafmeting 0,4 x 0,4 m heeft een  $\bar{W}$  van 1,6 x 50 = 80 KN/m'paal

Bij toepassing van stalen damwandprofielen zal het toelaatbare draagvermogen per m<sup>2</sup> dezelfde zijn. De damwand krijgt in dit geval naast de functie tegen onderloopsheid ook een dragende functie. De wandoppervlak en niet de ontwikkelde wandoppervlak wordt in rekening genomen.



$$\bar{W}_{\text{wand}} = 50 \times (2 \times \text{wandoppervlak}) \text{ KN/m hoogte.}$$

Van NSP -24,0 m tot NSP - 38,0 m geldt  $W = 2,0 \text{ kgf/cm}^2 = 0,2 \text{ N/mm}^2$   
Met  $F = 3$        $\bar{W} = 0,2/3 \text{ N/mm}^2 = 200/3 \text{ KN/m}^2$

Voor paal van 0,3 x 0,3 m       $\bar{W} = 1,2 \times (200/3) = 80 \text{ KN/m}'$

Voor paal van 0,4 x 0,4 m       $\bar{W} = 1,6 \times (200/3) = 107 \text{ KN/m}'$

Voor de dragende damwandscherm geldt:

$$\bar{W} = (200/3) \times (2 \times \text{wandoppervlak}) \text{ KN/m hoogte.}$$

De onderkant van het middenstuk is op NSP - 14,0 m

Lengte paal = 13 m. Afmeting 0,4 x 0,4 m.

$$\bar{W}_{\text{paal}} = (9 \times 80) \times (4 \times 107) = 1148 \text{ KN}$$

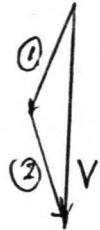
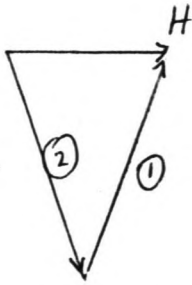
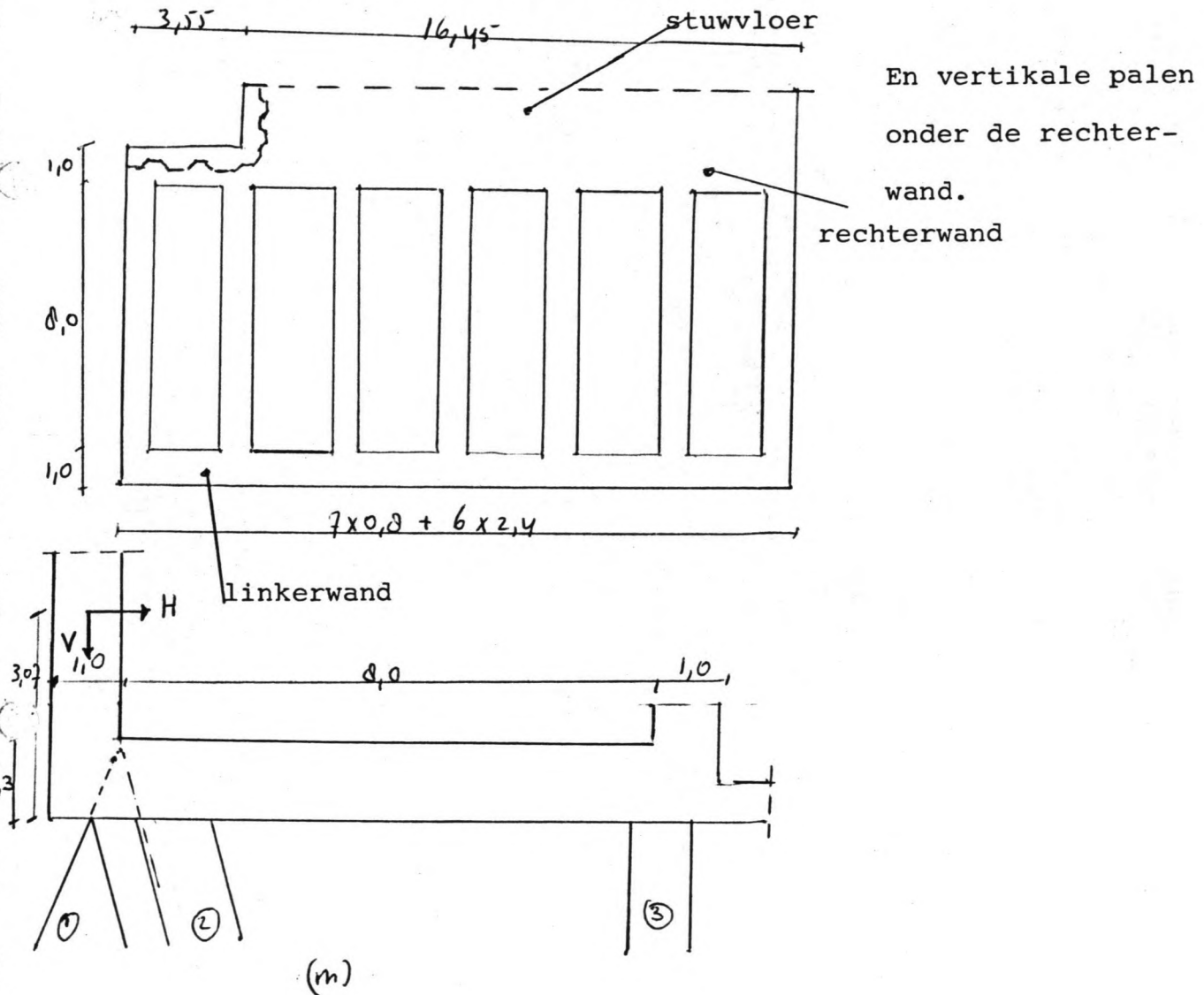


De fundering

Uitgangspunt voor het palenplan is : paallengte en -afmeting moeten dezelfde zijn,

Gekozen is voor de volgende paalplaatsing. Zie schets.

Een systeem van schoorpalen onder de linkerwand (bok) , waar de horizontale belasting aangrijpt.



Linkerwand : Paalafmeting = 0,40 x 0,40 m  
 Lengte = 13 m.  $\bar{W}_{\text{paal}} = 1040 \text{ KN}$

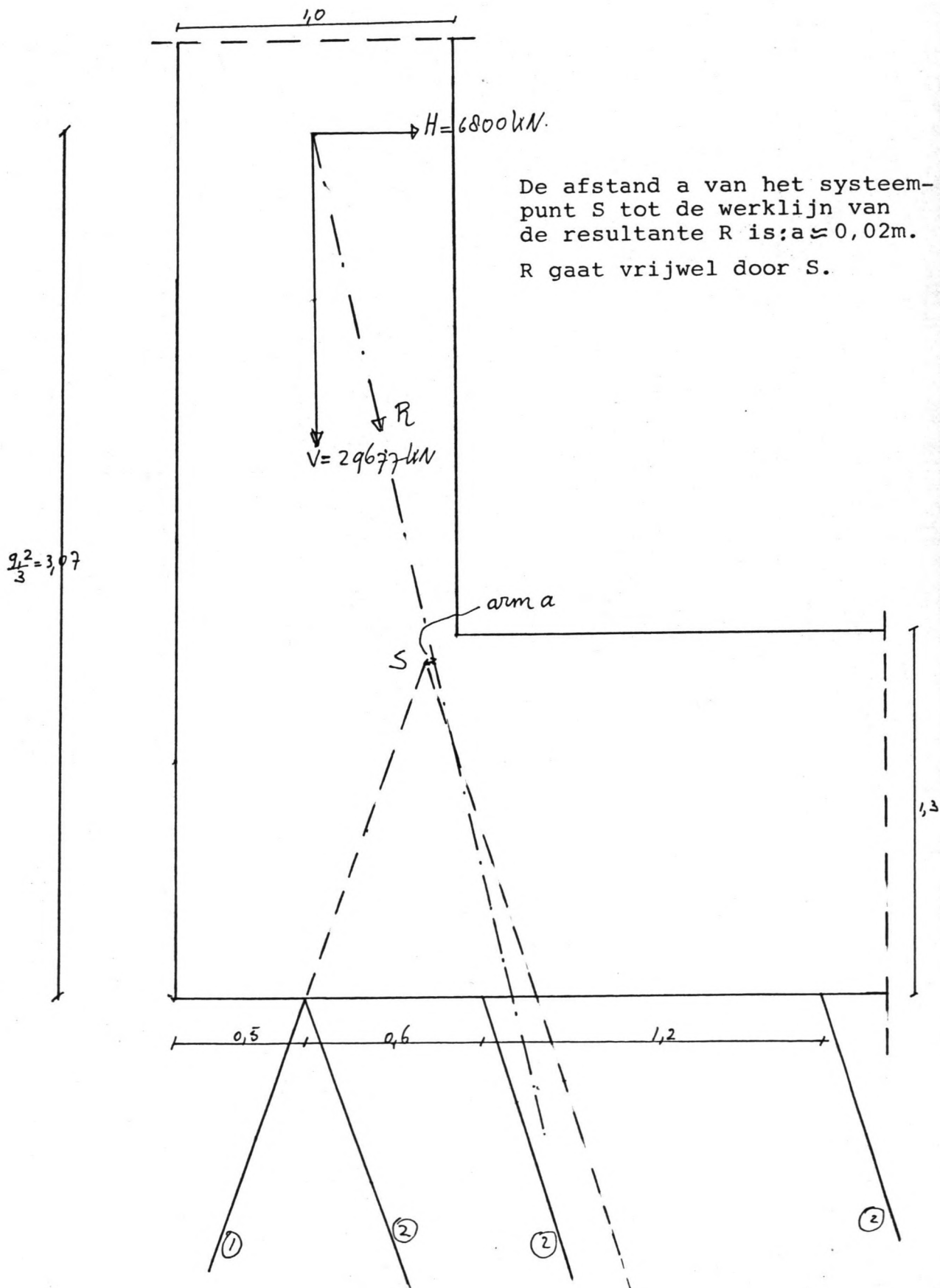
Helling schoorpalen 3:1

T.g.v. H = 6800 KN    paalgroep 1 = - paalgroep 2 =  
 $= \frac{1}{2} \cdot 6800 \cdot \sqrt{10}/1 = 10750 \text{ KN}$

T.g.v. V = 29677 KN

2-24a

Schets van de linkerwand met de resultante R van de maatgevende belasting en het systeem-punt van de paalgroepen 1 en 2.



T.g.v.V= 29677 KN

paalgroep 1 = paalgroep 2 =  $-\frac{1}{2} \cdot 29677 \cdot \sqrt{10}/3 = -15641$  KN

Totale belasting paalgroep 1 =  $+10750 - 15641 = -4891$  KN

Totale belasting paalgroep 2 =  $-10750 - 15641 = -26391$  KN

Aantal palen paalgroep 1 =  $4891/1148 = 5$

.. .. .. 2 =  $26391/1148 = 23$

Er mag worden aangenomen, dat de toelaatbare paalbelastingen voor trek en druk dezelfde zijn.

De rechterwand: aantal palen =  $25412/1148 = 23$  palen

Bij de aansluiting met de stuw heeft het damwandscherm onder de rechterwand ook een dragende functie.

De wand moet een belasting van  $2 \times \bar{W}_p = 2 \times 1148 = 2296$  KN opnemen.

Oppervlak damwand per m hoogte =  $2 \times 3,55 \text{ m}^2 = 7,10 \text{ m}^2$ .

Het toelaatbare wrijvingsdraagvermogen =  $50 \text{ KN/m}^2$  ( zie blz. 2-23)

Dus de hoogte van de damwand =  $\frac{2296}{50 \cdot 7,10} = 6,5 \text{ m}$

over  $23 - 2 = 21$  palen : 2 onder elk koppelbalk

de rest h.o.h. 1,60 m onder de rechterwand.

Controle van  $W_{\text{paal}}$  en  $W_{\text{scherm}}$  als het eigen gewicht van de palen, scherm en grond wordt meegerekend;

Het eigen gewicht paal =  $(0,4 \times 0,4) \cdot 24 \cdot 13 = 49$  KN

Paalgroep 1 :  $W_{\text{paal}} = (4891/7) + 49 = 748$  KN

Paalgroep 2 :  $W_{\text{paal}} = (23116/22) + 49 = 1100$  KN

Damwandscherm: profiel Larssen III<sub>2</sub> met  $h = 400$  mm en eigen gewicht van  $1,55 \text{ KN/m}^2$  wand.

Eigen gewicht wand incl. grond =  $(1 \times 7,1) \cdot 1,55 + (1 \times 7,1 \times 0,4) \cdot 20 = 67 \text{ KN/m}$  hoogte.

Hoogte wand moet zijn  $\frac{(2 \times 1148) + (6,5 \times 67)}{50 \times 7,1} = 7,7$  m. De wand

moet hoger gemaakt worden. Neem 8,0 m.

Hoogte:  $\frac{(2 \times 1148) + (8 \times 67)}{50 \times 7,1} = 8,0$  m. Het voldoet.

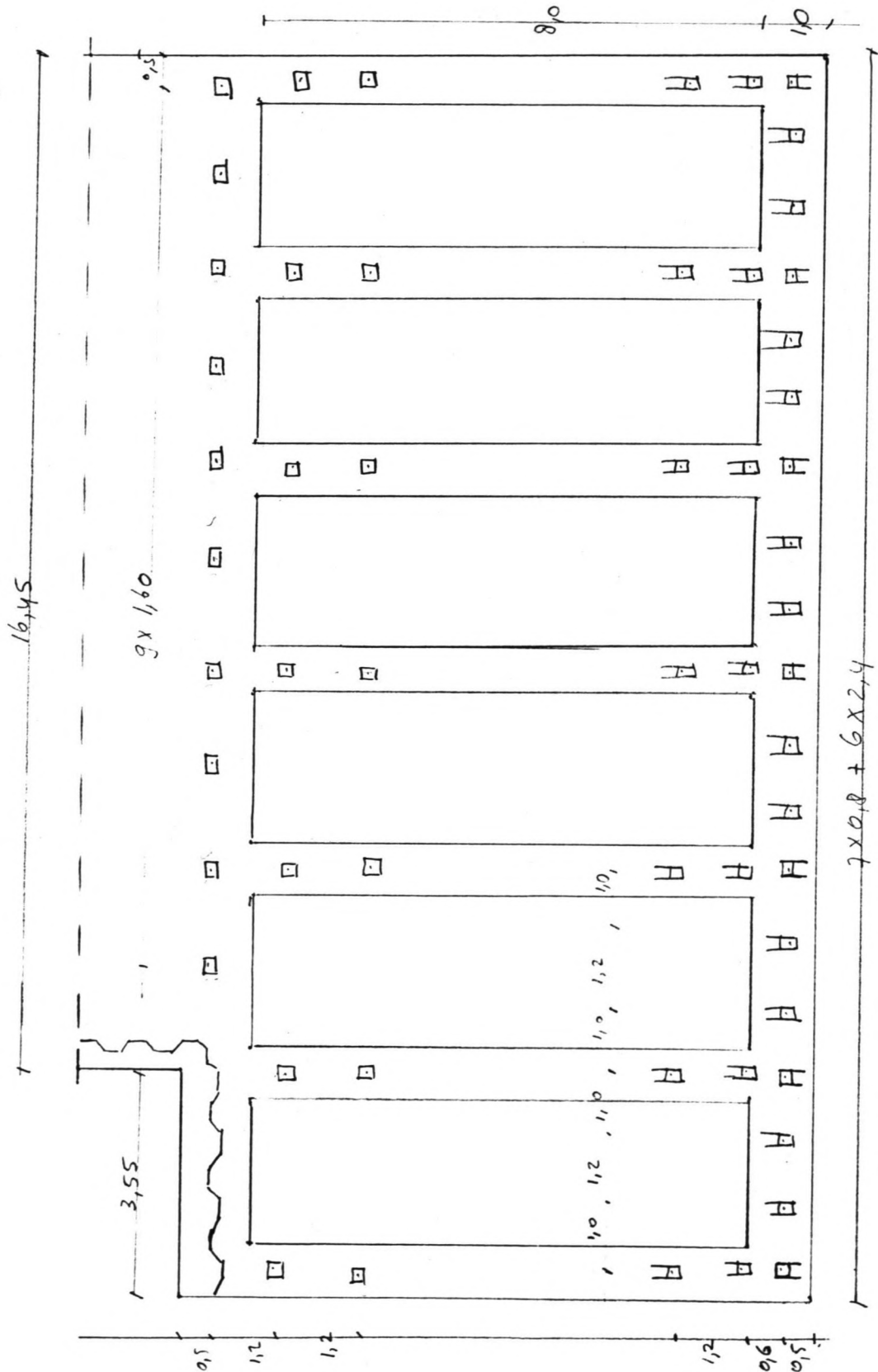
Hier wordt aangenomen, dat de veerconstante van de palen en het damwandscherm gelijk zijn.

✓

Palenplan middenstuk schutsluis/pijlersstuw .

Schoorpalen 3:1

lpaal = 13m, afmeting 0,4 x 0,4 m,  $\bar{W}$ paal = 1148 KN



De dikke constructie-onderdelen ( $> 1,0$  m) van gewapend beton, die blootstaan aan zonsbestraling overdag en afkoeling 's nachts, ondergaan een temperatuursbelasting. Om scheurvorming te voorkomen moeten ze extra worden gewapend, als de aanwezige wapening niet voldoende is.

### Temperatuursbelasting op de constructie

Dagelijks max.temperatuur =  $31,7^{\circ}$       verschil =  $T = 8,5^{\circ}$  C (zie voor-  
 Dagelijks min.temperatuur =  $23,2^{\circ}$       neem  $T = 10^{\circ}$  C      onderzoek)

Zie dictaat g28: B22,5 = B25

$$f_{cc} = 25 \text{ N/mm}^2, \sigma_{cr} = \gamma \cdot f_{ctm,0} = 0,62 \cdot 2,9 = 1,8 \text{ N/mm}^2$$

spanning waarbij beton scheurt.

$$\epsilon = \frac{\Delta l}{l} = \frac{\alpha \cdot T}{1/2} = \frac{12 \cdot 10^{-6} \cdot 10}{10} = 12 \cdot 10^{-6}$$

$$\text{Minimum wapeningspercentage} = \omega_{\min} = \frac{f_{ctm,0}}{f_{st} - \epsilon_{cr} E_{st}} = \frac{2,9}{400 - 12 \cdot 10^{-6} \cdot 2,1 \cdot 10^5} = 0,73\%$$

$$E_{st} = E_a = 2,1 \cdot 10^5 \text{ N/mm}^2$$

$$N = \frac{E_{st}}{E_b} = 7 \quad N_{cr} (\Delta T) = \sigma_{cr} \cdot A_c (1 + n\omega) = 1,8 \cdot 1000 \cdot 1000 (1 + 7 \cdot 0,0073) = 1898 \cdot 10^3 \text{ N/m}^2$$

$$\sigma_{s,cr} = \frac{N_{cr}}{A_s} = \frac{1898 \cdot 10^3}{7300} = 260 \text{ N/mm}^2$$

$$w = 2 \left[ \frac{(1+N) k_{s,cr} (\sigma_{cr} - N_{cr})}{8C \cdot E_s} \right] \frac{1}{1+N}$$

$$N = 0,18$$

$$C = 0,38 f_{cc}^* = 0,38 (f_{cc} + 4) = 0,38 (25 + 4) = 11,02 \quad \left. \begin{array}{l} N \text{ en } C \text{ afhankelijk v/d} \\ \text{ligging van de wapening} \end{array} \right\}$$

$$\text{Stel } \phi = 20 \text{ mm}$$

$$w = 2 \left[ \frac{(1+0,18) 20 \cdot 260 (260 - 7 \cdot 1,8)}{8 \cdot 11 \cdot 2,1 \cdot 10^5} \right] \frac{1}{1+0,18} = 0,24 \text{ mm}$$

Bovenstaande  $w = 0,24$  mm is voor het middenstuk met  $l = 20$  m  
 voor de eindstukken:  $\epsilon = 9,6 \cdot 10^{-6}$

$$\omega_{\min} = \frac{2,9}{400 - 9,6 \cdot 10^{-6} \cdot 2,1 \cdot 10^5} = 0,73\%$$

$$w = 0,24 \text{ mm}$$

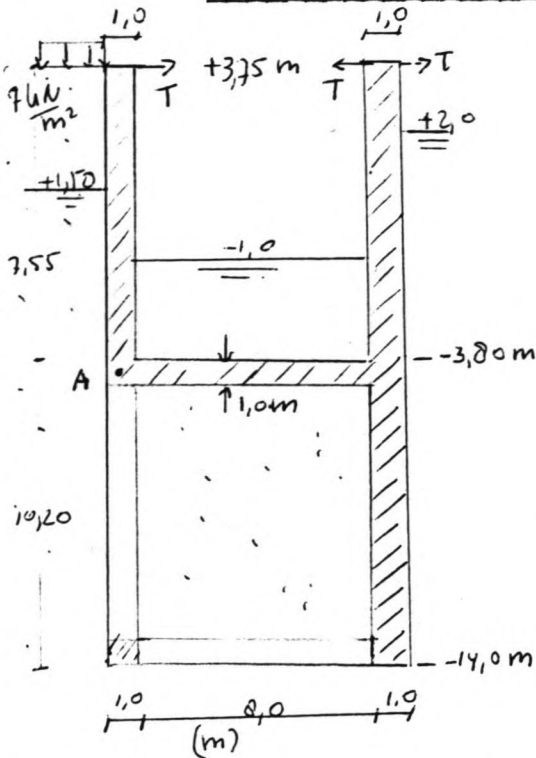
$$\text{Bij toepassing van } \phi_k = 16 \text{ mm} \quad w = 0,20 \text{ mm}$$

$$\phi_k = 12 \text{ mm} \quad w = 0,16 \text{ mm}$$

Het eindstuk van de schutsluis met diepe fundering

- De linker - en rechterwand onder belastinggeval 1
- De linker - en rechterwand onder belastinggeval 2
- De linkerwand onder belastinggeval 4
- Dwarsdoorsnede : belastinggeval 1
- Dwarsdoorsnede : belastinggeval 2
- Dwarsdoorsnede : belastinggeval 4
- Fundering en palenplan

Het eindstuk v/d sluiskolk benedenstrooms met een diepe fundering



Controle van de wanddikte.

De linkerwand

Belastingen-mobiele bovenbelasting = 7 KN/m<sup>2</sup>

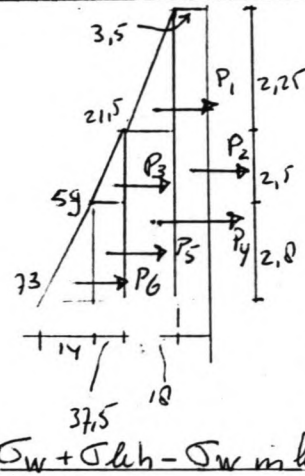
-Troskracht T = 100/25 = 4 KN/m<sup>1</sup>

Belastinggeval 1:

in kolk NSP-1,0 m

grondwaterstand NSP + 1,50 m

buitenwaterstand = NSP + 2,0 m



$\sigma_w + \sigma_{lh} - \sigma_w \text{ in kolk}$

$\sigma_{lv} = \sigma_{lh}$

peil	$\sigma_g$	$\sigma_w$	$\sigma_g - \sigma_w$	$\lambda \times \sigma_{lv}$	$(\sigma_w + \sigma_{lh}) - \sigma_w \text{ in kolk}$
+ 3,75	7	0	7	3,5	3,5
+ 1,50	$2,25 \times 16 + 7 = 43$	0	43	21,5	21,5
- 1,0	$2,5 \times 20 + 43 = 93$	25	68	34	59,0
- 3,80	$2,8 \times 20 + 93 = 149$	53	96	48	73
-14,0	$10,2 \times 20 + 149 = 353$	155	198	99	

Kracht KN/m <sup>1</sup>	arm(m)	moment $\sum^+$ KNm/m <sup>1</sup>
$P1 = \frac{1}{2}(18 \times 2,25) = 20,3$	$\frac{2,25}{3} + 5,3$	122,5
$P2 = 3,5 \times 75,5 = 26,4$	$\frac{7,55}{2}$	99,8
$P3 = \frac{1}{2}(37,5 \times 2,5) = 46,9$	$\frac{2,5}{3} + 2,8$	170,3
$P4 = 18 \times 5,3 = 95,4$	$\frac{5,3}{2}$	252,8
$P5 = 37,5 \times 2,8 = 105,0$	$\frac{2,8}{2}$	147,0
$P6 = \frac{1}{2}(14 \times 2,8) = 19,6$	$\frac{2,8}{3}$	18,3
T = 4	7,55	30,2
<b>=317,6</b>		<b>=840,9</b>

arm en moment zijn t.o.v. de bovenkant van de vloer

Belastingfaktor  $\gamma = 1,7$

$$T_d = 1,7 \times 317,6 = 539,9 \text{ KN/m}^1 \quad T_d = \gamma T$$

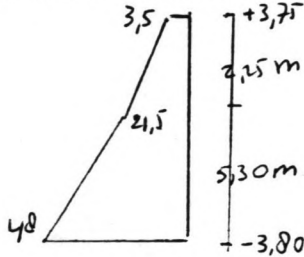
voor beton B22,5 is  $\tau_1 = 0,65 \text{ N/mm}^2$

$$\tau_d = \frac{539,9 \cdot 10^3}{b \cdot h} \leq 0,65 \quad \tau_d = \frac{T_d}{b \cdot h} < \tau_1, \quad \tau_1 = 0,65 \text{ N/mm}^2$$

$$b = 1 \text{ m} = 10^3 \text{ mm.} \quad h \geq 830 \text{ mm} \quad \text{Neem } h = 1,0 \text{ m}$$

$$M_A = 840,9 + 317,6 \cdot \frac{1,0}{2} = 1000 \text{ KNm/m}^1$$

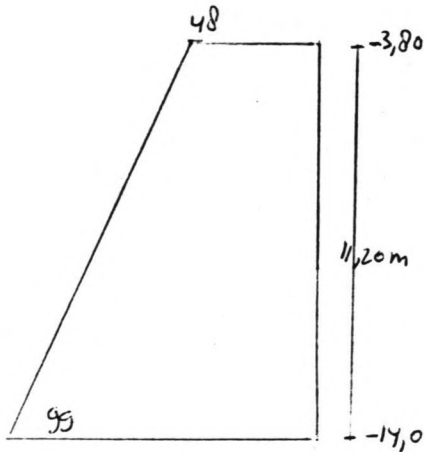
De negatieve kleeft van + 3,75 tot -3,80 m:  $E_H = \{\text{oppervlak } \sigma_{kh}\}$



$$E_H = \frac{3,5+21,5}{2} \cdot 2,25 + \frac{21,5+48}{2} \cdot 5,3 = 212,3 \text{ KN/m}$$

$$E_V = E_H \tan \delta = E_H \tan(2/3 \cdot 27,5^\circ) = 70,3 \text{ KN/m}^1$$

De negatieve kleeft van -3,80 tot 14,0 m:



$$E_H = \frac{48+99}{2} \cdot 11,20 = 823 \text{ KN/m}^1$$

$$E_V = E_H \tan \delta = E_H \tan(2/3 \cdot 27,5^\circ) = 273 \text{ KN/m}^1$$



De rechterwand

Belastinggeval 1: Stel scheepstoot = troskracht = 4 KN/m<sup>1</sup>

Kracht

$$P1 = \frac{28 \times 2,8}{2} = 39,2$$

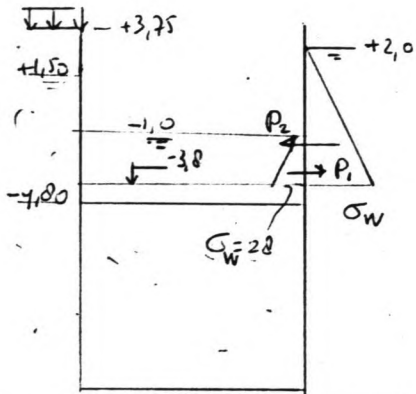
$$P2 = \frac{58 \times 5,8}{2} = 168,2$$

$$T = \quad \quad \quad + 4$$


---


$$= 133$$

$$T_d = \frac{1,7 \times 133 \cdot 10^3}{1.1 \cdot 10^6} = 0,23 \text{ N/mm}^2 < \tau_1$$



peil	$\sigma_g$	$\sigma_w$	$\sigma_{kv}$	$\sigma_{hh} = \lambda_n \sigma_{kv}$
- 4,80	63	63	0	0
-14,0	$63 + 9,2 \times 20 = 247$	155	92	46

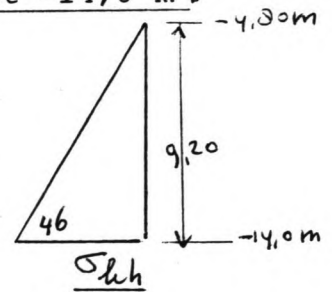
De negatieve over de rechterwand van -4,80 m tot -14,0 m:

$$E_H = \frac{1}{2} \times 46 \times 9,20 = 211,6 \text{ KN/m}^1$$

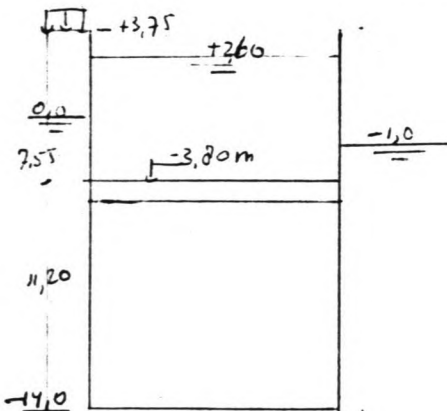
$$E_V = E_H \tan(2/3 \cdot 27,5^\circ) = 70 \text{ KN/m}^1$$

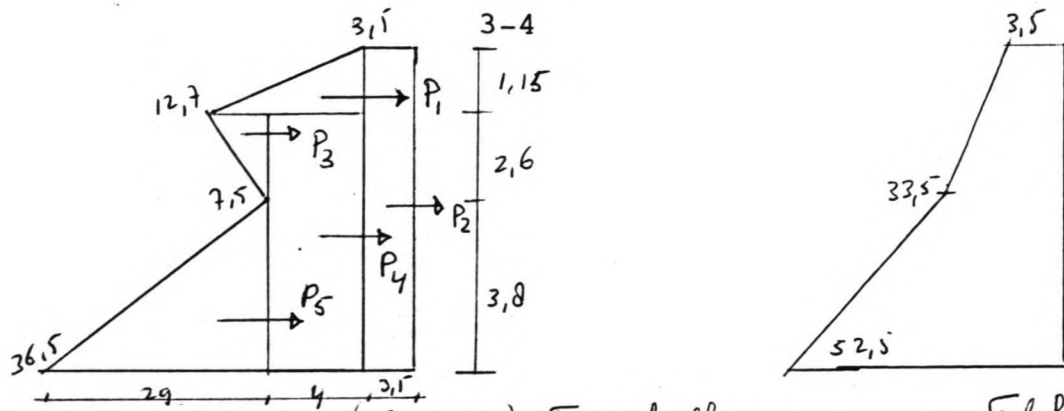
De linkerwand

Belastinggeval 2: water in kolk NSP + 2,60 m  
 grondwaterstand NSP + 0,0 m  
 buitenwaterstand NSP-1,0 m



peil	$\sigma_g$	$\sigma_w$	$\sigma_{kv}$	$\sigma_{hh} = \lambda_n \sigma_{kv}$	$(\sigma_w + \sigma_{hh}) - \sigma_w \text{ in kolk}$
+ 3,75	7	0	7	3,5	3,5
+ 2,60	$1,15 \times 16 + 7 = 25,4$	0	25,4	12,7	12,7
0,0	$2,6 \times 16 + 25,4 = 67,0$	0	67,0	33,5	7,5
- 3,80	$3,8 \times 20 + 67 = 143$	38	105	52,5	36,5
-14,0	$11,2 \times 20 + 143 = 367$	140	113,5		





$(\sigma_w + \sigma_{hh}) - \sigma_w$  in holle

$\sigma_{hh}$

kracht (KN/m <sup>1</sup> )	arm (m)	moment + (KNm/m <sup>1</sup> )
$P_1 = \frac{1}{2}(9,2 \times 1,15) = 5,3$	$\frac{1,15}{3} + 6,4$	35,9
$P_2 = 3,5 \times 7,55 = 26,4$	$\frac{7,55}{2}$	99,8
$P_3 = \frac{1}{2}(5 \times 2,6) = 6,5$	$\frac{2,6}{3} + 3,8$	30,3
$P_4 = 4 \times 6,4 = 55,1$	$\frac{6,4}{2}$	81,9
$P_5 = 4 \times 6,4 = 25,6$	$3,8 \frac{2}{3}$	139,6
T = 4	7,55	30,2
+ 122,9		+ 418

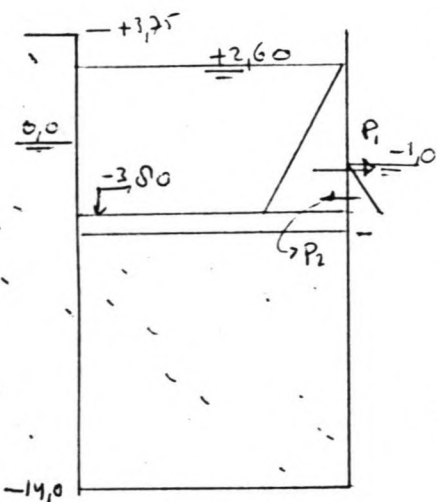
$$\tau_d = \frac{1,7 \times T}{bh} = \frac{1,7 \times 123 \cdot 10^3}{1,1 \cdot 10^6} \text{ N/mm}^2 = 0,21 \text{ N/mm}^2 < \tau_1$$

$$\text{De negatieve kleeft: } E_H = \frac{3,5 + 33,5}{2} \cdot 3,75 + \frac{33,5 + 52,5}{2} \cdot 3,8 = 163,4 \text{ KN/m}^1$$

$$E_V = E_H \tan \delta (2/3 \cdot 27,5^\circ) = 54,1 \text{ KN/m}^1$$

De negatieve kleeft van -3,80 tot -14,0 m

$$E_V = \frac{52,5 + 113,5}{2} \cdot 11,20 \tan (2/3 \cdot 27,5^\circ) = 308 \text{ KN/m}^1$$



De rechterwand: belastinggeval 2:

kracht KN/m<sup>1</sup>

$$P_1 = \frac{6,4 \times 6,4}{2} = 204,8$$

$$P_2 = \frac{2,8 \times 2,8}{2} = -39,2$$

$$T = 4$$

$$169,6$$

$$\tau_d = \frac{\gamma T}{bh} = \frac{1,7 \cdot 169,6 \cdot 10^3}{1,1 \cdot 10^6} = 0,29 \text{ N/mm}^2 < \tau_1$$

peil (m)	$\sigma_g$	$\sigma_w$	$\sigma_{kv}$	$\sigma_{kli} = \lambda_n \sigma_{kv}$
-4,80	48	48	0	0
-14,0	$48 + 9,2 \times 20 = 232$	140	92	46

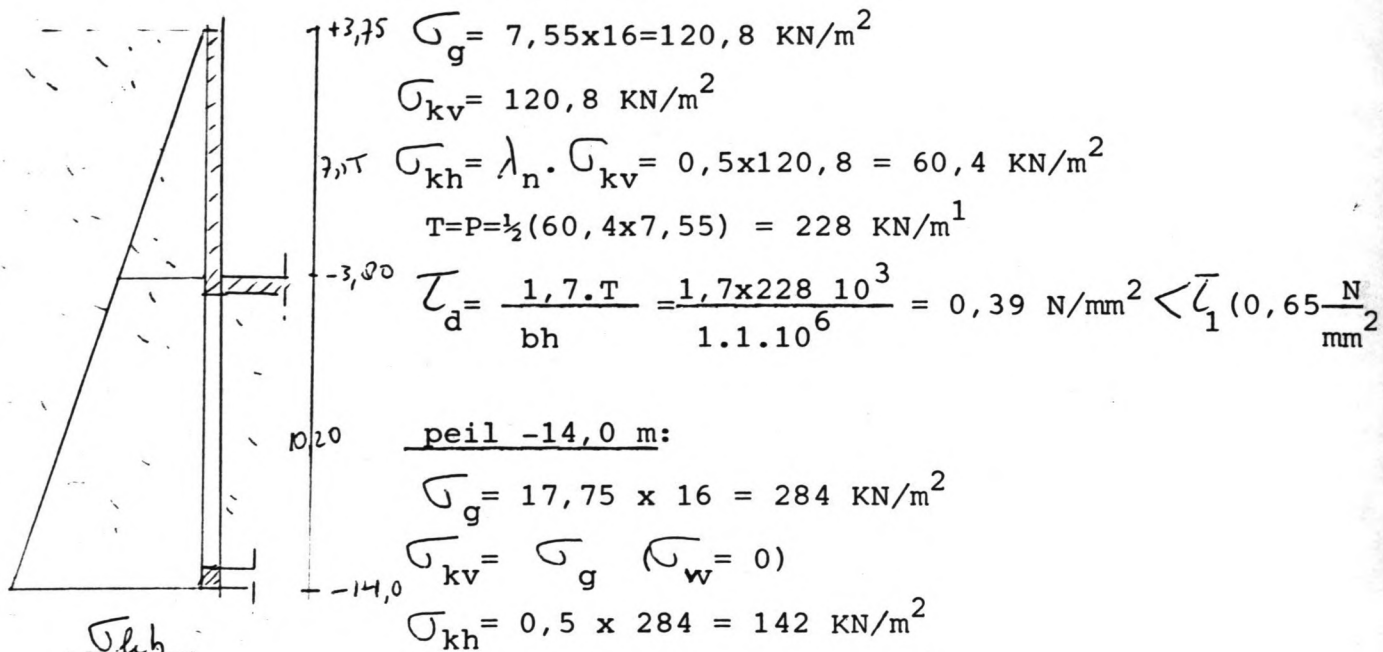
De negatieve kleeft over de rechterwand van -4,80 tot -14,0 m:

$$E_H = \frac{1}{2} \times 46 \times 9,20 = 211,6 \text{ KN/m}^1$$

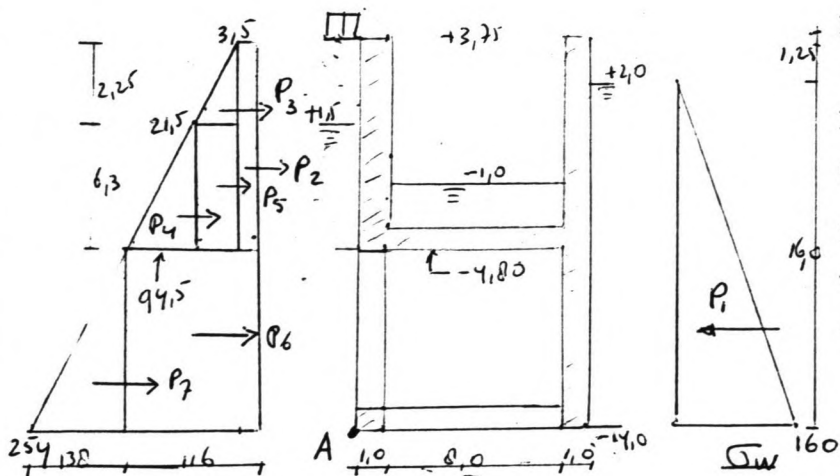
$$E_V = E_H \tan(2/3 \cdot 27,5^\circ) = 70 \text{ KN/m}^1$$

Belastinggeval 4 : wel aanaarding, geen grondwater, geen water in de kolk

De linkerwand:



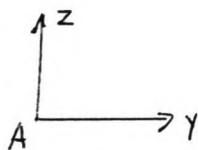




Dwarsdoorsnede eindstuk onder belastinggeval 1

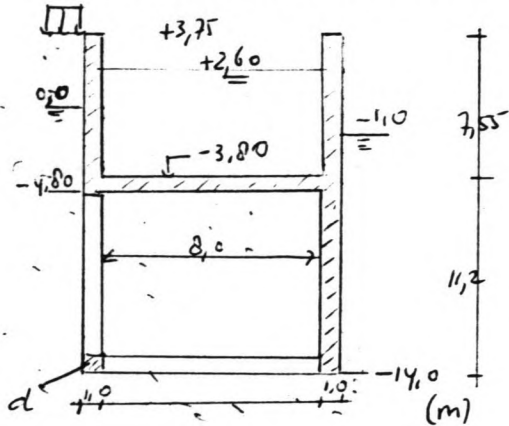
De linkerwand is niet geheel gesloten. De  $(\sigma_w + \sigma_{kh})$  onder NSP - 4,80 m werken op de gehele wand als er op gewelfwerking van de grond wordt gerekend.

$\sigma_w + \sigma_{kh}$   
(zie bla. 3-1)



kracht (KN) $\rightarrow$	arm t.o.v. A (m)	moment + t.o.v. A (linker- onderhoek)
$P_1 = 25 \left\{ \frac{160 \times 16}{2} \right\} = -32\ 000$	$\frac{16}{3}$	- 170 667
$P_2 = 25 (3,5 \times 8,55) = 748$	$\frac{8,55}{2} + 9,2$	10 079
$P_3 = 25 \left\{ \frac{18 \times 2,25}{2} \right\} = 506$	$\frac{2,25}{3} + 14,5$	7 716
$P_4 = 25 \left\{ \frac{94,5 \times 6,3}{2} \right\} = 7442$	$\frac{6,3}{3} + 9,2$	84 095
$P_5 = 25 (18 \times 6,3) = 2835$	$\frac{6,3}{2} + 9,2$	35 012
$P_6 = 25 (9,2 \times 116) = 26680$	$\frac{9,2}{2}$	81 818
$P_7 = 25 \left\{ \frac{9,2 \times 138}{2} \right\} = 15870$	$\frac{9,2}{3}$	48 668
22081		+ 96 721 KNm

$z = 4,38\ m$

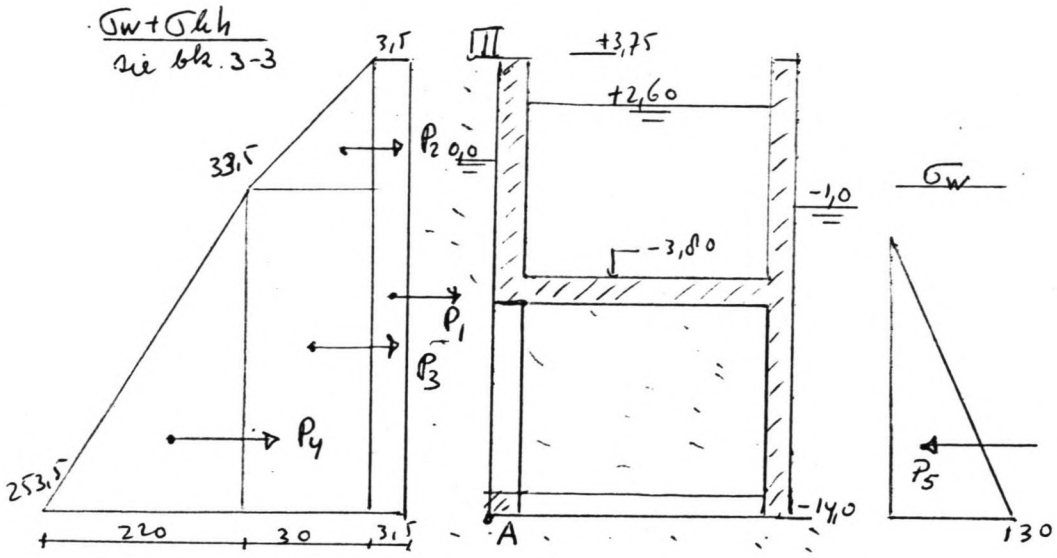
Belastinggeval 2 (zie grond-/waterstanden schets)

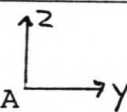
De belastingen op linker- en rechterwand worden bepaald.

zie belastinggeval 1

<u>De linkerwand</u>	<u>De rechterwand</u>
- de wand van +3,75 m tot -4,80 m = 5130	= 5130
- de sluisvloer (idem als het middenstuk zie blz. 2-12) = $\frac{25 \times 160}{2}$ = 2000	= 2000
- pijlers onder de wand = 1771	- de wand van -4,80 tot 4,0 m = 5520
- balk d = 600	
- de grond tussen de pijlers = 2624	
- de negatieve kleef (zie blz. 3-3 en 3-4) van + 3,75 tot -3,80 = 25 x 54 = 1350 van -3,80 tot -14,0 = 9 x 308 = 2772	- de negatieve kleef zie blz. 3-5 = 25 x 70 = 1750
- de belastingen van de koppelbalken (zie blz. 2-13 van het middenstuk): = 10052	= 10052
- de grondwaterdruk -(1x25) x (14x10) = -3500	(1x25) x (13x10) = -3250
+ _____	+ _____
21028 KN	21202 KN

De dwarsdoorsnede v/h eindstuk onder belastinggeval 2



krachten (KN)	arm A 	moment t.o.v.A
$P_1 = 25 (3,5 \times 17,75) = 1553$	$\frac{17,75}{2}$	13782
$P_2 = 25 \frac{30 \times 3,75}{2} = 1406$	$14 + \frac{3,75}{3}$	21441
$P_3 = 25 (30 \times 14) = 10500$	$\frac{14}{2}$	73500
$P_4 = 25 \frac{220 \times 14}{2} = 38500$	$\frac{14}{3}$	179666
$P_5 = -25 \frac{130 \times 13}{2} = -21125$	$\frac{13}{3}$	91542
+ H = 30834		+ 196849

z = 6,38 m

Belastinggeval 4: wel aanaarding, geen grondwater, geen water in kolk ( bouwfase)

Belastingen op

linkerwand

- de wand van +3,75 tot -4,80 m=  
= 5130

- de sluisvloer (idem als het  
middenstuk zie blz. 2-12)

$$\frac{25 \times 96}{2} = 4800$$

- de pijlers = 1771

- balk d = 600

- de grond tussen de pijlers:

$$= 8(2 \times 1 \times 8,2) \gamma_d =$$

$$= 8(2 \times 1 \times 8,2) 16 = 2099$$

- de belastingen van de koppel-  
balken (blz. 2-13 v/h middenstuk):

$$= 9 \frac{404 \times 8}{2} = 14544$$

\_\_\_\_\_ +

28944 KN

rechterwand

- de wand van + 3,75 tot -4,80 m =  
= 5130

- = 4800

- de wand van - 4,80 tot -14,0 m =  
= 5520

$$= 14544$$

\_\_\_\_\_ +

29994 KN

de krachten in dwarsrichting ( zie blz. 3-5)

$H = 25 \frac{142 \times 17,75}{2} = 31506$  KN als er aanaarding is tegen de  
gehele hoogte van de wand in de bouwfase.



Belastingresultantes v/h eindstuk met diepe fundering

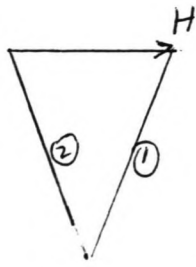
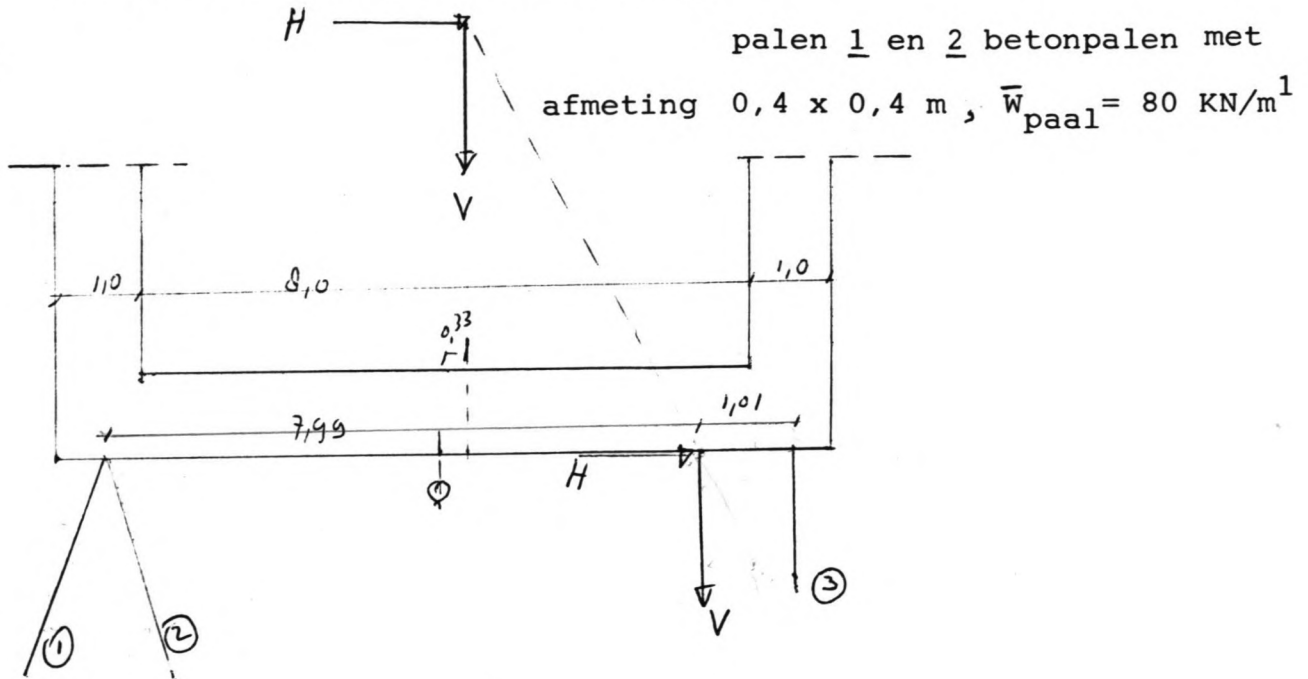
	Linkerwand	Rechterwand
Belastinggeval 1	V= 22099 KN H= 22081 KN	V = 20234 KN
Belastinggeval 2	V= 21028 KN H= 30834 KN	V = 21202 KN
Belastinggeval 3	alleen het eigen gewicht	
Belastinggeval 4	V=28944 KN H=31506 KN	V = 29994 KN

Maatgevende belastinggeval 4

$$H = 31506 \text{ KN}$$

$$V = 28944 + 29994 = 58938 \text{ KN}$$

Paalgroepen 1 en 2 links met een helling van  $\frac{3}{1}$   
een damwandscherm als fundering 3.



Tengevolge van H:  
paalgroepen 1 = - paalgroep 2 =

$$\frac{\sqrt{10^1}}{1} \cdot \frac{H}{2} = \frac{10}{1} \cdot \frac{31506}{2} = 49815 \text{ KN}$$

Tengevolge van V:

$$\text{paalgroep } \underline{3} = - \frac{7,99}{7,99+1,01} \cdot 58938 = -52323 \text{ KN.}$$

$$\begin{aligned} \text{paalgroep } \underline{1} = \text{paalgroep } \underline{2} &= - \frac{1,01}{7,99+1,01} \cdot \frac{58938}{2} \cdot \frac{10}{3} = \\ &= -3485 \text{ KN} \end{aligned}$$

totale paalgroepbelasting:

$$\text{paalgroep } \underline{3} = -52323 \text{ KN}$$

$$\text{paalgroep } \underline{1} = +49815 - 3485 = +46330 \text{ KN}$$

$$\text{paalgroep } \underline{2} = -49815 - 3485 = -53300 \text{ KN}$$

De rechterwand: De aanwezige damwandscherm tegen onderloopsheid krijgt ook een dragende functie. Het wordt op kleef gedimensioneerd. Maatgevend is het oppervlak van de scherm.

Het oppervlak per m hoogte =  $2 \times 25 = 50 \text{ m}$ .

Totale belasting = 52323 KN.

Onderkant van het eindstuk is op NSP - 14,0 m.

Het toelaatbare wrijvingsdraagvermogen  $\bar{W} = 50 \text{ KN/m}$  van NSP-14,0m tot NSP -24,0m en  $\bar{W} = 200/3 \text{ KN/m}$  van NSP -24,0 tot NSP - 38,0m.

Draagvermogen =  $(1 \times 50 \times 50) = 2500 \text{ KN/m}$  van -14,0m tot -24,0 m.

Draagvermogen =  $(1 \times 50 \times 200/3) = 3333 \text{ KN/m}$  van -24,0m tot -38,0m.

Bepaling van de hoogte van de damwand:

Het eigen gewicht van de scherm incl. grond =  $(25 \times 1) 1,55 + (25 \times 1 \times 0,4) 20 =$   
 $= 238 \text{ KN/m}$  hoogte.

Bijdrage van de scherm van - 14,0 tot -24,0m =

$$= (10 \times 2500) - (10 \times 238) = 22620 \text{ KN.}$$

Over van de belasting =  $52323 - 22620 = 29703 \text{ KN}$

Hoogte van de wand onder NSP - 24,0 m =  $\frac{29703}{3333,238} = 9,0 \text{ m}$

Totale hoogte =  $9 + 9 = 18 \text{ m}$

De linkerwand: gladde prefab. betonpalen  $0,4 \times 0,4 \text{ m}$ .

Het eigen gewicht =  $(0,4 \times 0,4 \times 1) 24 = 3,8 \text{ KN/m}$

Lengte = 32 m.  $\bar{W}_{\text{paal}} = (10 \times 80) + (22 \times 107) = 3154 \text{ KN}$

$\bar{W}_{\text{paal}}$  wordt  $3154 - (32 \times 3,8) = 3032 \text{ KN}$

Aantal palen =  $53300 : 3032 = 18$

In verband met het moeilijke transport, fabricage en heien van lange betonpalen moeten ze in delen worden gemaakt.

De bestaande verbindingen tussen de paaldelen zijn alleen geschikt voor drukpalen.

.Als trekpalen worden stalen buispalen toe-  
 gepast: Stalen Manesmann buispalen  $\phi = 508$  mm  
 eigen gewicht=0,5 KN/m  
 wanddikte=4 mm en  $\pi$  staal-  
 oppervlak= 63,3 cm<sup>2</sup>

Manteloppervlak=  $\pi D = 3,14 \cdot 0,508 = 1,6$  m<sup>2</sup>/m

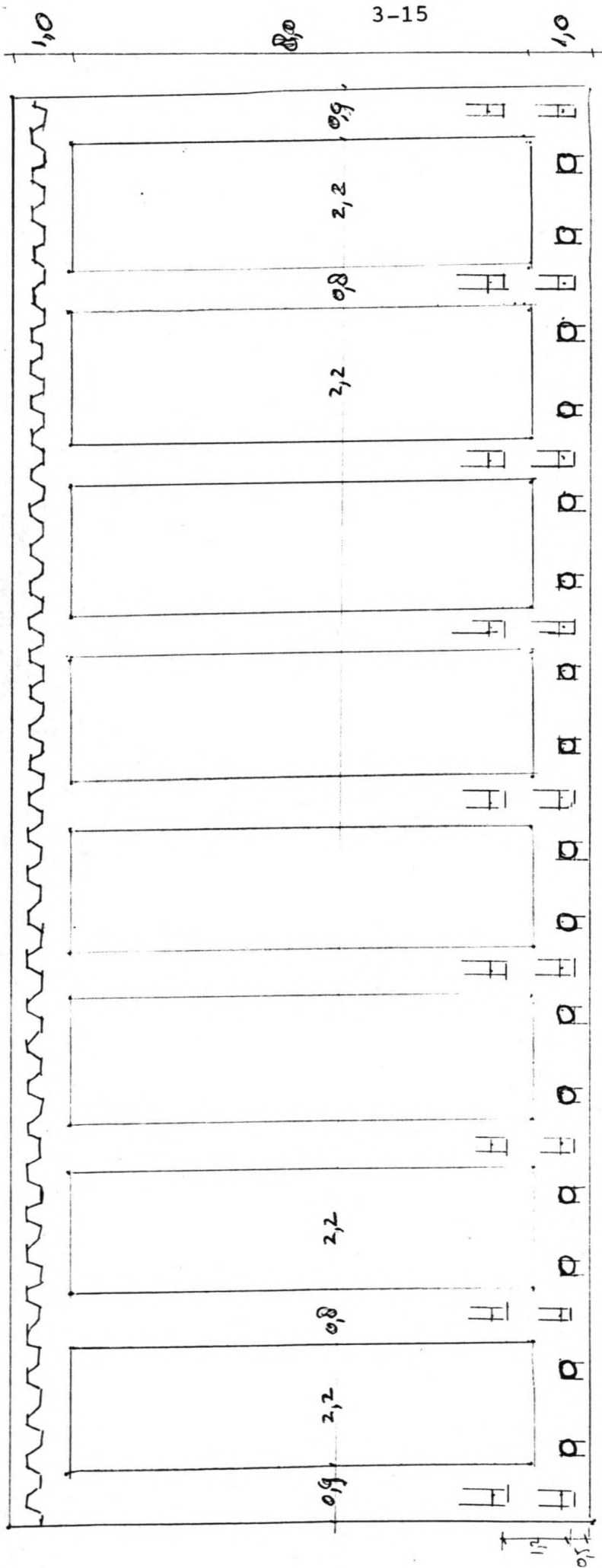
Eigen gewicht paal incl. ingesloten grond=  $0,5 + \frac{1}{4} \cdot \pi \cdot D^2 = 4,6$  KN/m paal

Lente paal 32 m

$$\bar{W}_{\text{paal}} = (10 \times 80) + (22 \times 107) - (32 \times 4,6) = 3032 \text{ KN}$$

$$\text{Aantal palen} = 46330 : 3032 = 16$$

Palenplan: lengte betonpaal = 32 m  
 helling 3 : 1, afmeting 0,4 x 0,4 m  
 damwandscherm heeft een dragende functie



0,5, 0,9, 1,2, 0,9, 0,9, 1,2, 0,9, 0,9, 1,2

25,0 m

lengte paal = 32 m

hoogte damwand = 18 m

afmeting = 0,4 x 0,4 m

Stalen buispalen  $\phi = 508$  mm

2

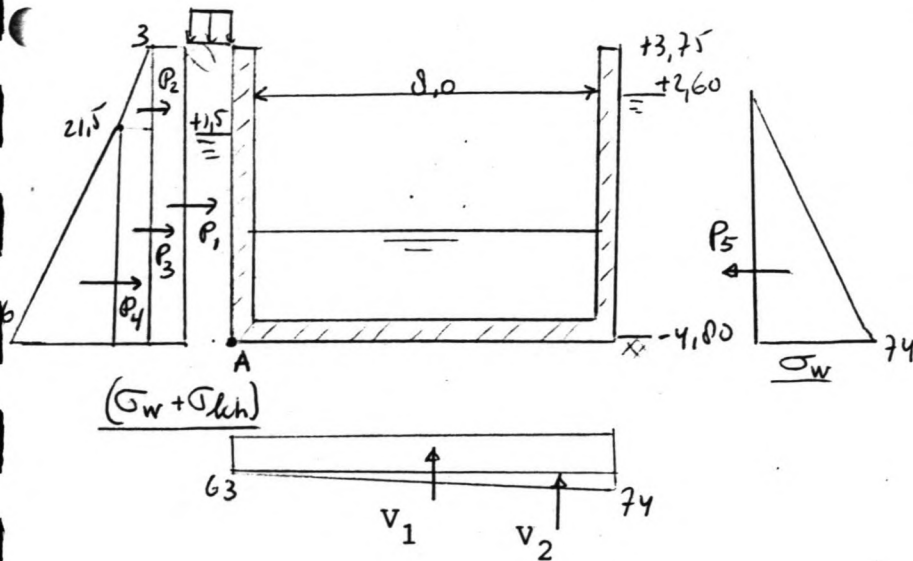
Het eindstuk met een ondiepe fundering

Voor de dimensionering van de wanden geldt hetzelfde gesteld bij het eindstuk van de schutsluis met een diepe fundering. Dus de wanden en vloer zijn 1,0 m dik.

De belastingen in langsrichting zijn symmetrisch. Alleen de belastingen in dwarsrichting worden in beschouwing genomen. Dit gedeelte van de schutsluis is aan de bovenstroomse zijde van de stuw. De buitenwaterstand in de gebruikstoestand is NSP + 2,60 m.

De belastinggevallen zijn:

- 1 water in kolk NSP - 1,0 m en grondwaterstand NSP+1,50 m
- 2 water in kolk NSP +2,60 m en grondwaterstand NSP +0,0 m
- 3 alleen het eigen gewicht in de bouwfase
- 4 in de bouwfase met aanaarding



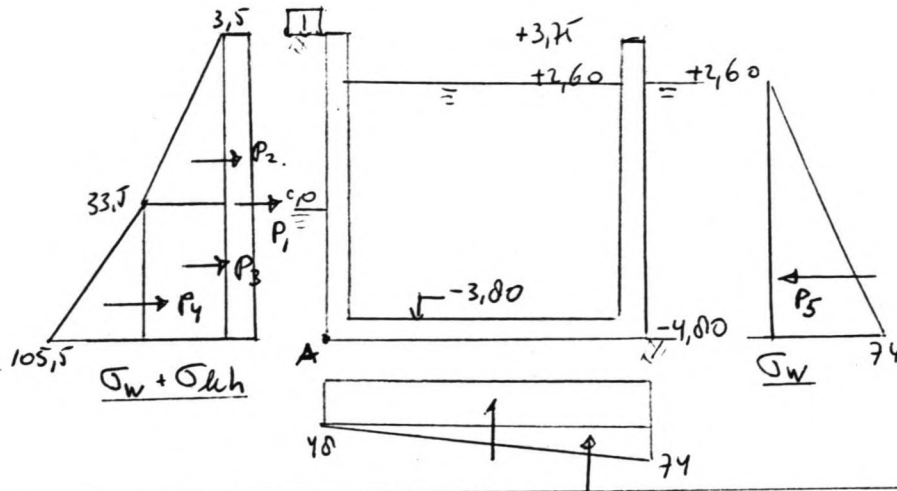
## Belastinggeval 1

De belastingen zijn per 1m lengte genomen. Voor  $(\sigma_w + \sigma_{kh})$  zie blz. 3-1 het eindstuk met een diepe fundering.

Horizontale krachten	arm t.o.v.A	moment t.o.v.A
$P_1 = 3,5 \times 8,55 = 30$	$8,55/2$	128
$P_2 = \frac{1}{2}(18 \times 2,25) = 20$	$6,3 + 2,25/3$	141
$P_3 = 18 \times 6,30 = 113$	$6,3/2$	256
$P_4 = \frac{1}{2}(6,3 \times 94,5) = 298$	$6,3/3$	626
$P_5 = -\frac{1}{2}(68 \times 6,8) = -274$ +	$7,4/3$	<u>- 675</u> +
187		476
$z = 2,55 \text{ m}$		
Vertikale krachten	arm	moment
eigen gew. $(1 \times 8,55 + 1 \times 8) 24 = 397$	1+4	1985
water $(3,8 \times 8) 10 = 304$	1+4	1520
grondwater $(63 \times 8) = -504$	1+4	- 2520
$\frac{1}{2}(11 \times 8) = -44$	$2/3 \cdot 5$	-147
negatieve kleef = <u>70,3</u> +	-	<u>-</u> +
223		838
$y = 3,75 \text{ m}$		

Voor de negatieve kleef zie blz. 3-2 v/h eindstuk met een diepe fundering. De berekening is dezelfde.

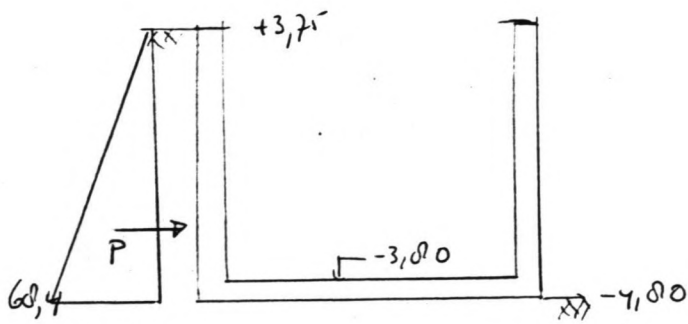
Belastinggeval 2

Zie voor  $(\sigma_w + \sigma_{kh})$   
blz.3-3.

Horizontale krachten	arm t.o.v.A	moment t.o.v.A
$P_1 = 3,5 \times 8,55 = 30$	8,55/2	128
$P_2 = \frac{1}{2} \times 30 \times 3,75 = 56$	$3,75/3 + 4,8$	339
$P_3 = 30 \times 4,8 = 144$	4,8/2	346
$P_4 = \frac{1}{2} (72 \times 4,8) = 173$	4,8/3	277
$P_5 = \frac{-38 \times 3,8}{2} = -274$	7,4/3	-68 +
129		415
$z = 3,20 \text{ m}$		
Vertikale krachten	arm t.o.v.A	moment t.o.v.A
e.g. = 397	5	1985
water $(6,4 \times 8) 10 = 512$	5	2560
grondwater $48 \times 8 \times 10 = -384$	5	-1920
$\frac{1}{2} \cdot 26 \times 8 = -104$	5/3	-173
kleef 308 +	0	0 +
729		2452
$y = 3,36 \text{ m}$		

Zie blz.3-4 van het eindstuk met een diepe fundering voor de negatieve kleef.





Slk

Horizontale kracht:  $P = \frac{1}{2}(68,4 \times 8,55) = 292 \text{ KN/m}$  en werkt op 2,85 m van NSP -4,80 m.

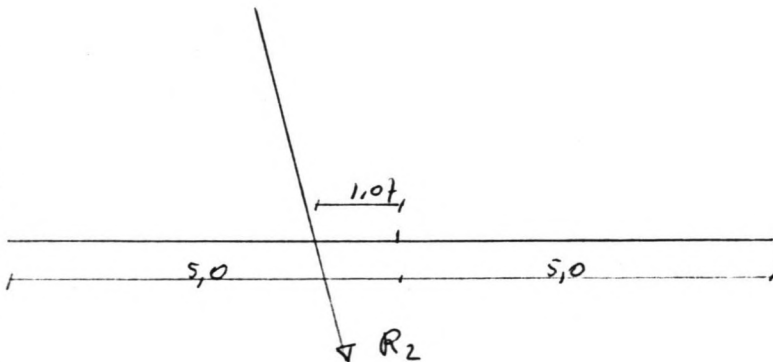
Vertikale krachten: het eigen gewicht = 397 KN/m,  $y = 5,0 \text{ m}$

Belastinggeval 4: zonder aanaarding en grondwater

Alleen het eigen gewicht: 397 KN/m

De belastingresultantes:

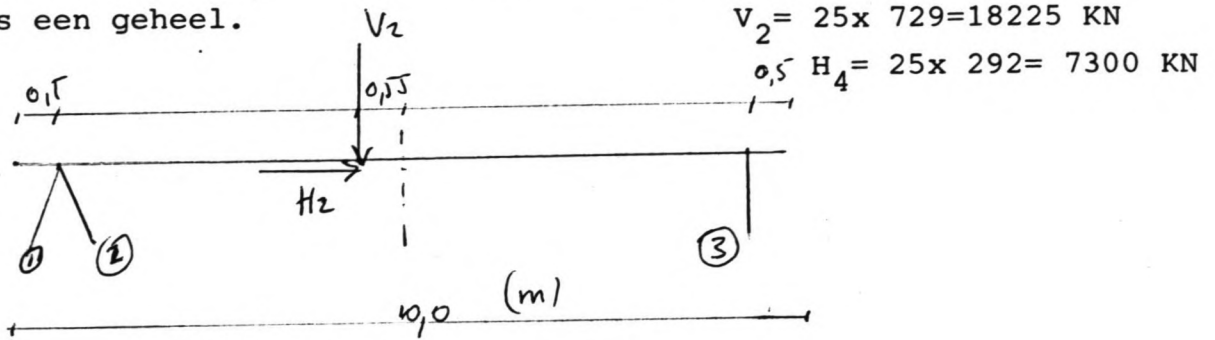
- $R_1$ :  $V = 223 \text{ KN/m}$   
 $H = 187 \text{ KN/m}$   
 $R_2$ :  $V = 729 \text{ KN/m}$   
 $H = 129 \text{ KN/m}$   
 $R_3$ :  $V = 397 \text{ KN/m}$   
 $R_4$ :  $V = 397 \text{ KN/m}$   
 $H = 292 \text{ KN/m}$



Kies voor de volgende paalplaatsing zie schets.

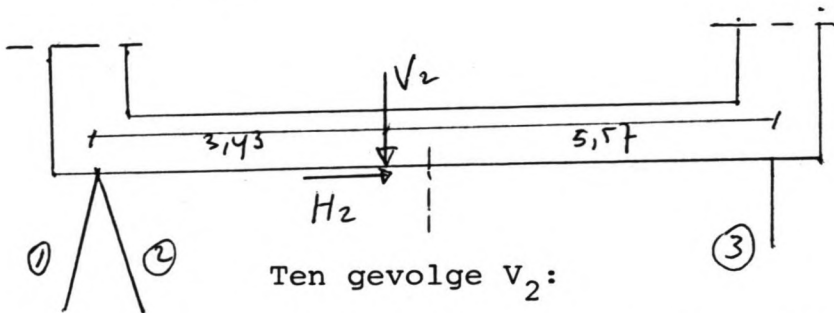
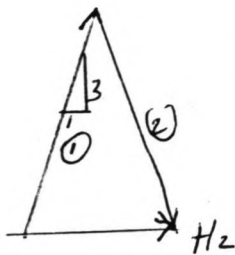
Schoorpalen met helling 3:1. Beschouw het eindstuk

als een geheel.



Ten gevolge  $H_4$ :

$$\text{paalgroep } \underline{1} = - \text{paalgroep } \underline{2} = \frac{\sqrt{10}}{1} \cdot \frac{7300}{2} = 11542 \text{ KN}$$



Ten gevolge  $V_2$ :

$$\text{paalgroep } \underline{3} = \frac{3,43}{3,43+5,57} \cdot 18225 = 6946 \text{ KN}$$

$$\begin{aligned} \text{paalgroep } \underline{1} = \text{paalgroep } \underline{2} &= - \frac{\sqrt{10}}{1} \cdot \frac{5,57}{5,57+3,43} \cdot \frac{18225}{2} = \\ &= -5945 \text{ KN} \end{aligned}$$

$$\text{Totale paalbelastingen } \underline{1} = 11542 - 5945 = 5597 \text{ KN}$$

$$\text{'' '' '' } \underline{2} = -11542 - 5945 = -17487 \text{ KN}$$

$$\text{'' '' '' } \underline{3} = -6946 \text{ KN}$$

Onderkant vloer eindstuk ligt op NSP - 4,80 m

$$\bar{w}_{\text{paal}} = 60 \text{ KN/m, paalafmeting } 0,3 \times 0,3 \text{ m, } \bar{w}_{\text{paal}} = 780 \text{ KN}$$

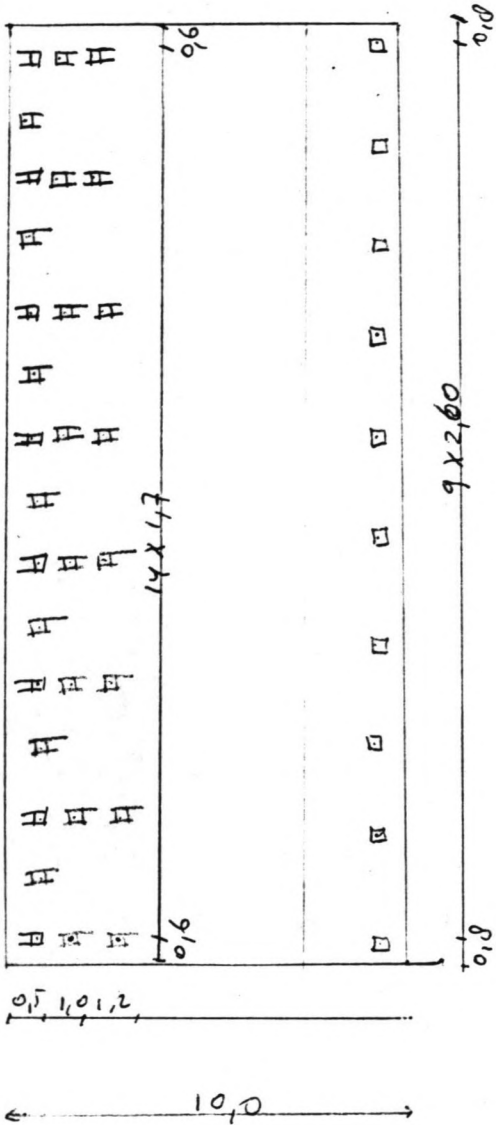
$$\text{Aantal palen groep } \underline{1} = 8$$

$$\text{'' '' '' } \underline{2} = 23$$

$$\text{'' '' '' } \underline{3} = 9$$



Het palenplan



$\bar{W}_{paal} = 780 \text{ KN}$ , afmeting  $0,3 \times 0,3 \text{ m}$   
 lengte  $13 \text{ m}$

Schoorpalen met helling 3:1

Controle van de  $\bar{W}_{paal}$  als het eigen gewicht van de palen wordt meege-rekend.

Paalgroep 1  $\bar{W}_{paal} = (5597/8) + 25 = 725 \text{ KN}$

Paalgroep 2  $\bar{W}_{paal} = (17487/23) + 25 = 783 \text{ KN}$

Paalgroep 3  $\bar{W}_{paal} = (6946/10) + 25 = 720 \text{ KN}$

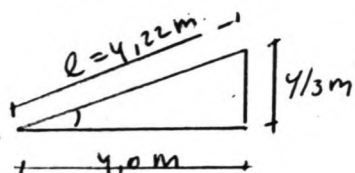
Opmerking: De paalpuntweerstand wordt verwaarloosd.

5 het boven - en benedenhoofd van de schutsluis

## De sluisdeur

Het zijn puntdeuren in staal uitgevoerd. De afmetingen en constructieschema worden bepaald. De sluiscolkbreedte = 8 m.

Met een helling van de slagdrempel van 3 : 1 is de deurlengte te bepalen. De lengte = 4,22 m. Dit moet vermeerderd worden met

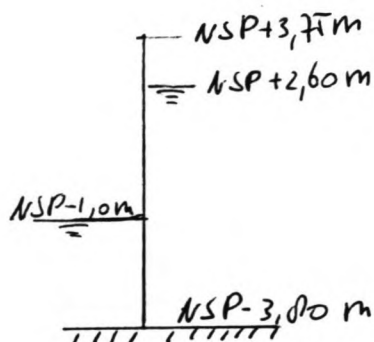


de deurdikte. De maximale waterstanden voor de bepaling van de hoogte van de deur.

De bovenkant van de deuren en kolkwand aan bovenstroomse zijde is op : hoogste waterstand + 1,0 + opwaaiing = 2,60 + 1,0 + 0,14 = 3,74 = NSP + 3,75 m

De hoogte = 3,75 + 3,80 = 7,55 m

De hoogte moet vermeerderd worden met de onderaanslag. Het wordt een stijlen deur. Zie schema en afmetingen.



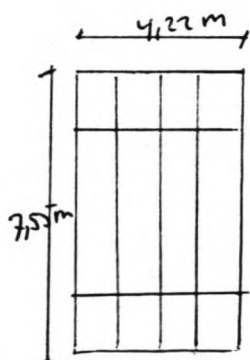
De dimensionering van de deur is bijna identiek als de plaatliggerbrug. Het verschilt alleen in de beplating. Bij de brug is het brugdek los van de liggers. Bij de deur is de stalen beplating vastgelast aan de liggers, waarbij een meewerkende breedte voor

de liggers en stijlen wordt bepaald. In het kader van dit afstudeeronderwerp zijn de

reaktiekrachten van de constructie (sluis-hoofd) van belang. Daarom wordt het eigen gewicht van de deur geschat op  $500 \text{ kg/m}^2$  deur.

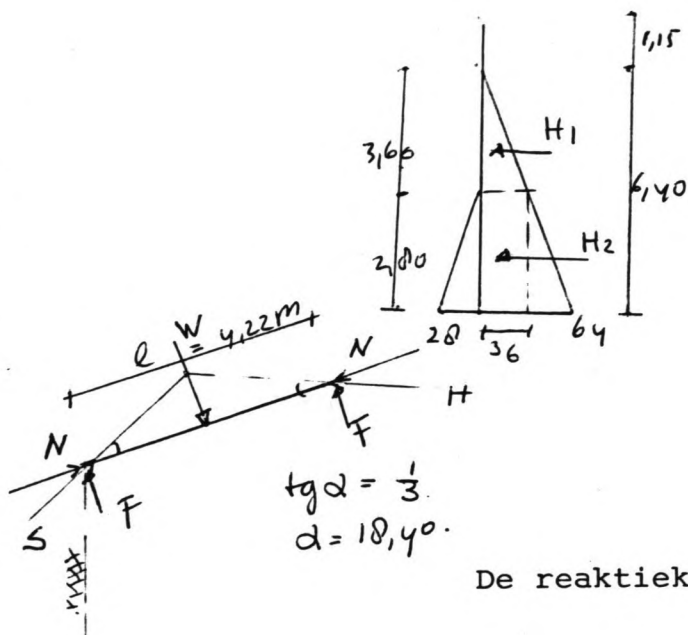
( Zie handleiding : stalen puntdeur)

$$500 \text{ kg/m}^2 = 5 \text{ KN/m}^2$$



De oplegreakties worden bepaald in de volgende toestanden:  
 1 gesloten deur: gewicht door taats, waterdruk door taats en scharnier.

2 open deur: gewicht door taats en scharnier (geen waterdruk)  
 De waterdruk is maatgevend voor de horizontale belastings-  
 toestanden. Hoogwater bovenstrooms en laag water in de kolk.



$$H_1 = 64,8 \text{ KN/m}$$

$$H_2 = 100,8 \text{ KN/m}$$

$W = 165,6 \text{ KN/m}$  en werkt op  
 2,33 m van NSP - 3,80m.

$$\text{Totaal } W = 4,22 \times 165,6 = 699 \text{ KN}$$

$$F = W/2 = 350 \text{ KN}$$

$$S = H = W/2 \sin \alpha = 1107 \text{ KN}$$

$$N = W/2 \tan \alpha = 1051 \text{ KN.}$$

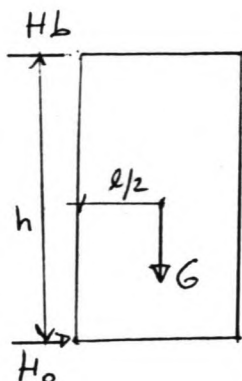
$$\text{De reaktiekracht loodrecht wand} = F_{\perp \text{wand}} = S \cos \alpha = 886 \text{ KN}$$

$$\text{De reaktie evenwijdig wand} = F_{\parallel \text{wand}} = S \sin \alpha = 663 \text{ KN}$$

Het geschatte gewicht is  $5 \text{ KN/m}^2$

$$\text{Totale oppervlak deur} = (4,22 \times 7,55) = 31,9 \text{ m}^2$$

$$\text{Het gewicht} = G = 159 \text{ KN}$$



Open deur

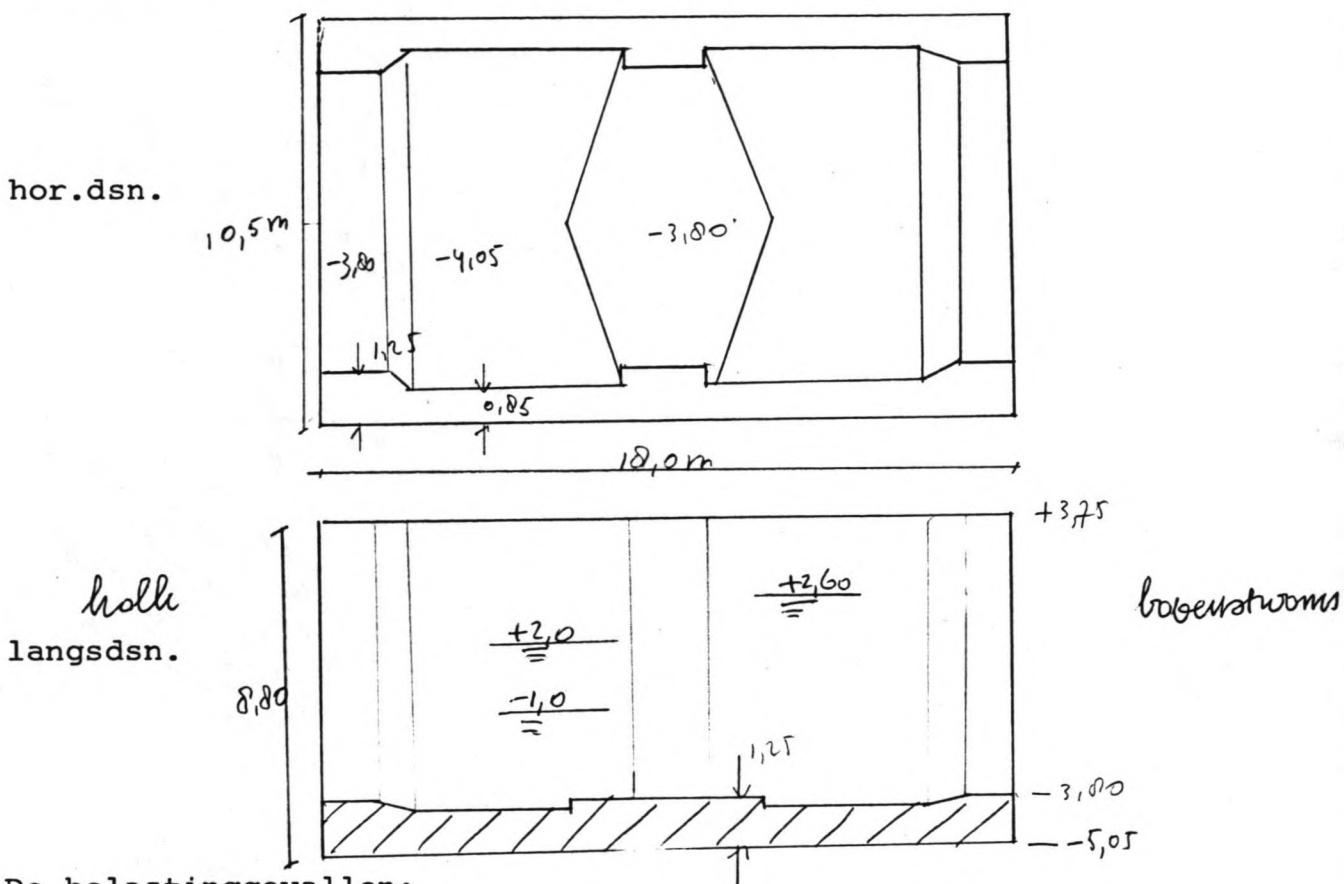
$$V = G = 159 \text{ KN}$$

$$H_b = H_o = G \cdot l/2 \cdot h = 44 \text{ KN}$$

## Het sluishoofd

De afmetingen: de breedte aan de binnenzijde 8 m (kolkbreedte)  
de lengte is alleen afhankelijk van de lengte  
van de deuren.

Het boevenhoofd en benedenhoofd zijn identiek.



De belastinggevallen:

- 1 hoogwater bovenstrooms, laagwater in kolk, hoog grondwaterstand  
(NSP +2,60 m , NSP -1,0 m , NSP + 1,50 m)
- 2 hoogwater bovenstrooms, hoogwater in kolk, laag grondwaterstand  
( NSP +2,60 m, NSP + 2,0 m, NSP +0,0 m)
- 3 deur open, water in kolk NSP +2,60 m, laag grondwaterstand NSP+  
0,0 m.
- 4 in de bouwfase: alleen het eigen gewicht en aanaarding

De vloer - en wanddikte zijn 1,25 m behalve bij de inkassing en verdieping van de deuren (zie schets)

De belastingen in langsrichting is de ontbondene van de spatkracht in langsrichting (evenwijdig aan de wand)

Verder wordt de belastingen in dwarsrichting bepaald.

Maatgevende krachten evenwijdig aan de sluisas. Zie  
blz 5-2

$$F_{//wand} = 2 \times 663 \text{ KN} = 1326 \text{ KN}$$

Deze moet opgenomen worden door schoorpalen in langsrichting  
Dit geldt voor zowel het boven- als het benedenhoofd.



Het sluishoofd in dwarsrichting  
 Voor de controle van de wanddikte van de wand zie berekening  
 van de eindstukken met een diepe fundering: belastinggeval 1.  
 Dit geldt voor de linkerwand. Zie blz.3-3.

Laat de invloed van de bovenbelasting en de troskracht buiten  
 beschouwing.

$$\text{De dwarskracht} = 317,6 - 4 - 26,4 = 287,2 \text{ KN/m}$$

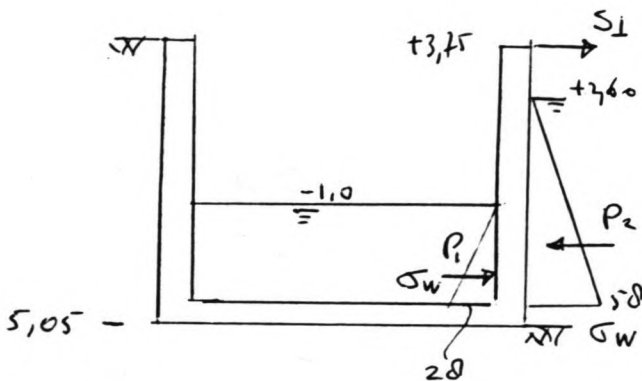
$$\text{De spatkracht} (\perp \text{ wand}) = S_{\perp} = 886 \text{ KN met } l = 18 \text{ m } S_{\perp} = 886/18 = 50 \text{ KN/m}$$

$$\text{Dwarskracht wordt } 287,2 - 50 = 237,2 \text{ KN/m}$$

Bij de inkassing van de deuren is de wanddikte = 0,85 m

$$\text{De schuifspanning } \tau_d = \frac{T_d}{b \cdot h} = \frac{1,7 \cdot 237,2 \cdot 10^3}{1,0 \cdot 0,85 \cdot 10^6} = 0,47 \text{ N/mm}^2 < 0,65 \text{ N/mm}^2$$

De dwarskrachtwapening kan achterwege blijven.



#### De rechterwand

$$\begin{aligned} \text{Dwarskracht} &= S_{\perp} + P_1 + P_2 = \\ &= 50 + \frac{28 \cdot 2,8}{2} - \frac{58 \cdot 5,8}{2} = -79 \text{ KN/m} \end{aligned}$$

Wanddikte van 0,85 m voldoet

Belastinggeval 2 : (zie blz.3-3 van het eindstuk met een diepe  
 fundering)

De linkerwand: de dwarskracht zonder bovenbelasting en troskracht  
 = 123 - 26,4 - 4 = 92,6 KN/m

$$\text{De dwarskracht incl. } S_{\perp} = 92,6 - 50 = 42,6 \text{ KN/m}$$

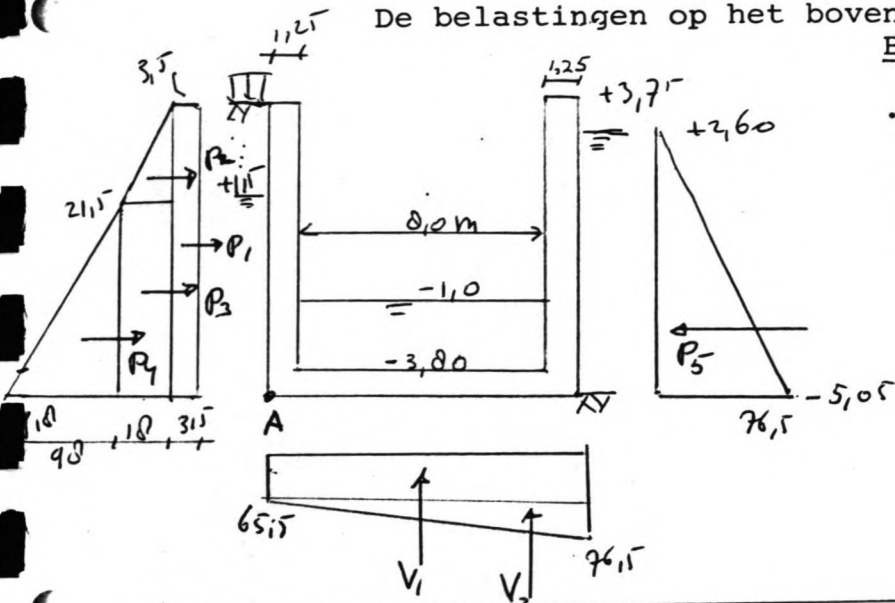
$$\tau_d < \tau_1 \text{ zie } \underline{1}$$

Voor de rechterwand is dit belastinggeval niet maatgevend.

De belastingen op het bovenhoofd in dwarsrichting.

Belastinggeval 1:

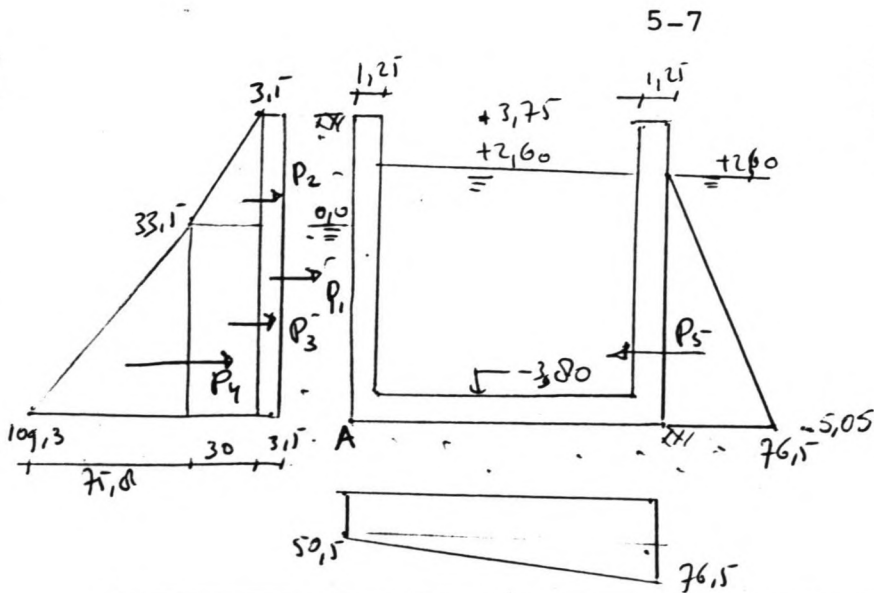
.Zie voor de  $(\sigma_w + \sigma_{kh})$  blz.4-2 van het eindstuk met ondiepe fundering



Horizontale krachten	arm t.o.v.A	Moment
$P_1 = 3,5 \times 8,8 = 31$	8,8/2	136
$P_2 = \frac{1}{2}(18 \times 2,25) = 20$	2,25/3 + 6,55	146
$P_3 = 18 \times 6,55 = 118$	6,55/2	386
$P_4 = \frac{1}{2}(6,55 \times 98) = 321$	6,55/3	701
$P_5 = -\frac{1}{2}(7,65 \times 76,5) = -293+$	7,65/3	- 747 +
197 KN/m	$z = 3,15$ m	622KNm/m

Vertikale krachten (KN/m)	arm t.o.v.A	moment
eigen gew.		
$2(8,8 \times 1,25) 24 = 768$ $(8 \times 1,25) 24$	5,25	4032
water $(2,8 \times 8) 10 = 224$	5,25	1176
grondwater $65,5 \times 10,5 = -688$	5,25	- 3612
$\frac{1}{2}(11 \times 10,5) = - 58$	2/3 . 10,5	- 406
deuren $(2 \times 159) : 18 = 18$	1,0	18
,, $= 18$	9,0	162
352	$y = 3,89$ m	1370

Zie voor de waarde van de negatieve kleef blz.3-2 .



Belastinggeval 2:

Voor de waarden van  $(\sigma_w + \sigma_{kh})$  zie blz. 4-3.

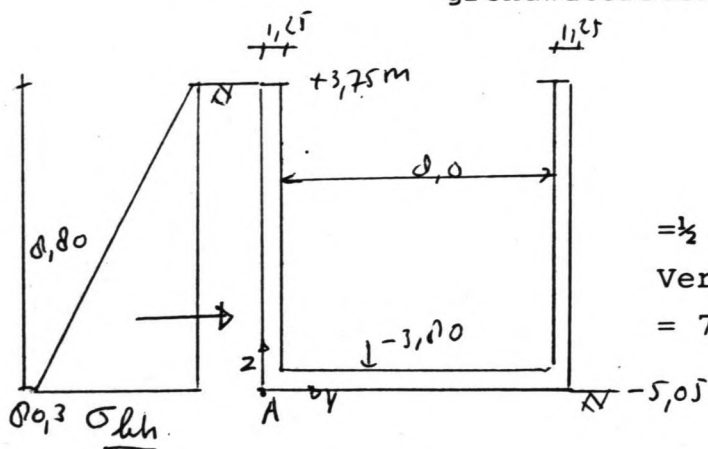
Horizontale krachten	Arm t.o.v. A	Moment
$P_1 = 3,5 \times 8,8 = 31$	8,8/2	136
$P_2 = \frac{30 \times 3,75}{2} = 56$	3,75/3 + 5,05	353
$P_3 = 30 \times 5,05 = 152$	5,05/2	384
$P_4 = \frac{1}{2} (75,8 \times 5,05) = 191$	5,05/3	322
$P_5 = \frac{1}{2} (7,65 \times 76,5) = -293$	7,65/3	- 747
<u>137</u> KN/m		<u>448</u> +
	$z = 3,27 \text{ m}$	
Vertik. krachten	arm t.o.v. A	moment
G = 768	5,25	4032
water (6,4x8) 10 = 512	5,25	2688
grondwater		
(50,5x10,5) = - 530	5,25	- 2783
$\frac{1}{2} (26 \times 10,5) = -137$	2/3 · 10,5	- 959
kleef 308		
deuren 18	1,0	18
18	9,0	102
<u>957</u> KN/m		<u>3158</u> +
	$y = 3,30 \text{ m}$	

Zie voor de negatieve kleef blz. 3-4

Belastinggeval 3 : Zie belastinggeval 2 voor het hele sluihoofd.

Belastinggeval 4: in de bouwfase met anaarding, zonder grondwaterstand. Dit geldt voor het boven-

als het benedenhoofd.



$\sigma_{kh}$  (zie blz. 4-4 van eindstuk met " ondiepe fundering)

Horizontale belasting =

$$= \frac{1}{2} (80,3 \times 8,80) = 353 \text{ KN/m}^1 \text{ op } 2,93 \text{ m van A}$$

$$\text{Vertikale belasting} = \text{eigen gewicht} = 768 \text{ KN/m}^1 \text{ op } 5,25 \text{ m van A.}$$

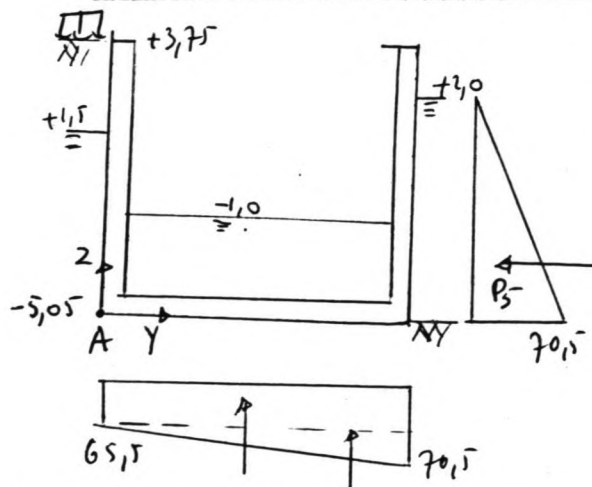
Verder gelden de volgende belastinggevallen voor het benedenhoofd in de gebruikstoestand (in dwarsrichting) .

1. grondwaterstand NSP + 1,50 m  
waterstand in kolk NSP -1,0 m  
buitenwaterstand NSP +2,0 m

1a. idem als 1 behalve waterstand in kolk NSP + 2,60 m.

2. grondwaterstand NSP + 0,0 m  
waterstand in kolk NSP + 2,60 m  
buitenwaterstand NSP -1,0 m

2a. idem als 2 behalve waterstand in kolk NSP -1,0 m

De belastingen op het benedenhoofd in dwarsrichtingBelastinggeval 1

zie blz. 5-6 alles idem behalve de buitenwaterstand NSP +2,0 m.

hor.kr.	arm t.o.v. A	moment
$P_1 = 31$	blz.6	136
$P_2 = 20$	blz.6	146
$P_3 = 118$	blz.6	386
$P_4 = 321$	blz.6	701
$P_5 = \frac{70,5 \times 7,05}{2} = -249$	$\frac{7,05}{3}$	-585
241		784
$z = 3,25 \text{ m}$		

vertikale krachten	arm	moment
eigen gewicht = 768	5,25	4032
water in kolk = 224	5,25	1176
grondwaterdrukken =		
= $(65,5 \times 10,5) = -688$	5,25	-3612
$\frac{1}{2} (5 \times 10,5) = -26$	$\frac{2}{3} \cdot 10,5$	-182
de deuren = 18	1,0	18
	9,0	162
negatieve kleef = 70	0	-
384		1594

zie voor de negatieve kleef bovenhoofd.

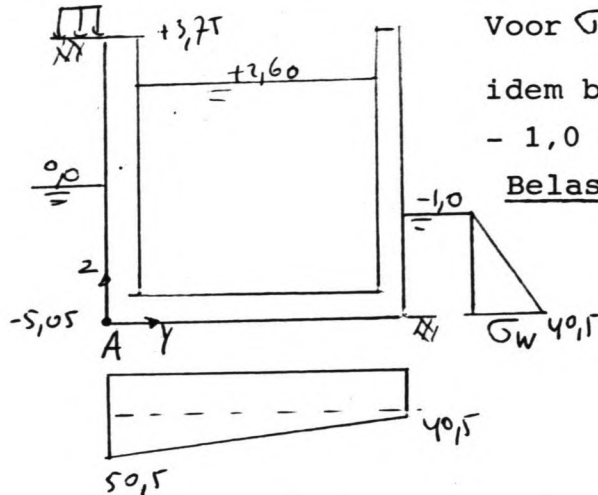
$y = 4,15 \text{ m}$

Belastinggeval 1a: water in kolk = NSP + 2,60 m

vertikale belastingresultante =  $384 - 224 + (64 \times 8) \cdot 10 = 672 \text{ KN/m}^1$

$y = \frac{1594 - 1176 + (512 \cdot 5,25)}{672} = \frac{3106}{672} = 4,62 \text{ m}$

## De belastingen op het benedenhoofd in dwarsrichting



Voor  $\sigma_w + \sigma_{kh}$  zie blz. 5-7, alles idem behalve de buitenwaterstand NSP - 1,0 m

Belastinggeval 2 :

Hor.krachten (KN/m <sup>1</sup> )	moment (zie blz. 5-7)	
P <sub>1</sub> =	31	136
P <sub>2</sub> =	56	353
P <sub>3</sub> =	152	384
P <sub>4</sub> =	191	322
P <sub>5</sub> = - $\frac{1}{2}(40,5 \times 4,05)$ = -	82	-111
	+ _____ +	+ _____ +
	348	1084      z = 3,11m

vertikale krachtend (KN/m <sup>1</sup> )	moment (zie blz. 5-7)	
eigen gewicht	= 768	4032
water in kolk	= 512	2688
grondwaterdrukken:		
- (40,5 x 10,5 )	-- 425	- 2232
- $\frac{1}{2}(10 \times 10,5)$	-- 53	- 186
de deuren	= 18	18
	18	162
de negatieve kleef	= 308	
	+ _____ +	
	1146	4483

zie voor de neg. kleef het bovenhoofd

y = 3,91 m

Belastinggeval 2a: waterstand in kolk = NSP - 1,0 m

vertikale belastingresultante =

$$= 1146 - 512 + (2,8 \times 8) 10 = 858 \text{ KN/m}^1$$

$$y = \frac{4483 - 2688 + (224 \times 5,25)}{858} = \frac{2971}{858} = 3,46 \text{ m}$$

## De belastingresultantes op het bovenhoofd

Belastinggeval	V KN/m <sup>1</sup>	H KN/m <sup>1</sup>	Z (m)	Y (m)
1	352	197	3,15	3,89
2 (3)	957	137	3,27	3,30
4	768	353	2,93	5,25

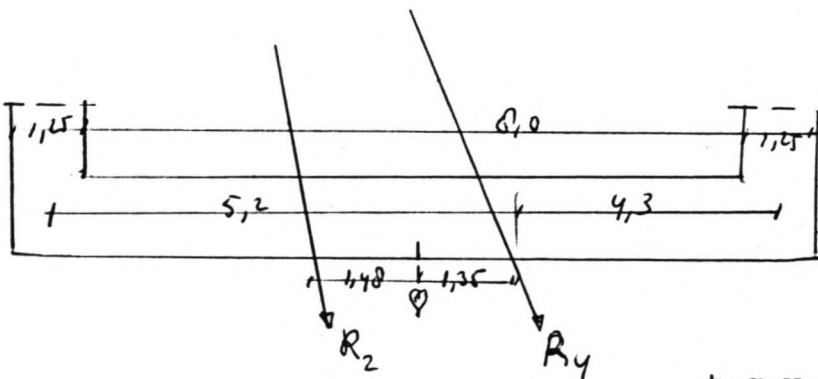
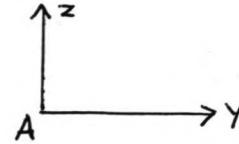
De belastingen op het gehele bovenhoofd:

$$V_2 = 18 \times 957 = 17226 \text{ KN}$$

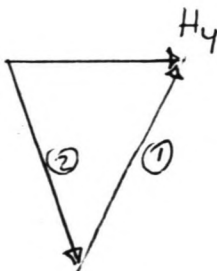
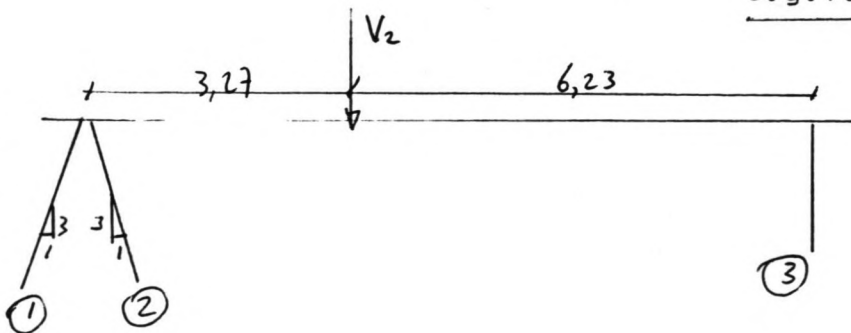
$$H_4 = 18 \times 353 = 6354 \text{ KN}$$

$$V_4 = 18 \times 768 = 13824 \text{ KN}$$

$$H_2 = 18 \times 137 = 2466 \text{ KN}$$



$$\text{t.g.v. : } H_4 = 6354 \text{ KN}$$



$$\begin{aligned} \text{paalgroep } \underline{1} &= - \text{paalgroep } \underline{2} = \frac{\sqrt{10}}{1} \cdot \frac{H_4}{2} = \frac{\sqrt{10}}{1} \cdot \frac{6354}{2} \\ &= 10047 \text{ KN} \end{aligned}$$

$$\text{t.g.v. : } H_2 = 2466 \text{ KN}$$

$$\text{paalgroep } \underline{1} = -\text{paalgroep } \underline{2} = \frac{\sqrt{10}}{1} \cdot \frac{2466}{2} = 3899 \text{ KN}$$

$$\text{tengevolge } V_2 : \text{paalgroep } \underline{3} = -\frac{3,27}{3,27+6,23} \cdot 17226 = -5929 \text{ KN}$$



$$\begin{aligned} \text{paalgroep } \underline{1} &= \text{paalgroep } \underline{2} = \\ &= -\frac{6,23}{3,27+6,23} \cdot 17226 \cdot \frac{\sqrt{10}}{3} \cdot \frac{1}{2} = -5953 \text{ KN} \end{aligned}$$

$$\text{tengevolge } V_4 : \text{paalgroep } \underline{3} = -\frac{5,2}{4,3+5,2} \cdot 13824 \text{ KN} = -7566 \text{ KN}$$

$$\begin{aligned} \text{paalgroep } \underline{1} &= \text{paalgroep } \underline{2} = \\ &= -\frac{4,3}{4,3+5,2} \cdot 13824 \cdot \frac{\sqrt{10}}{3} \cdot \frac{1}{2} = -6596 \text{ KN} \end{aligned}$$

maatgevende totale belastingen:

$$\text{paalgroep } \underline{3} = -7566 \text{ KN}$$

$$\text{paalgroep } \underline{1} = +10047 - 6596 = +3451 \text{ KN}$$

$$\text{paalgroep } \underline{2} = -10047 - 6596 = -16643 \text{ KN}$$

Onderkant sluishoofden op = NSP - 4,80 m

$$\text{lengte paal} = 15 \text{ m} \quad \text{afmeting} = 0,3 \times 0,3 \text{ m} \quad \bar{W}_{\text{paal}} = (15 \times 60) = 900 \text{ KN}$$

$$\text{Aantal palen : paalgroep } \underline{3} = 9$$

$$\text{paalgroep } \underline{1} = 4$$

$$\text{paalgroep } \underline{2} = 19$$

Controle  $W_{\text{paal}}$  als het eigen gewicht van de paal in rekening wordt gebracht. Het eigen gewicht van de paal =  $15(0,3 \times 0,3)24 = 32 \text{ KN/paal}$

$$W_{\text{paalgroep } 1} = 872 \text{ KN} < 900 \text{ KN}$$

$$W_{\text{paalgroep } 2} = 894 \text{ KN} < 900 \text{ KN}$$

$$W_{\text{paalgroep } 3} = 789 \text{ KN} < 900 \text{ KN}$$



Belasting evenwijdig aan de as van de sluis:

$F_{// \text{ wand}} = 1326 \text{ KN}$  (ontbondene van de spatkracht)

Stel helling van de palen op 5 : 1

Afmeting paal = 0,3 x 0,3 m, lengte = 15 m,  $\bar{W}_{\text{paal}} = 900 \text{ KN}$

Horizontaal opneembaar =  $\frac{1}{\sqrt{26}} \cdot 900 = 176 \text{ KN}$

Aantal palen  $1326:176 = 8$

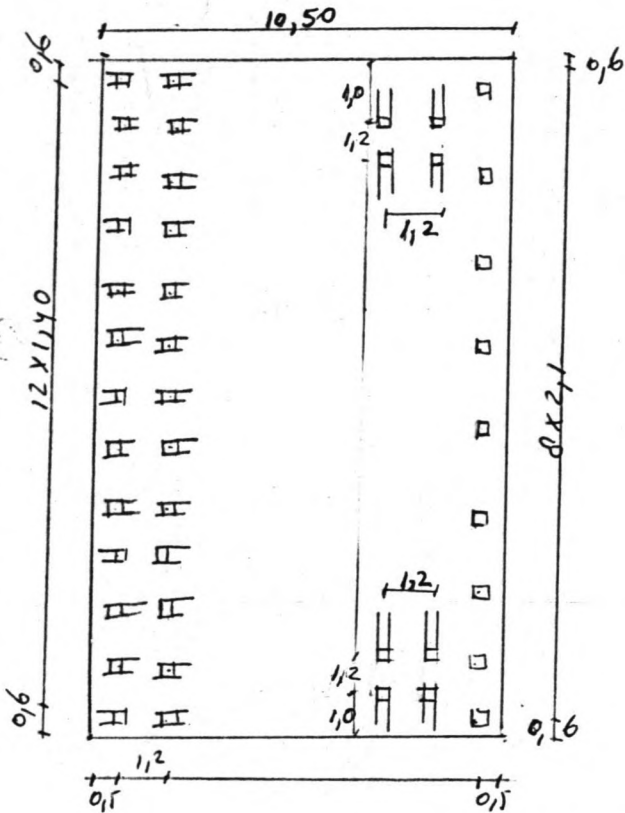
2 rijen van 4 palen h.o.h. 5,0 m

Palenplan van het bovenhoofd:

$l_{\text{paal}} = 15 \text{ m}$

Afmeting = 0,3 x 0,3 m

$\bar{W}_{\text{paal}} = 900 \text{ KN}$



Ponscontrole van de vloer:

Zie VB 504.1 :  $\tau_d = F_d \left( 1 + \frac{2 \cdot e}{h+d} \right) : (\eta \cdot h \cdot (h+d))$

$$F_d = 1,7 \times 900 = 1530 \text{ KN}$$

$$h = 1,0 \text{ m}, e = 0, d = \frac{2(0,3+0,3)}{\eta} = 0,382 \text{ m}$$

$$\tau_d = \frac{1530(1) 10^3}{\eta \cdot 10^3 (1+0,382) 10^3} \text{ N/mm}^2 = 0,35 \text{ N/mm}^2$$

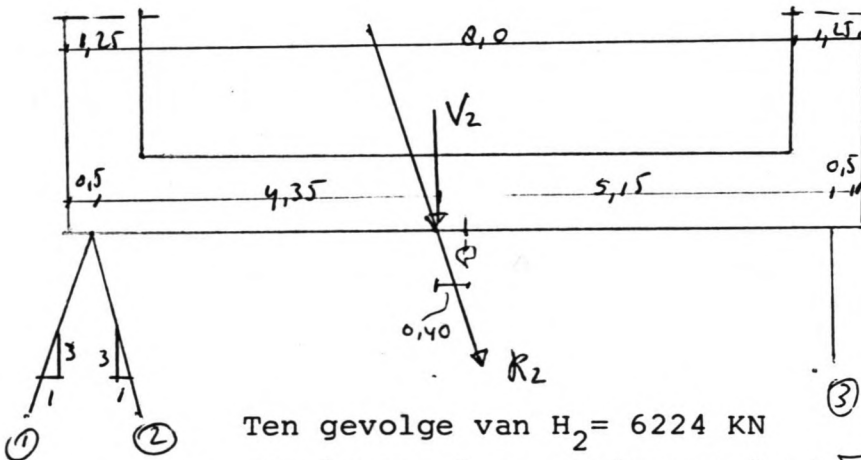
$$\tau_2 = 0,25 f_{bk} = 0,25 \cdot 18 = 4,5 \text{ N/mm}^2$$

$$\tau_d < \tau_2$$

De belastingsresultantes van het benedenhoofd:

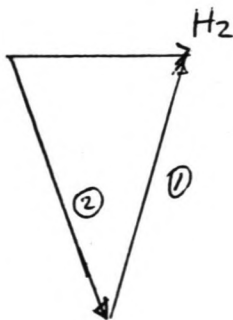
belastinggeval	V (KN/m)	H (KN/m)	z   y		V (KN)	H (KN)
			(m)			
<u>1</u>	384	241	3,25	4,15	7092	4338
<u>1a</u>	672	241	3,25	4,62	16020	4338
<u>2</u>	1146	348	3,11	3,91	20628	6264
<u>2a</u>	563	348	3,11	5,28	10134	6264

Het benedenhoofd wordt als een geheel beschouwd voor de bepaling van de fundering.



Ten gevolge van  $H_2 = 6224$  KN

$$\text{Paalgroep 1} = - \text{paalgroep 2} = + \frac{\sqrt{10}}{1} \cdot 6264 \cdot \frac{1}{2} = 9904 \text{ KN}$$



Ten gevolge van  $V_2 = 20628$  KN

$$\text{Paalgroep 3} = - \frac{4,35}{9,0} \cdot 20628 = - 9970 \text{ KN}$$

$$\begin{aligned} \text{Paalgroep 1} = \text{paalgroep 2} &= - \frac{5,15}{9,0} \cdot 20628 \cdot \frac{\sqrt{10}}{1} \cdot \frac{1}{2} \\ &= - 6221 \text{ KN} \end{aligned}$$



5-15

Maatgevende belastingen: paalgroep 3 = -9970 KN

paalgroep 1 = +9904-6621 = +3283 KN

paalgroep 2 = -9904-6621 = -16525 KN

Langte paal = 15 m, afmeting 0,3x0,3 m, eigen gewicht = 32 KN

Aantal palen 3 = 12

'' '' 1 = 4

'' '' 2 = 19

Tegen onderloopsheid moet er onder het benedenhoofd een damwand komen. Deze krijgt ook een dragende functie (zie schets)

$W_{\text{wand}} = \frac{1}{2} \cdot 9970 \text{ KN} = 4985 \text{ KN}$ . Oppervlak per m hoogte =  $2 \times 9 = 18 \text{ m}^2/\text{m}$

$W = 50 \text{ KN/m}^2$ . Eigen gewicht wand incl. grond = 67 KN/m (zie 2-25)

Hoogte =  $\frac{4985}{50 \times 18} = 6,0 \text{ m}$ .

Controle:  $h = \frac{4985 + (6 \times 67)}{50 \times 18} = 6,0 \text{ m}$  Het voldoet incl. eigen gewicht.

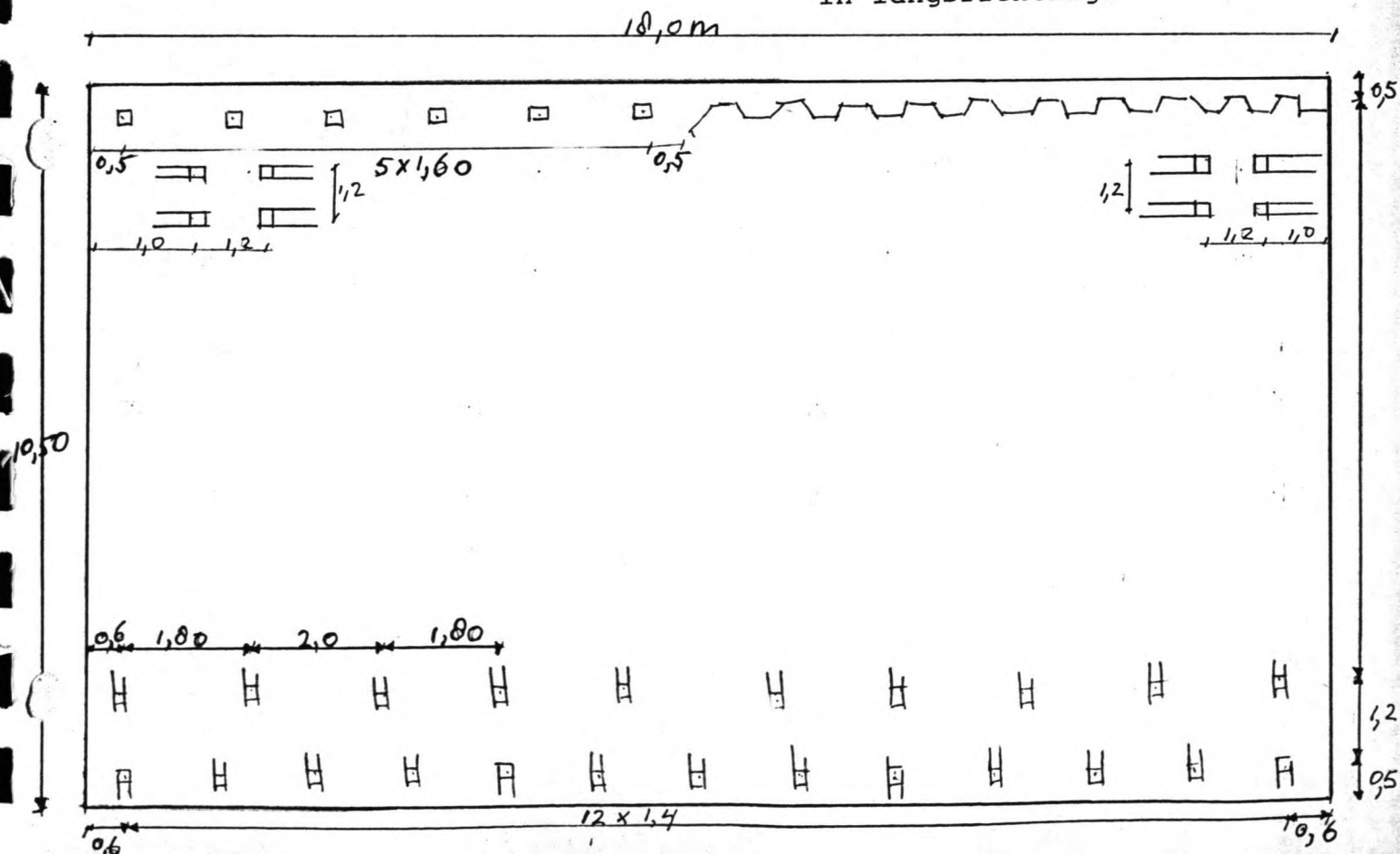
Controle  $W_{\text{paal}}$  incl. eigen gewicht paal:

paalgroep 3 =  $(9970 : \frac{1}{2} \cdot 6) + 32 = 863 \text{ KN}$ .

paalgroep 1 =  $(3283/4) + 32 = 853 \text{ KN}$

paalgroep 2 =  $(16525/19) + 32 = 901 \text{ KN}$

Palenplan met 9 schoorpalen in langsricting.



## De stuw

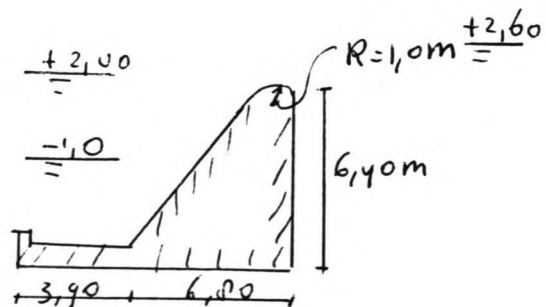
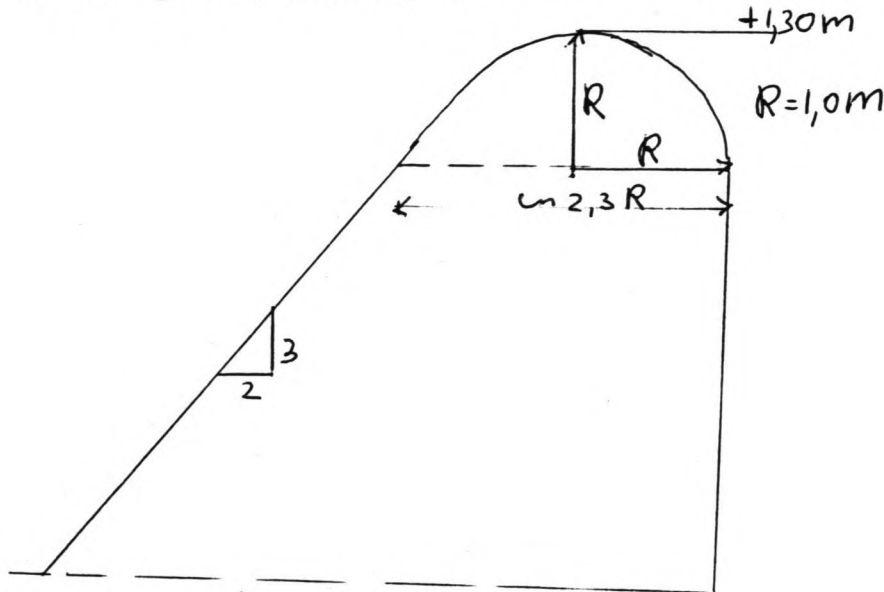
- vormgeving en schetsen
- stuwsektie - zwaartepuntsbepaling
  - bepaling hoeveelheid zand
  - globale controle plaatdiktes
  - belastingsresultantes
- tussenpijler: belastingen en hun resultantes
- brugpijler 2: belastingen en hun resultantes
- brugpijler 3: belastingen en hun resultantes  
(middenpijler)
- toelaatbare draagvermogen van de palen
- belastingsresultante van de " halve stuw "
- fundering en palenplan
- groepswerking van de palen m.b.t. kleeft
- invloed aanslibbing
- pijler en keerwand op de rechteroever
- damwandscherm

De kruin

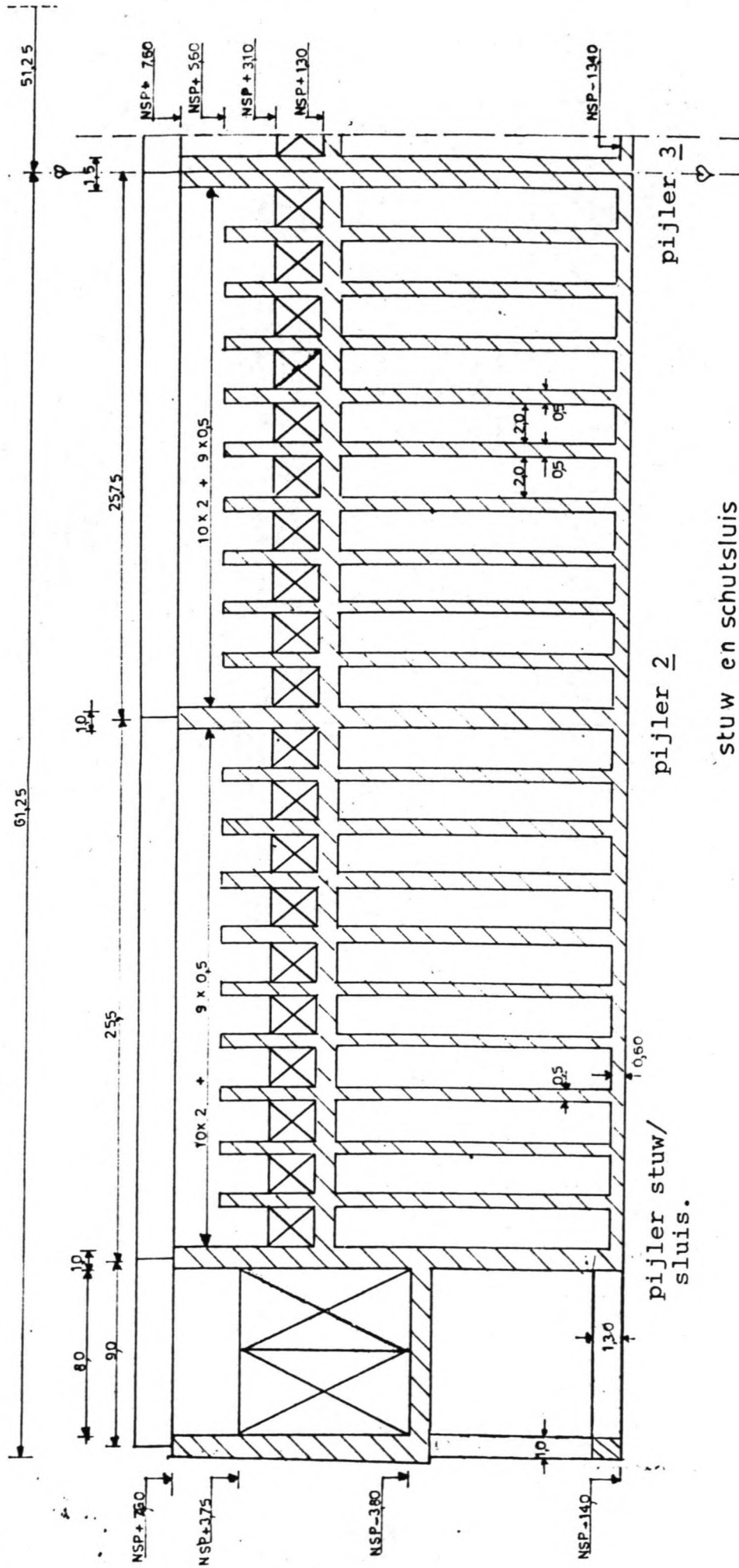
Het is een ronde kruin met straal  $R = 1,0$  m.

Om loslaten van het overstortende water te voorkomen moet de afrondingsstraal  $R$  van de kruin niet kleiner worden genomen dan  $R = (0,7 \text{ a } 1) H = 0,90 \text{ a } 1,30$  m.

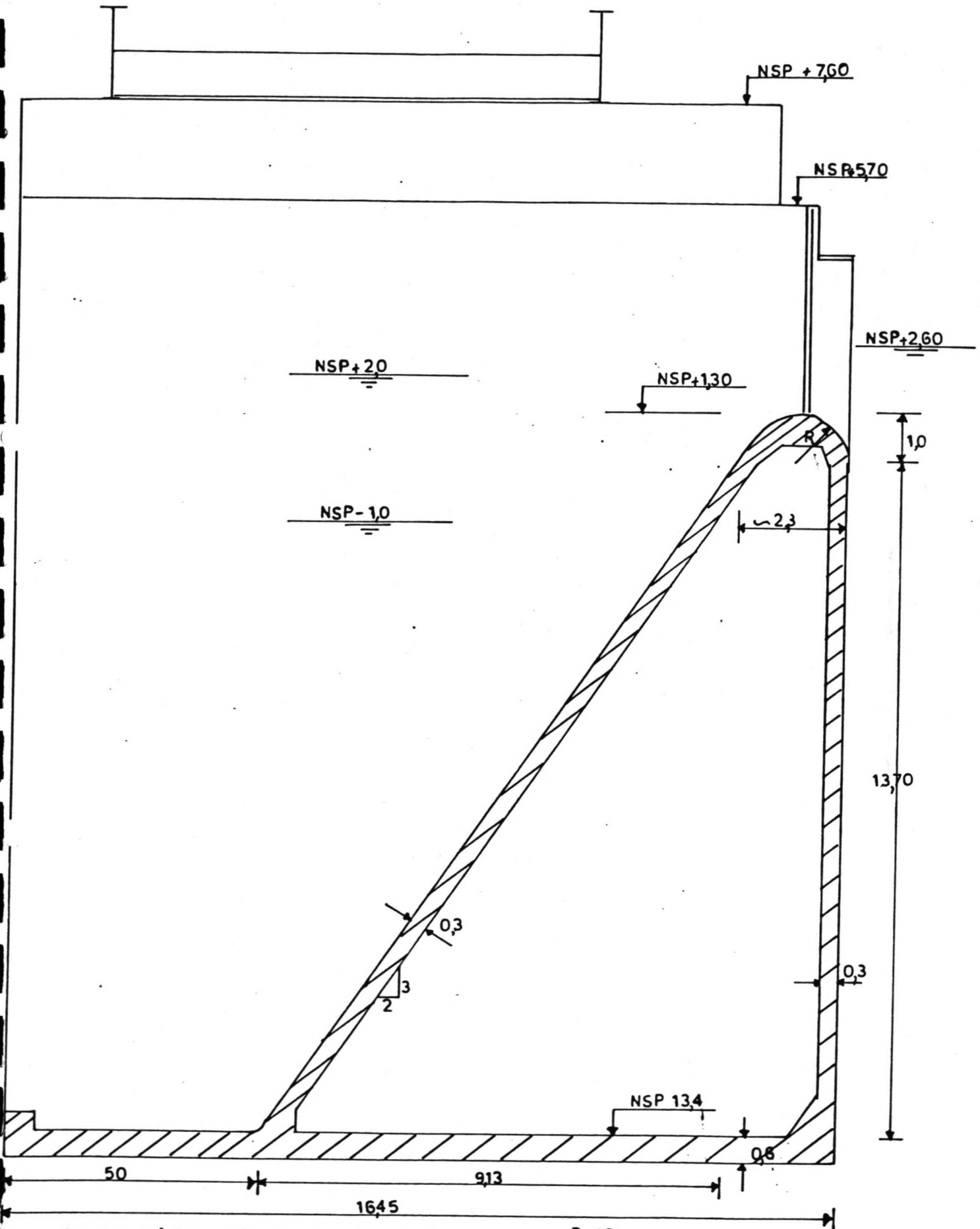
Het hellend vlak van de overlaat heeft een helling van 3:2. Bij het vooronderzoek heeft het hellend vlak van de overlaat een helling van 1:1, waarbij de vloer en de bodem van de rivier ondiep liggen. In dit geval, waarbij de bodem en de vloer diep liggen, is de



helling groter genomen nl. 3:2. In het vooronderzoek is gesteld, dat bij een diepe ligging van de bodem geen stortvloer nodig is. Een waterlaag van  $13,40 - 1 = 12,40$  m moet de overstortende straal water opvangen. Veiligheidshalve wordt er toch een vloer van  $5$  m bij een diepe ligging van de bodem gezet. De vloer heeft ook een drempel om de waterstraal omhoog te sturen.



6-3



Langsdn. stuw met aanz  
op pijlers

R=10

maten in m

De stuwsektie is een "doosconstructie" van gewapend beton, die meegestort is met de pijlers.

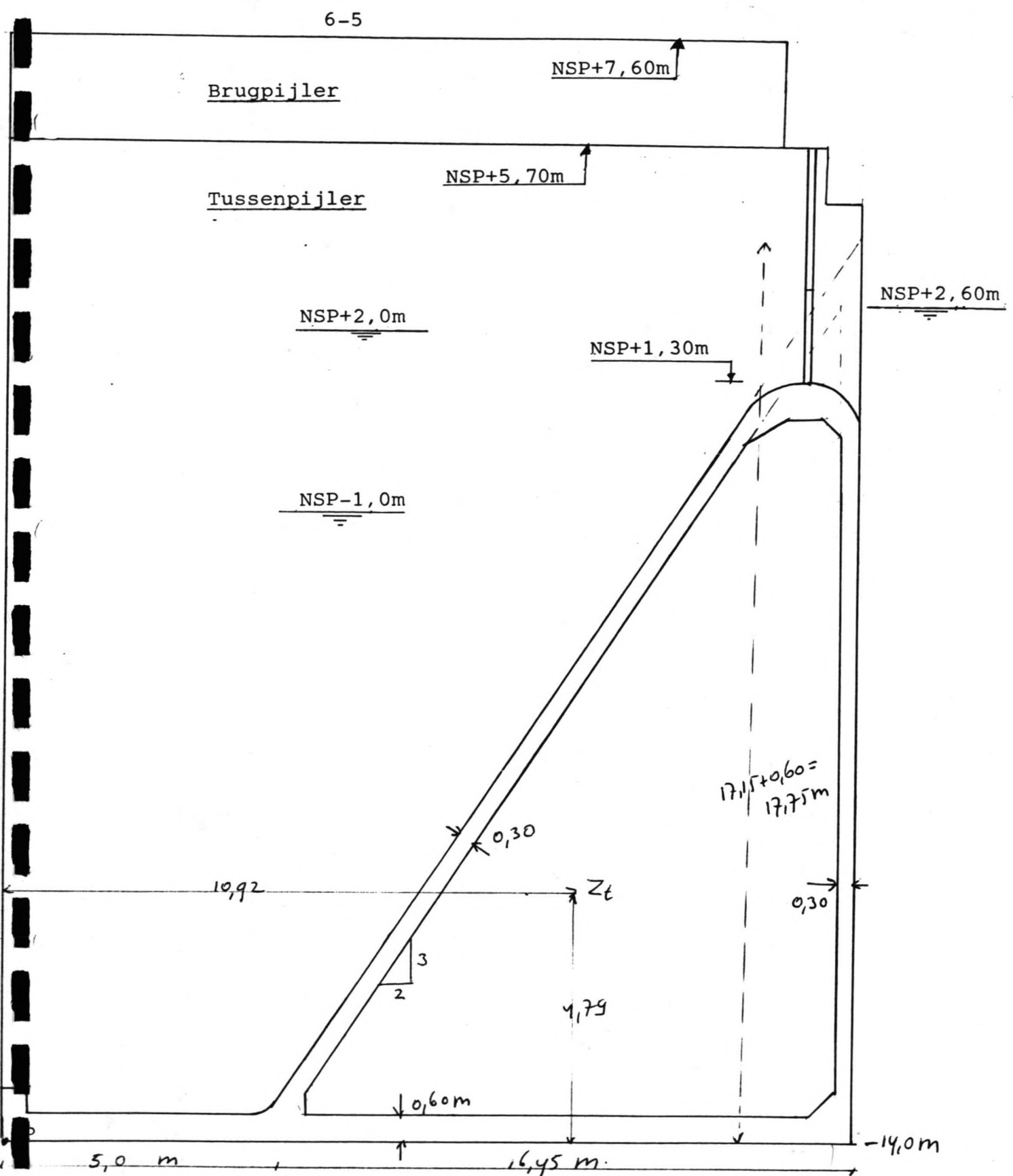
De vloer is een doorgaande vloer met daarop de pijlers en stuwsektie. Als ballast van de stuwsektie wordt zand gebruikt.

Het geheel wordt op palen, die op kleef zijn berekend, gefundeerd.

In de middelste brugpijler zal een dilatatievoeg worden gemaakt om de eventuele zettingsverschillen op te nemen.

De stuw is symmetrisch t.o.v. de middelste brugpijler (zie schets)





stuwsektie met aanzicht op pijlers

- De belastinggevallen: 1 hoog water benedenstrooms NSP + 2,0 m  
 bovenstrooms NSP+2,60 m  
2 laag water benedenstrooms NSP - 1,0 m  
 bovenstrooms NSP+2,60. m  
3 in de bouwphase : alleen het eigen gewicht

Stuwsectie wordt geschematiseerd tot een driehoek.

(zie schets)

Zwaartepuntbepaling van de betondoorsnede:

	oppervlak $m^2$	hor.arm t.o.v.P(m)	$S_m^3$	vert. arm	$S_m^3$
vloer	$16,45 \cdot 0,6 = 9,87$	$16,45/2$	81,2	0,3	2,96
vert.wand	$17,15 \cdot 0,3 = 5,15$	$16,45 - \frac{1}{2} \cdot 0,3$	84,0	17,15	44,20
schuine wand	$21,8 \cdot 0,3 = 6,54$	$2 + \frac{(16,45-5)}{2}$	70,2	17,15	56,1
	$A = 21,56$		235,4		103,3

$$y = 235,4/21,56 = 10,92 \text{ m}; \quad z = 103,3/21,56 = 4,79 \text{ m}$$

Belastinggeval 2: laag water benedenstrooms NSP -1,0 m

hoog water bovenstrooms NSP + 2,60 m

het eigen gewicht =  $21,56 \times 24 = 517,4 \text{ KN/m}$

$$\sigma_{\text{beton}} = 24 \text{ KN/m}^3$$

A links onder

Horizontale waterdrukken:

$$H_1 = (130 \times 13) \frac{1}{2} = 845,0 \text{ KN/m}$$

$$H_2 = (160 \times 16,6) \frac{1}{2} = 1377,8 \text{ KN/m}$$

Neerwaartse watergewicht:

$$V_1 = (5 \times 12,4) 10 = 620,0 \text{ KN/m}$$

$$V_2 = (12,4 \times 2/3 \cdot 12,4) 10 = 512,5 \text{ KN/m}$$

Opwaartse grondwaterdrukken:

$$V_3 = 130 \times 16,45 = 2138,5 \text{ KN/m}$$

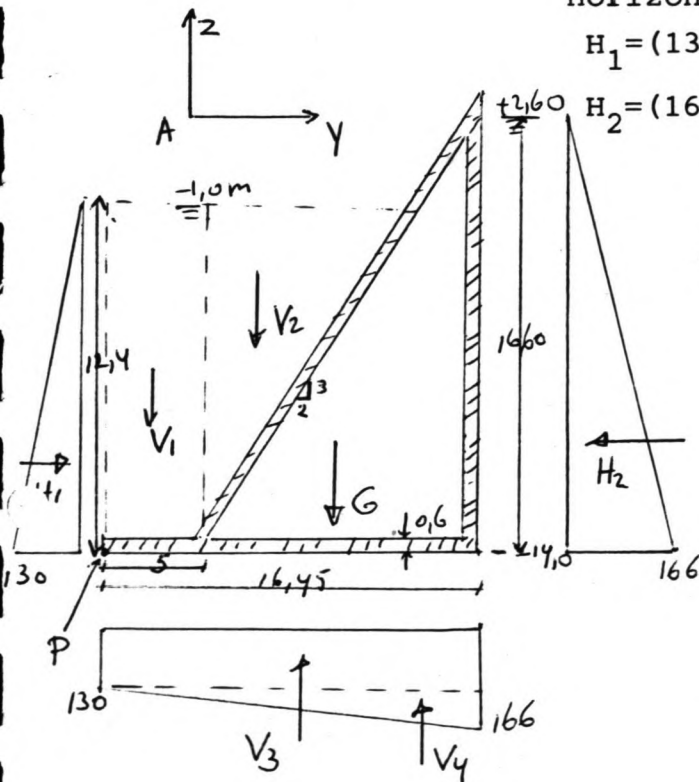
$$V_4 = \frac{1}{2} (16,45 \times 36) = 296,1 \text{ KN/m}$$

Resultantes:

$$H = H_2 - H_1 = 532,8 \text{ KN/m (naar links)}$$

$$V = (G + V_1 + V_2) - (V_3 + V_4) = 1649,9 - 2434,6 =$$

$$= -785 \text{ KN/m (naar boven)}$$



Belastinggeval 1:

Het eigen gewicht  $G = 517,4 \text{ KN/m}$

Horizontale waterdrukken:

$$H_1 = \frac{1}{2}(10 \times 16) = 1280,0 \text{ KN/m}$$

$$H_2 = \frac{1}{2}(166 \times 16,6) = 1377,8 \text{ KN/m}$$

Neerwaartse watergewichten:

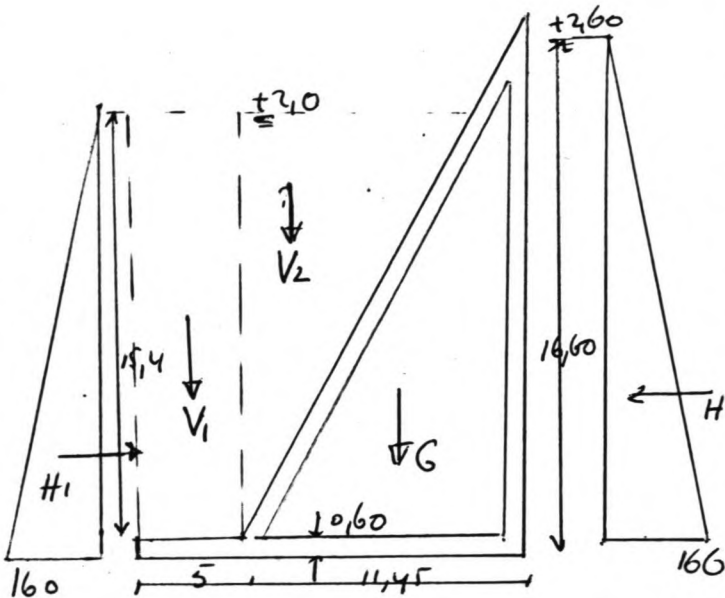
$$V_1 = (15,4 \times 5) 10 = 770,0 \text{ KN/m}$$

$$V_2 = \frac{1}{2}(15,4 \times \frac{2}{3} \cdot 15,4) 10 = 790,5 \text{ KN/m}$$

Opwaartse grondwaterdruk:

$$V_3 = 160 \times 16,45 = 2632,0 \text{ KN/m}$$

$$V_4 = \frac{1}{2}(6 \times 16,45) = 49,4 \text{ KN/m}$$



Resultantes:  $H = H_2 - H_1 = 97,8 \text{ KN/m}$  (naar links)

$$V = (G + V_1 + V_2) - (V_3 + V_4) =$$

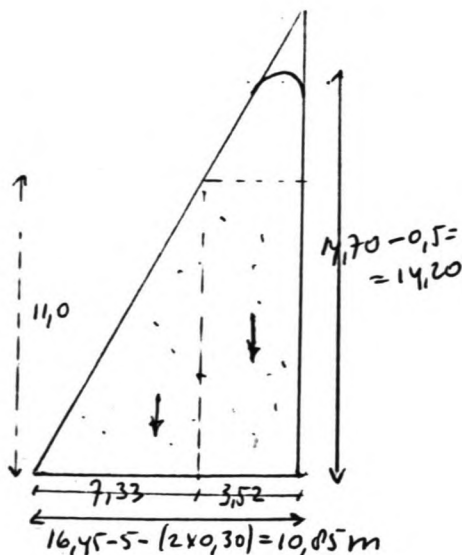
$$= 2077,9 - 2681,4 = -604,0 \text{ KN/m}$$

(naar boven)

Uit beide belastinggevallen is gebleken, dat de neerwaartse krachten kleiner zijn dan de opwaartse krachten. Om het opdrijven van de stuwsectie te voorkomen zal de holle ruimte opgevuld worden met ballastzand. Uitgangspunt hierbij is, dat de verticale resultante in dezelfde orde moet zijn als de horizontale resultante. Denk hierbij aan een zwaartekrachtsconstructie. Voor de stabiliteit moet de resultante door de kerndoorsnede van de vloer gaan om grote momenten te voorkomen.

Opvullen tot een hoogte van 11,0 m met zand:  $\gamma_d = 16 \text{ KN/m}^3$

$$\begin{aligned} \text{Gewicht zand} &= \frac{1}{2}(11 \times 2/3 \cdot 11) 16 + (10,85 - 2/3 \cdot 11) 11 \cdot 16 = \\ &= 645 + 619 = 1264 \text{ KN/m.} \end{aligned}$$



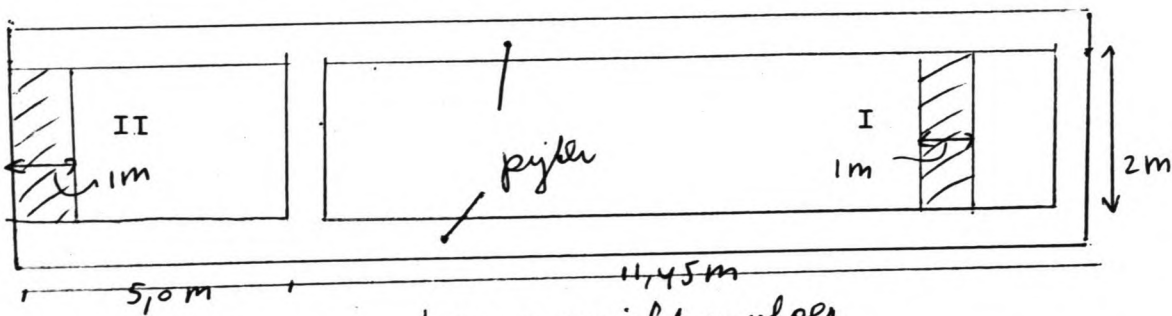
De verticale resultantes worden:

belastinggeval 1:  $V = 1264 - 785 = 479 \text{ KN/m}$

belastinggeval 2:  $V = 1264 - 604 = 660 \text{ KN/m}$

Globale controle van de dikte van de vloer

Bij zandvulling van 11 m hoog en 12 m hoog.

bouwaanricht op vloer

Stel dat de funderingspalen geconcentreerd zijn onder de pijlers. Neem een strook van 1 m breedte. Bepaal de schuifspanningen t.p.v. de overgang vloer-pijler. (zie schets)

I :Belastinggeval 2Belastingen: - eigen gewicht  $(0,6 \times 24) = 12 \text{ KN/m}$ 

- het gewicht v.e. kolomzand van 11m =  $11 \times 16 = 176 \text{ KN/m}$
- " " " " " " " " 12m =  $12 \times 16 = 192 \text{ KN/m}$
- de grondwaterdruk = gemiddelde waarde =  
 $= \frac{1}{2}(166 + 130) = 148 \text{ KN/m}$

$$\text{Totaal} = 12 + 192 - 148 + 56 \text{ KN/m met belastingfactor} = 1,7.$$

$$\tau_d = \frac{T_d}{b \cdot h} = \frac{1,7 \cdot 56 \cdot 10^3}{1 \cdot 0,6 \cdot 10^6} = 0,16 \text{ N/mm}^2$$

De toelaatbare waarde voor beton B 22,5  $\tau_1 = 0,65 \text{ N/mm}^2$ belastinggeval 1:Belastingen: - het eigen gewicht =  $12 \text{ KN/m}$ 

- het gewicht van zand =  $176 \text{ KN/m}$  resp.  $192 \text{ KN/m}$
- de gemiddelde grondwaterdruk =  $\frac{1}{2}(160 + 166) = 163 \text{ KN/m}$

$$\tau_d = \frac{1,7 \cdot (163 - 12 - 192) \cdot 10^3}{1 \cdot 0,6 \cdot 10^6} = 0,12 \text{ N/mm}^2 < \tau_1$$

In de bouwfase: - het eigen gewicht  $G = 12 \text{ KN/m}$ 

- het gew. van zand =  $176$  resp.  $192 \text{ KN/m}$
- geen grondwaterdruk

$$\tau_d = \frac{1,7(12 + 192) \cdot 10^3}{1 \cdot 0,6 \cdot 10^6} = 0,58 \text{ N/mm}^2 < \tau_1$$

II ; Voor de strook ter plaatse zal de dwarskracht klein zijn, want de neerwaartse - en opwaartse waterdrukken zijn bijna gelijk. In de bouwfase is er alleen het eigen gewicht.

Controle op pons:

Stel toepassing van palen met een lengte van 15 m ter plaatse van de vloer. Afmeting paal 0,3x0,3 m en

Zie art.VB 504.1:  $\tau_d = \frac{\bar{W}_{paal}}{\gamma h \cdot (h+d)}$  met  $e=0$

$$F_d = 1,7 \cdot 900 = 1530 \text{ KN}$$

$$h = 0,60 \text{ m}$$

$$d = \frac{2(0,3+0,3)}{\gamma} = 0,382 \text{ m}$$

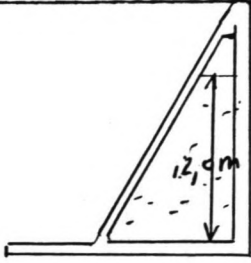
$$\tau_d = \frac{1530 \cdot 10^3 (1+0)}{\gamma \cdot 0,6 \cdot 10^3 (0,6+0,382) 10^3} = 0,83 \text{ N/mm}^2$$

$\tau_d$  moet kleiner zijn dan

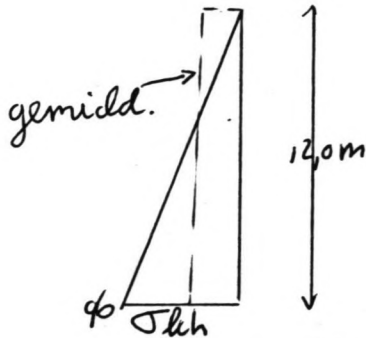
$$\tau_2 = 0,25 f_{bk} = 0,25 \cdot 18 = 4,5 \text{ N/mm}^2$$

Na de berekening van de fundering moet deze controle voor de toegepaste palen gedaan worden, als  $\bar{W}_{paal}$  groter is dan 900 KN.

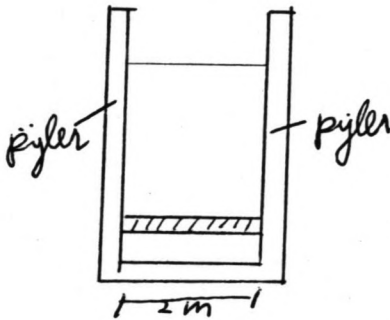
Controle van de wanddikte van 0,30 m van de opstaande wanden



Het maatgevende belastinggeval is in de bouwfase met alleen zandballast van 12 m hoog in de stuwsectie.



$$\begin{aligned} \gamma_d &= 16 \text{ KN/m}^3 \\ \sigma_g &= 12 \times 16 = 192 \text{ KN/m}^2 \\ \sigma_{kv} &= \sigma_g = 192 \text{ KN/m}^2 \\ \sigma_{kh} &= \lambda_n \sigma_{kv} = 0,5 \times 192 = 96 \text{ KN/m}^2 \end{aligned}$$



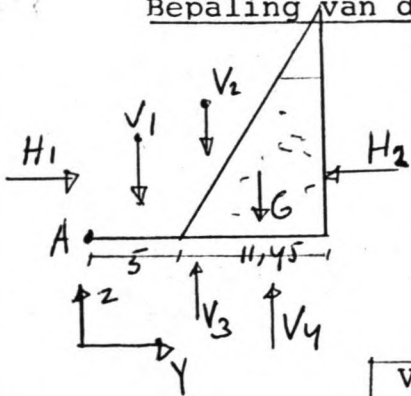
Beschouw een strook van 1 m breedte onderaan .(zie schets).

$$\begin{aligned} T &= 96 \text{ KN} & \tau_d &= \frac{\gamma \cdot x \cdot T}{b \cdot h} \\ \tau_d &= \frac{1,7 \cdot 96 \cdot 10^3}{1,0 \cdot 30 \cdot 10^6} = 0,53 \text{ N/mm}^2 < \tau_1 \\ \tau_1 &= 0,65 \text{ N/mm}^2 \end{aligned}$$

De dwarskrachtwapening t.p.v. de stortvoegen tussen de wanden en pijlers kan achterwege worden gelaten.

Bepaling van de resultantes.

Belastinggeval 2:



Hor.krachten	arm t.o.v. A	moment
$H_1 = 845$	13/3	3662
$H_2 = -1378$	16,6/3	-7625 +
-533		-3963
	$z = 7,43 \text{ m}$	

Vertik.krachten	arm t.o.v.A	moment
$V_1 = 620$	5/2	1395
$V_2 = 513$	$5 + \frac{2}{3} \cdot 12,4$	3981
$V_3 = -2139$	16,45/2	-17604
$V_4 = -296$	$2/3 \cdot 16,45$	-3247
$G = 517$	10,92	5646
zand : 645	$5 + 2/3 \cdot 7,33$	6379
619 +	$16,45 - \frac{1}{2} \cdot 3,52$	8907 +
479		5457

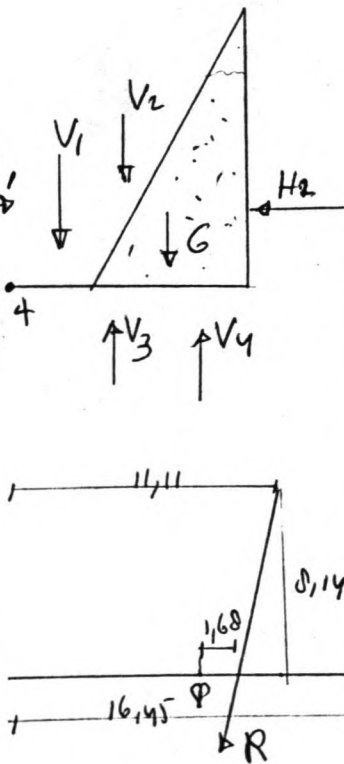
$Y = 11,39 \text{ m}$

Belastinggeval 2:

Hor.krachten	arm	moment
$H_1 = 1280$	16/3	6827
$H_2 = -1378 +$	16,6/3	-7625 +
-98		-798
	$z = 8,14 \text{ m}$	

Vert.krachten	arm t.o.v. A	moment
$V_1 = 770$	5/2	1925
$V_2 = 791$	$5 + \frac{2}{3} \cdot 15,4$	6662
$V_3 = -2632$	16,45/2	-21648
$V_4 = -49$	$2/3 \cdot 16,45$	-537
$G = 517$	10,92	5646
Zand 645	9,89	6379
619 +	14,39	8907 +
660		7334

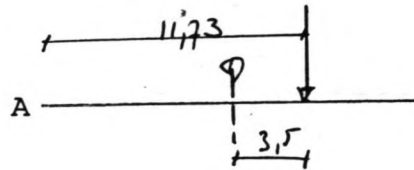
$y = 11,11 \text{ m}$



Belastinggeval 3 in de bouwfase alleen het eigen gewicht, geen grondwater. Om het werk te kunnen uitvoeren moet de grondwaterstand m.b.v. een bemaling verlaagd worden tot ca. 0,5m onder de vloer.

Krachten KN/m	arm t.o.v.A	moment
G= 517	10,92	5646
Zand=645	9,89	6379
<u>619</u> +	14,39	<u>8907</u> +
1781		20932

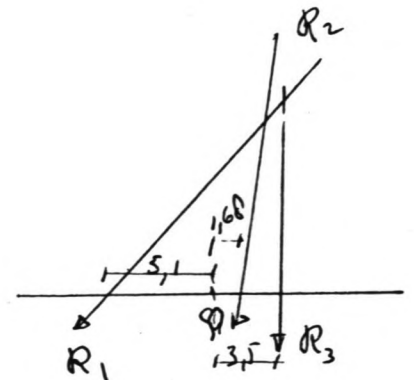
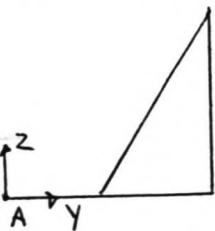
$$y = 11,75 \text{ m}$$



Resumerend: Resultantes met zandvulling van 11 m.

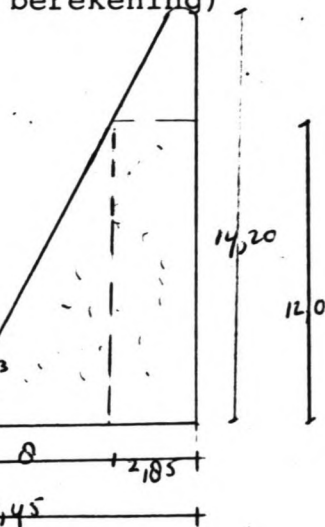
	belastinggeval 1	belastinggeval 2	belastinggeval 3
V KN/m	660	479	1781
H KN/m	98	533	-
z (m)	8,14	7,43	-
y (m)	11,11	11,39	11,73

y en z t.o.v. A : de linkeronderhoek van de stuw bij een langsdoorsnede.





Zandvulling met een hoogte van 12 m (dit geldt voor de verdere berekening)



	arm tov A	moment
zand: $\frac{1}{2}(8 \times 12) 16 = 768 \text{ KN/m}$	$5 + 2/3.8$	7933
$(2,85 \times 12) 16 = 547 \text{ ,,}$	$16,45 - 0,3 - \frac{1}{2} \cdot 2,85$	8055
<u>1315</u>		<u>15988</u>

Belastinggeval 2:

$$V = 1315 - 785 = 530 \text{ KN/m}$$

$$\text{Moment t.o.v. A} = (5457 - 6379 - 8907) + 15988 = 6159 \text{ KNm/m}$$

$$y = 6159 / 530 = 11,62 \text{ m}$$

Belastinggeval 1:

$$V = 1315 - 604 = 711 \text{ KN/m}$$

$$\text{Moment t.o.v. A} = (7334 - 6379 - 8907) + 15988 = 8036 \text{ KNm/m}$$

$$y = 11,30 \text{ m}$$

Belastinggeval 3:

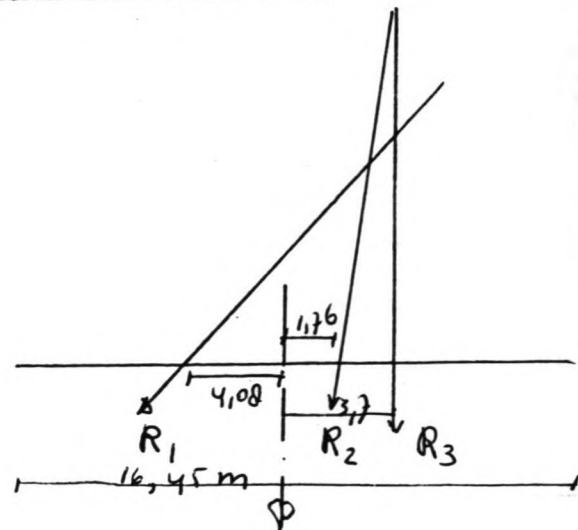
$$V = G + 1315 = 517 + 1315 = 1812 \text{ KN/m}$$

$$\text{Moment t.o.v. A} = 5646 + 15988 = 21634 \text{ KNm/m}$$

$$y = 11,93 \text{ m}$$

Voor de waarden van de momenten en krachten zie zandvulling tot 11 m hoogte.

	Belastinggeval 1	Belastinggeval 2	Belastinggeval 3
V	711	530	1812
H	98	533	-
z	8,14	7,43	-
y	11,30	11,62	11,93
	V en H in KN/m	z en y in m	



6-14

Tussenpijler: afmetingen:  $d=0,5$  m;  $h = 19,70$  m ;  $b = 16,45$  m

Het eigen gewicht  $G=(0,5 \times 19,7 \times 16,45) 24 = 3888$  KN

Belastinggeval 1:

Krachten KN	arm tov A	moment
$G=3888$	$16,45/2$	$31979$
$V_3 = (130 \times 16,45) 0,5 = -1069$	$16,45/2$	$-8793$
$V_4 = (36 \times \frac{16,45}{2}) 0,5 = -148$	$\frac{1}{2} \cdot \frac{16,45}{3}$	$-1624 +$
<b>2671 KN</b>		<b>21562</b>

$y = 21562/2671 = 8,07$  m

$(H_1 - H_2) z = H_1 \cdot 13/3 - H_2 \cdot 16,6/3$

$(\frac{1}{2} \cdot (130 \times 13) 0,5 - \frac{1}{2} (166 \times 16,6) 0,5) z = \frac{1}{2} (130 \times 13) 0,5 \cdot 13/3 - \frac{1}{2} (166 \times 16,6) 0,5 \cdot 16,6/3$

$H = -267$  KN

$z = 7,43$  m

Snijpunt van de vertik. en hor. resultante  $(y, z) = (8,07; 7,43)$  (m)

resultante  $(y, z) = (8,07; 7,43)$  (m)

Belastinggeval 2:

Krachten KN	arm tov A	moment
$G=3888$	$16,45/2$	$31979$
$V_3 = (160 \times 16,45) 0,5 = -1316$	$16,45/2$	$-10824$
$V_4 = (6 \times \frac{16,45}{2}) 0,5 = -24$	$\frac{1}{2} \cdot \frac{16,45}{3}$	$-263 +$
<b>2548 KN</b>		<b>20892</b>

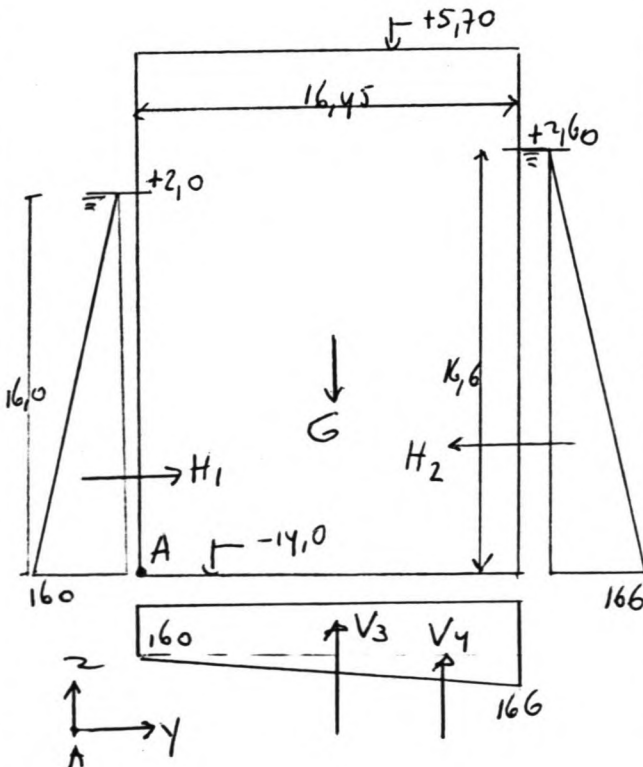
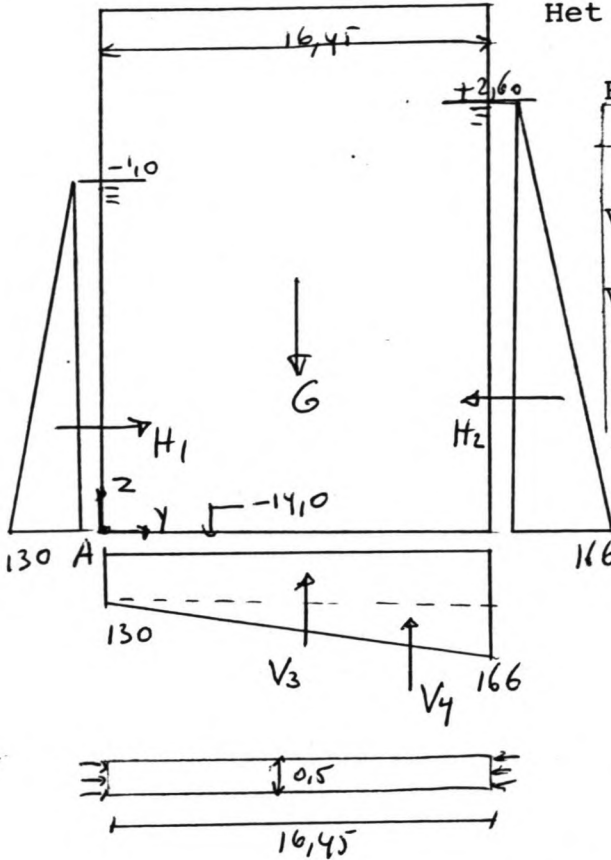
$y = 8,20$  m

Krachten KN	arm tov A	moment
$H_1 = \frac{1}{2} (160 \times 16) 0,5 = 640$	$16/3$	$3413$
$H_2 = \frac{1}{2} (166 \times 16,6) 0,5 = -689$	$16,6/3$	$-3812 +$
<b>-49 KN</b>		<b>-399</b>

$z = 8,13$  m

Belastinggeval 3 : in de bouwfase

$G = 3888$  KN,  $y = 16,45/2 = 8,23$  m



Bruggijler 2 : Afmetingen:  $d = 1,0 \text{ m}$ ;  $h = 21,60 \text{ m}$ ;  $b = 16,45 \text{ m}$

Brugbelasting:  $B = 1684 \text{ KN}$  ( bijlage stalen plaatliggerbrug)

Windbelasting  $W = 174 \text{ KN}$  en Eigen gewicht  $G = (1 \times 21,6 \times 16,45) 24 =$

$= 8528 \text{ KN}$

Belastinggeval 1:

Krachten KN	arm tov A	moment
$G = 8528$	8,23	70185
$V_3 = 130 \times 16,45 = -2139$	8,23	-17604
$V_4 = (36 \times 16,45) \frac{1}{2} = -296$	$2/3 \cdot 16,45$	-3247
$B = 1684$	1,7	2863
$B = 1684$	11,2	18861 +
9461		71058

$y = 7,51 \text{ m}$

Krachten	arm tov A	moment
$H_1 = \frac{1}{2} (130 \times 13) = 845$	13/3	3662
$H_2 = \frac{1}{2} (166 \times 16,6) = -1378$	16,6/3	-7625
$W = -174$	21,6	-3758 +
-707 KN		-7721

$z = 10,92 \text{ m}$

Belastinggeval 2:

Krachten KN	arm tov A	moment
$G = 8528$	8,23	70185
$V_3 = 160 \times 16,45 = -2632$	8,23	-21661
$V_4 = \frac{1}{2} (6 \times 16,45) = -49$	10,97	-538
$B = 1684$	1,7	2863
$B = 1684$	11,2	18861 +
9215 KN		69710

$y = 7,56 \text{ m}$

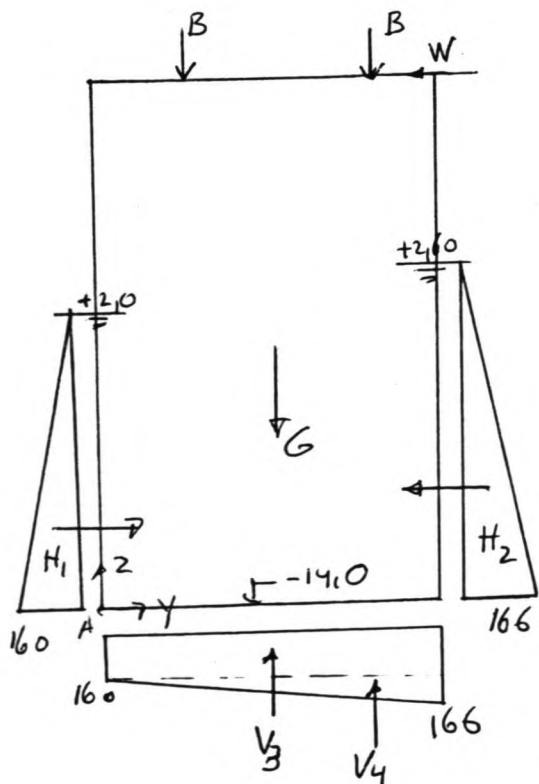
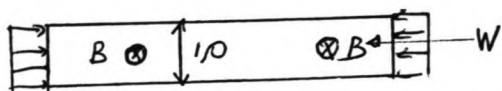
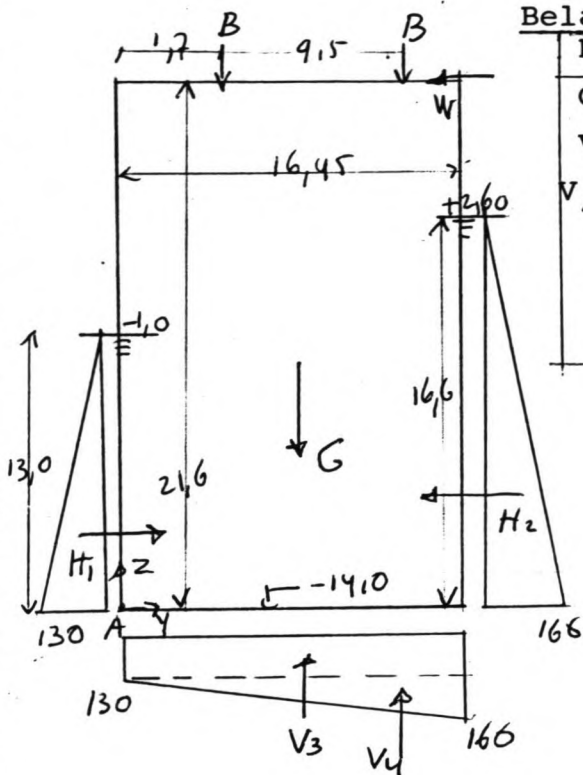
Krachten	arm tov A	moment
$H_1 = \frac{1}{2} (160 \times 16) = 1280$	16/3	6827
$H_2 = \frac{1}{2} (166 \times 16,6) = -1378$	16,6/3	-7625
$W = -174$	21,7	-3758 +
-272 KN		-4556

$z = 16,75 \text{ m}$

Belastinggeval 3:

Alleen het eigen gewicht  $G = 8528 \text{ KN}$

$y = 8,23 \text{ m}$



Brugpijler 3 (middenpijler). In deze pijler komt er een dilata-tievoeg. Afmetingen :  $d = 1,5 \text{ m}$ ;  $h = 21,6 \text{ m}$ ;  $b = 16,45 \text{ m}$ . Alles is identiek aan pijler 2, behalve de dikte. Alle belastingen zijn  $1,5 \times$  zo groot als die van pijler 2, behalve de B.

Belastinggeval 1 :

Krachten	arm tov A	moment
$G = 12792$	8,23	105278
$B = 1684$	1,7	2863
$B = 1684$	11,2	188861
$V_3 = -3209$	8,23	- 26410
$V_4 = - 444 +$	10,97	- 4871 +
12507 KN		95721

$y = 7,65 \text{ m}$

Krachten	arm tov.A	moment
$H_1 = 1268$	13/3	5495
$H_2 = -2067$	16,6/3	- 11437
$W = - 174 +$	21,6	- 3758 +
-873 KN		-9700

$z = 11,11 \text{ m}$

Belastinggeval 2:

Krachten	arm tov .A	moment
$G = 12792$	8,23	105278
$B = 1684$	1,7	2863
$B = 1684$	11,2	18861
$V_3 = -3948$	8,23	- 32492
$V_4 = - 74 +$	10,97	- 812 +
12139 KN		93698

$y = 7,72 \text{ m}$

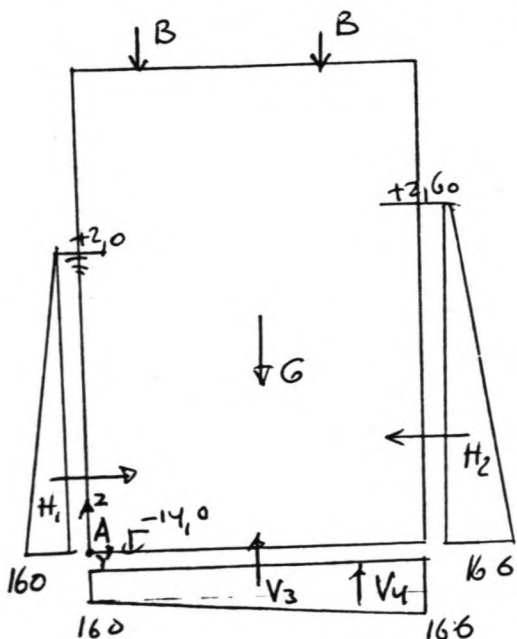
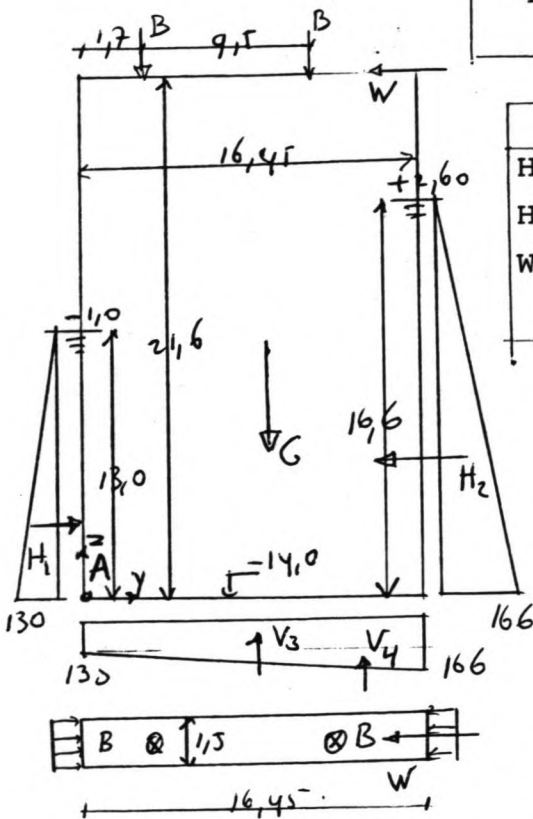
krachten	arm tov.A	moment
$H_1 = 1920$	16/3	10240
$H_2 = -2067$	16,6/3	- 11437
$W = -174 +$	21,6	- 3758 +
-321 KN		-4955

$z = 15,40 \text{ m}$

Belastinggeval 3:

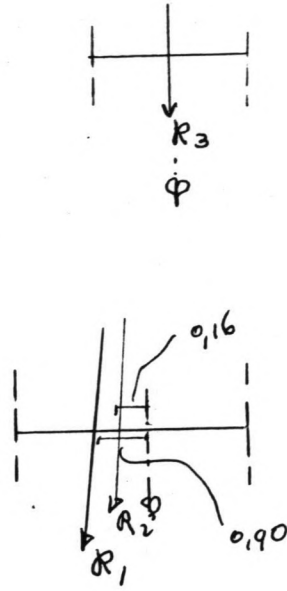
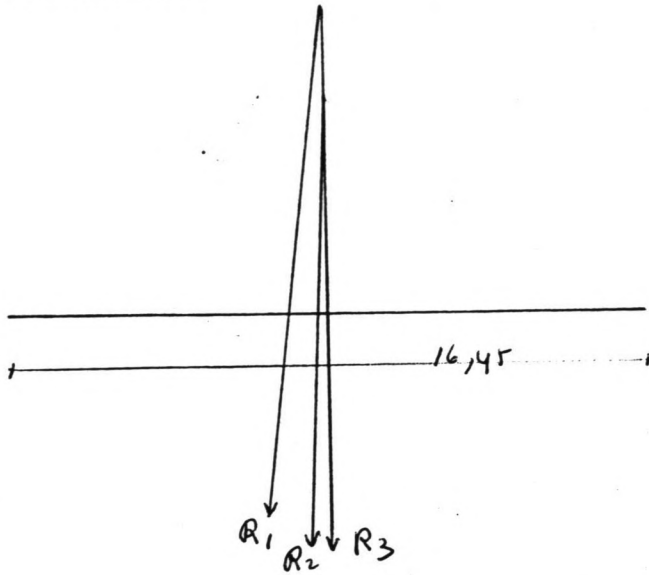
Alleen het eigen gewicht  $G = 12792 \text{ KN}$

$y = 8,23 \text{ m}$

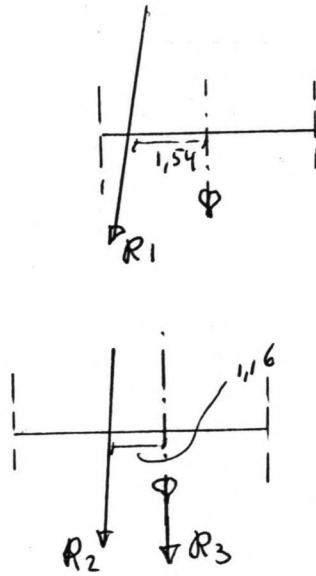
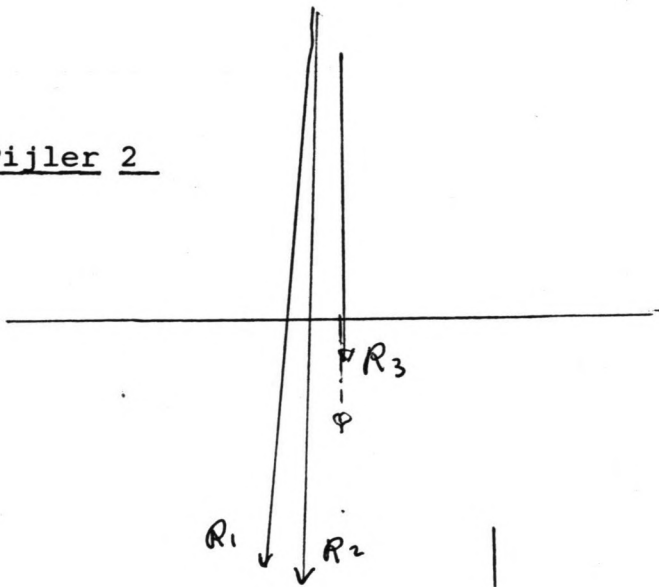


Resumerend: belastingsresultantes van de pijlers

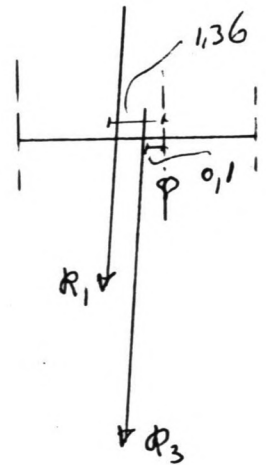
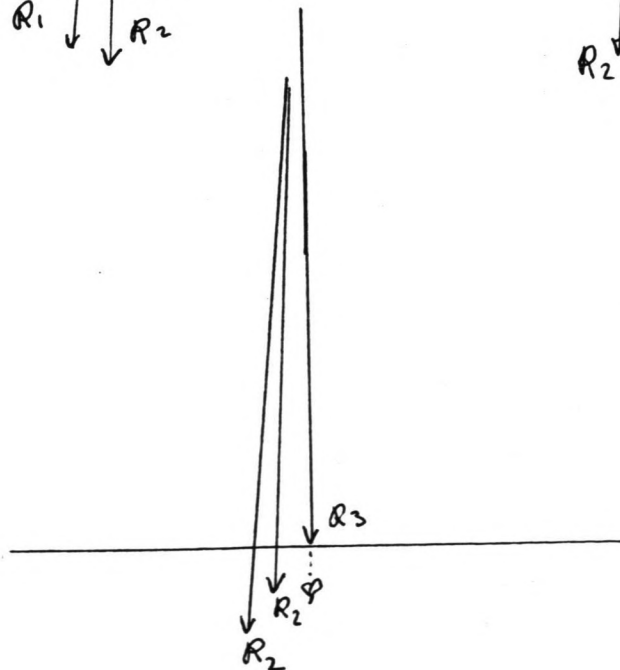
tussenpijler



Pijler 2



pijler 3



Bepaling van het toelaatbare draagvermogen van de palen  
( zie dictaat g80)

Daar de bodem uit klei bestaat, worden de palen op kleef belast.  
Puntweerstand van de palen wordt verwaarloosd.

Toepassing van prefab. gladde palen.

afmeting 0,30 x 0,30 m , opp. paalmantel=1,2 m<sup>2</sup>/m

Veiligheidsfactor inclusief onzekerheidsfactor F= 3 . Zie  
sonderingen met kleef en conusweerstand.

$$W = 1,5 \text{ kgf/cm}^2 = 0,15 \text{ N/mm}^2.$$

Met F = 3.

$$\text{Toelaatbare wrijvingsdraagvermogen} = \bar{W} = 0,05 \text{ N/mm}^2 = 50 \text{ KN/m}^2$$

$$\text{paal } 0,30 \times 0,30 \text{ m} , \quad \bar{W}_{\text{paal}} = 1,2 \times 50 = 60 \text{ KN/m}^1 \text{ paal}$$

De lengte van de palen = 10 m.

$$\bar{W}_{\text{paal}} = 600 \text{ KN}$$

$$\text{paalafmeting } 0,40 \times 0,40 \text{ m} , \quad \text{oppervlak paalmantel} = 1,6 \text{ m}^2/\text{m}$$

$$\bar{W} = 1,6 \times 50 \text{ KN/m}^2 = 80 \text{ KN/m}^1$$

De belastingen op de halve stuw :  $l = (2,5+25,75)m$

aantal tussenpijlers = 18

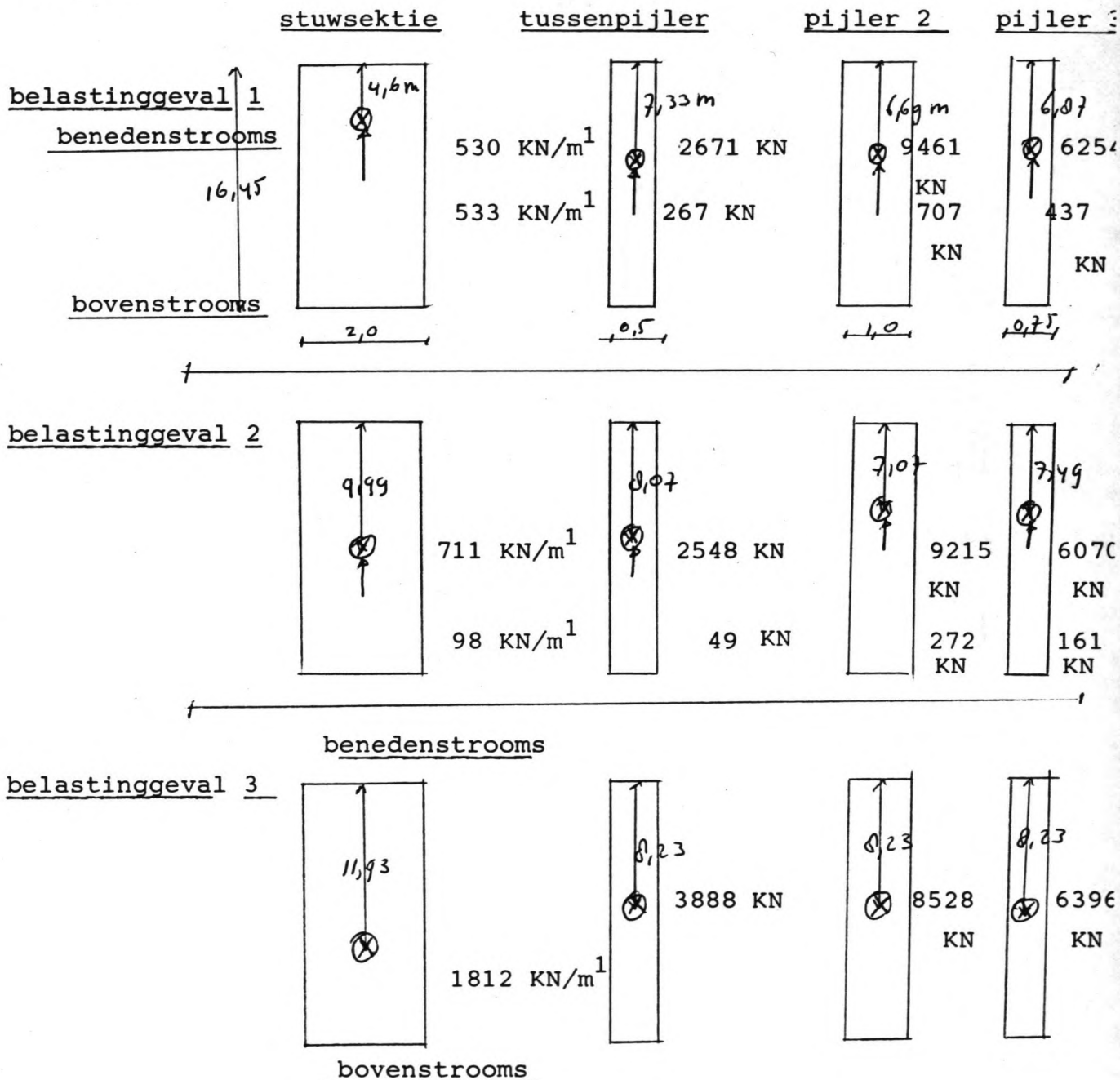
aantal stuwsekties = 19 à 2 m breed

(aansluitingssluis) = 1 à 1 m breed

aantal pijler 1 = 1

aantal pijler 3 = 3

(wegens symmetrie wordt de helft v/d middenpijler in de berekening genomen)



Opm: de belastingen zijn op een bovenaanzicht van de vloerplaat getekend.

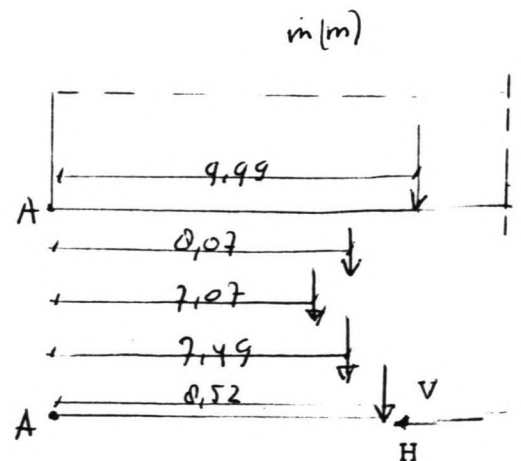
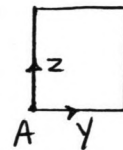
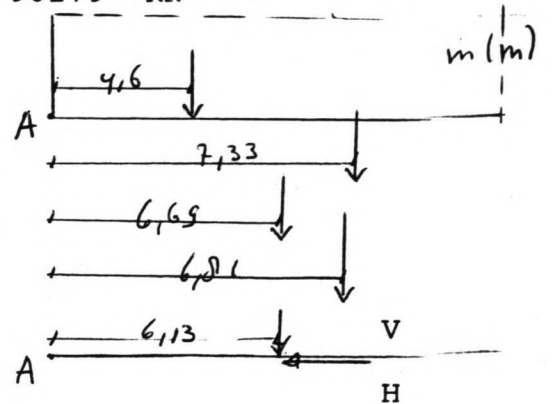
<u>Belastinggeval 1</u>	stuwsecties	V = 20670 KN
		H = 20787 KN
	tussenpijlers	V = 48078 KN
		H = 4806 KN
	pijler <u>2</u>	V = 9461 KN
		H = 707 KN
	pijler <u>3</u>	V = 6253 KN
		H = 437 KN
	Totaal	H = 20919 KN
		V = 90279 KN

$$y = 553746 / 90279 = 6,13 \text{ m}$$

Belastinggeval 2

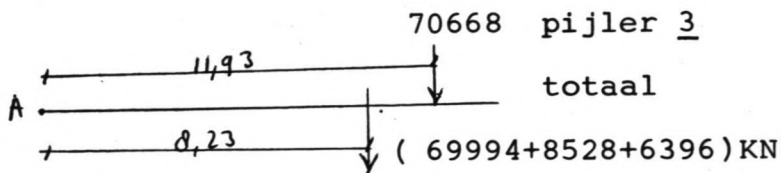
stuwsecties	V = 27729 KN
	H = 3822 KN
tussenpijler	V = 45864 KN
	H = 882 KN
pijler <u>2</u>	V = 9215 KN
	H = 272 KN
pijler <u>3</u>	V = 6069 KN
	H = 160 KN
totaal	H = 5137 KN
	V = 88878 KN

$$Y = \frac{757749}{88878} = 8,52 \text{ m}$$

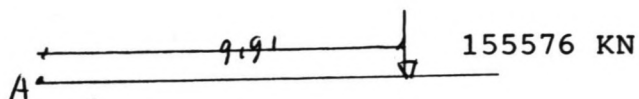




<u>belastinggeval 3</u>	stuwsecties	V= 70668 KN
	tussenpijlers	V= 69984 KN
	pijler <u>2</u>	V= 8528 KN
	pijler <u>3</u>	V= 6396 KN
	totaal	V= 155576 KN



$$y = \frac{1541861}{155576} = 9,91 \text{ m}$$



$$V_3 \text{ (is maatgevend) } = 155576 \text{ KN}$$

$$V_2 = 88878 \text{ KN}$$

$$H_2 = 5137 \text{ KN}$$

$$V_1 = 90279 \text{ KN}$$

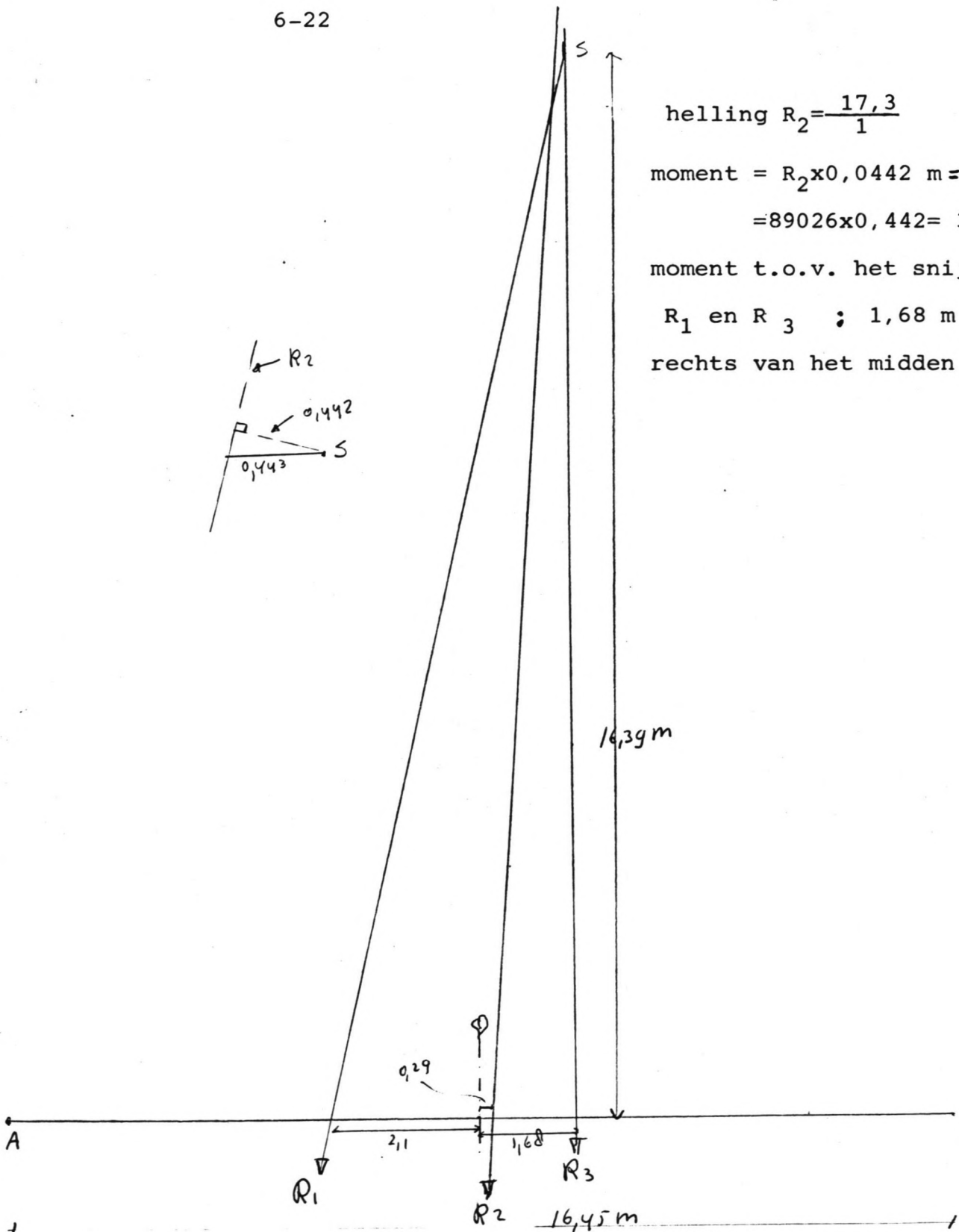
$$H_1 = \text{(is maatgevend)} = 20919 \text{ KN}$$

Schoorpalen 3:1

$$l = 10 \text{ m}$$

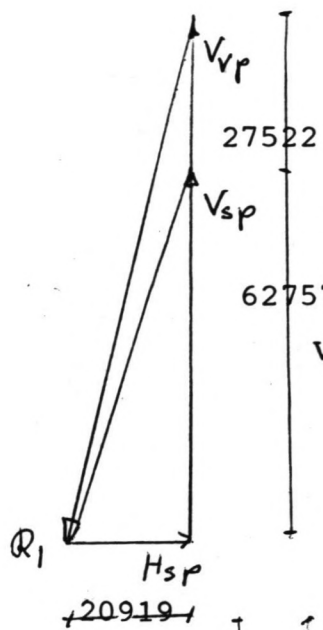
afmetingen 0,3x0,3 m

$$\bar{w}_{\text{paal}} = 600 \text{ KN}$$



Het systeempunt van de paalfundering  
 is het snijpunt van  $R_1$  en  $R_3$ .

$R_2$  geeft een moment.

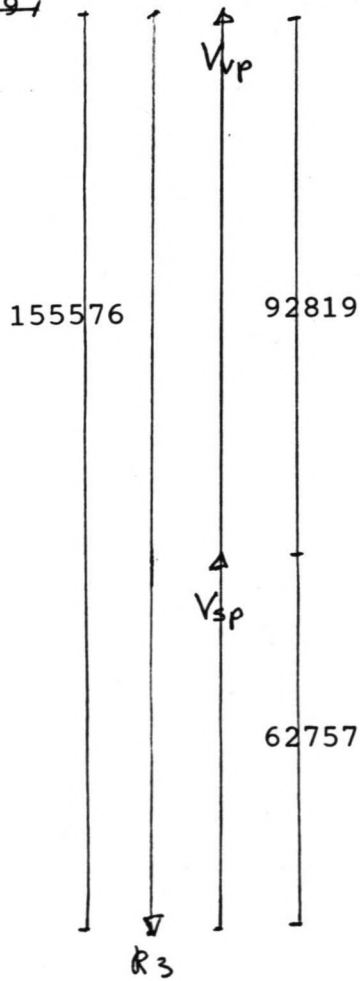


belastingresultante  $R_1$

$H_{sp}$  = horizontale belasting op te nemen door schoorpalen met een helling 3:1.

$V_{sp}$  = vertikale opneembare belasting van de schoorpalen.

$V_{vp}$  = vertikaal op te nemen door verticale palen .



belastingresultante  $R_3$

Helling schoorpaal = 3:1

$$\bar{W}_{\text{paal}} = 600 \text{ KN, afmeting } 0,30 \times 0,30 \text{ m, hor. opneembaar} = \frac{1}{\sqrt{10}} \cdot 600 = 190 \text{ KN}$$

$$\text{Aantal schoorpalen} = \frac{20919}{190} = 111$$

vertikaal op te nemen belasting door schoorpalen =  $3 \times 20919 = 62757 \text{ KN}$

vertikaal op te nemen belasting door verticale palen =

$$= 155576 - 62757 = 92819 \text{ KN.}$$

$$\text{Aantal verticale palen} = \frac{92819}{600} = 155$$

Aantal stuwsecties = 20

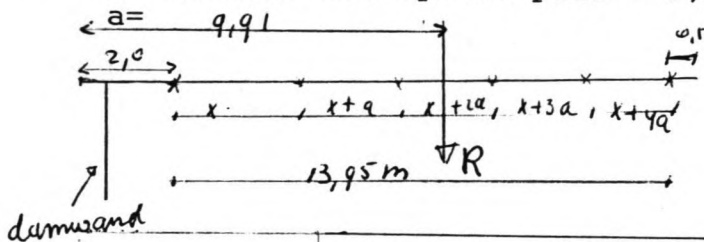
Aantal pijlers = 20

Schoorpalen onder stuwsecties = 6 per stuwsectie = 120 schoorpalen

Vertikale palen onder de pijlers = 8 per pijler = 160 vert. palen .

plaatsing schoorpalen:

a = afstand tot systeempunt = 9,91 m



120 schoorpalen = 20 rijen à 6

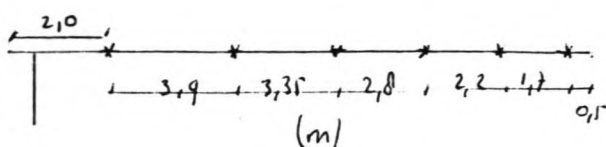
paalafstand	moment t.o.v.A voor P=1 KN= = palen x afstand	theoretische (m) paalafstand	praktische paalafstand m
0	0	0	0
x	x	3,89	3,90
x+a	2x+a	3,34	3,35
x+2a	3x+3a	2,79	2,80
x+3a	4x+6a	2,24	2,20
x+4a	5x+10a	1,69	1,70
5x+10a		13,95 m	13,95

$$5x + 10a = 13,95 \quad x + 2a = 2,79$$

$$15x + 20a = 6(9,91 - 2,0) \quad x + 4/3a = 3,16$$

$$a = -0,55 \text{ m}$$

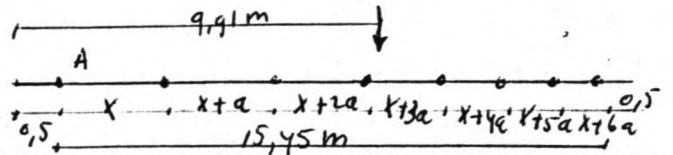
$$x = 3,89 \text{ m}$$



Paalplaatsing verticale palen

9,91 m = afstand tot systeempunt van de paalfundering

8 verticale palen in 1 rij



paalafstand	moment t.o.v. A als P = 1kN palen x afstand tot A	theoretisch paalafstand	praktisch paalafstand
0	0	0	0
x	x	3,65	3,60
x+a	2x+a	3,17	3,10
x+2a	3x+3a	2,69	2,65
x+3a	4x+6a	2,21	2,20
x+4a	5x+10a	1,73	1,70
x+5a	6x+15a	1,25	1,20
x+6a	7x+21a	0,77	1,00
_____ +	_____ +	_____ +	_____ +
7x+21a	28x+56a	15,45	15,45

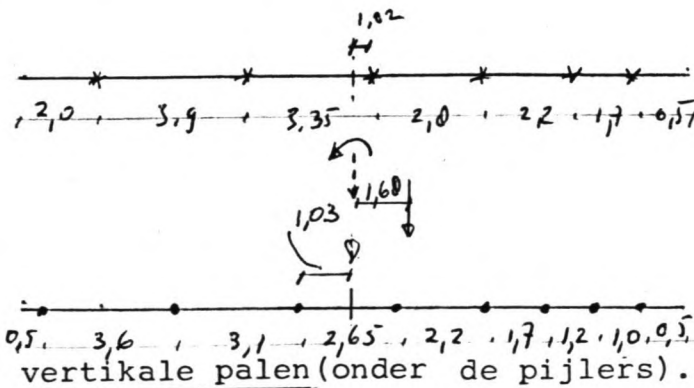
$$\left. \begin{aligned} 7x+21a &= 15,45 \\ 28x+56a &= 8(9,91-0,5) \end{aligned} \right\} \begin{aligned} a &= -0,48 \text{ m} \\ x &= 3,65 \text{ m} \end{aligned}$$

Controle momentopname t.g.v. R<sub>2</sub>:

moment = 39350 KNm

V<sub>2</sub> = 88878 KN

schoorpalen (onder de stuwsekties)



moment is t.o.v. punt 1,68 m rechts van het midden:

$$20P [0,06+2,71+5,81+9,41+2,14+3,84+5,04+6,04] + 20P [0,66+4,01+7,91+2,14+4,34+6,04] = M = 39350.$$

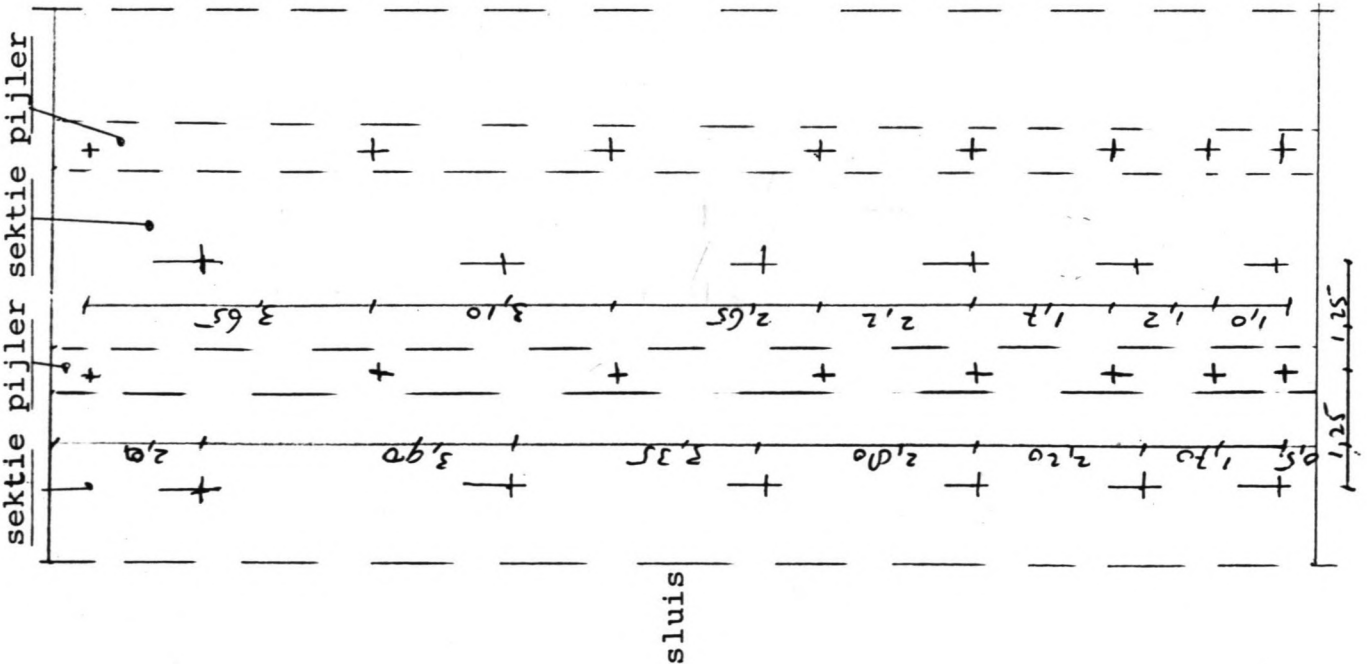
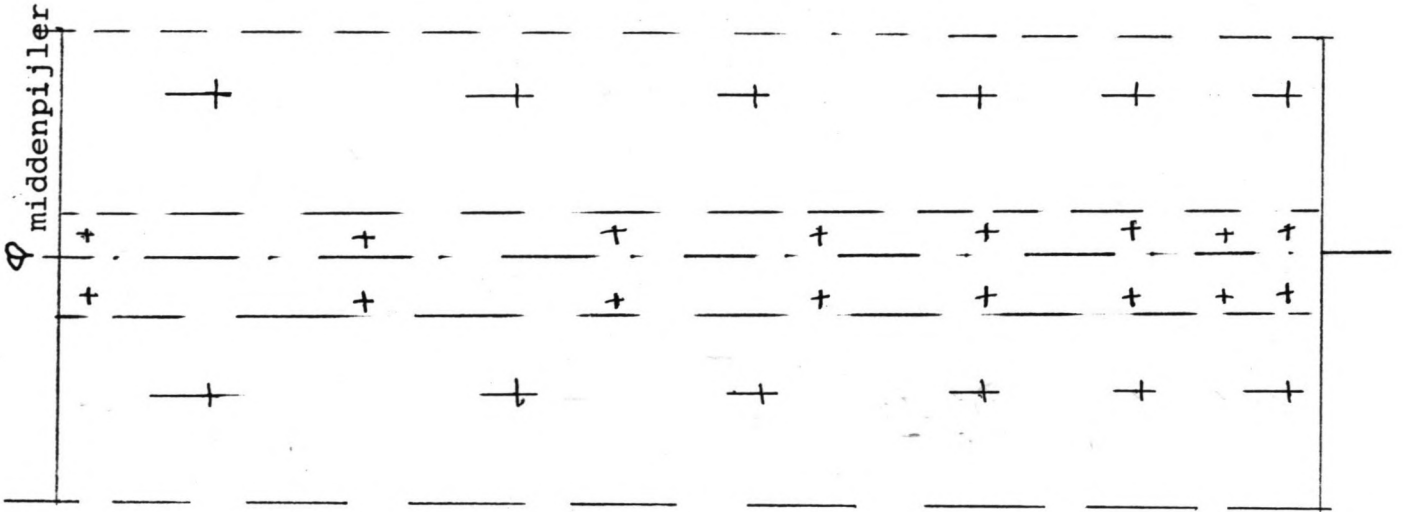
$$(502+701)P = 39350 \quad P = 33 \text{ KN}$$

$$W_{\text{paal}} = \frac{88878}{120+160} + 33 = 350 \text{ KN} \quad \text{het voldoet. } \bar{W}_{\text{paal}} = 600 \text{ KN}$$

(onder belastingsresultante R<sub>2</sub>)

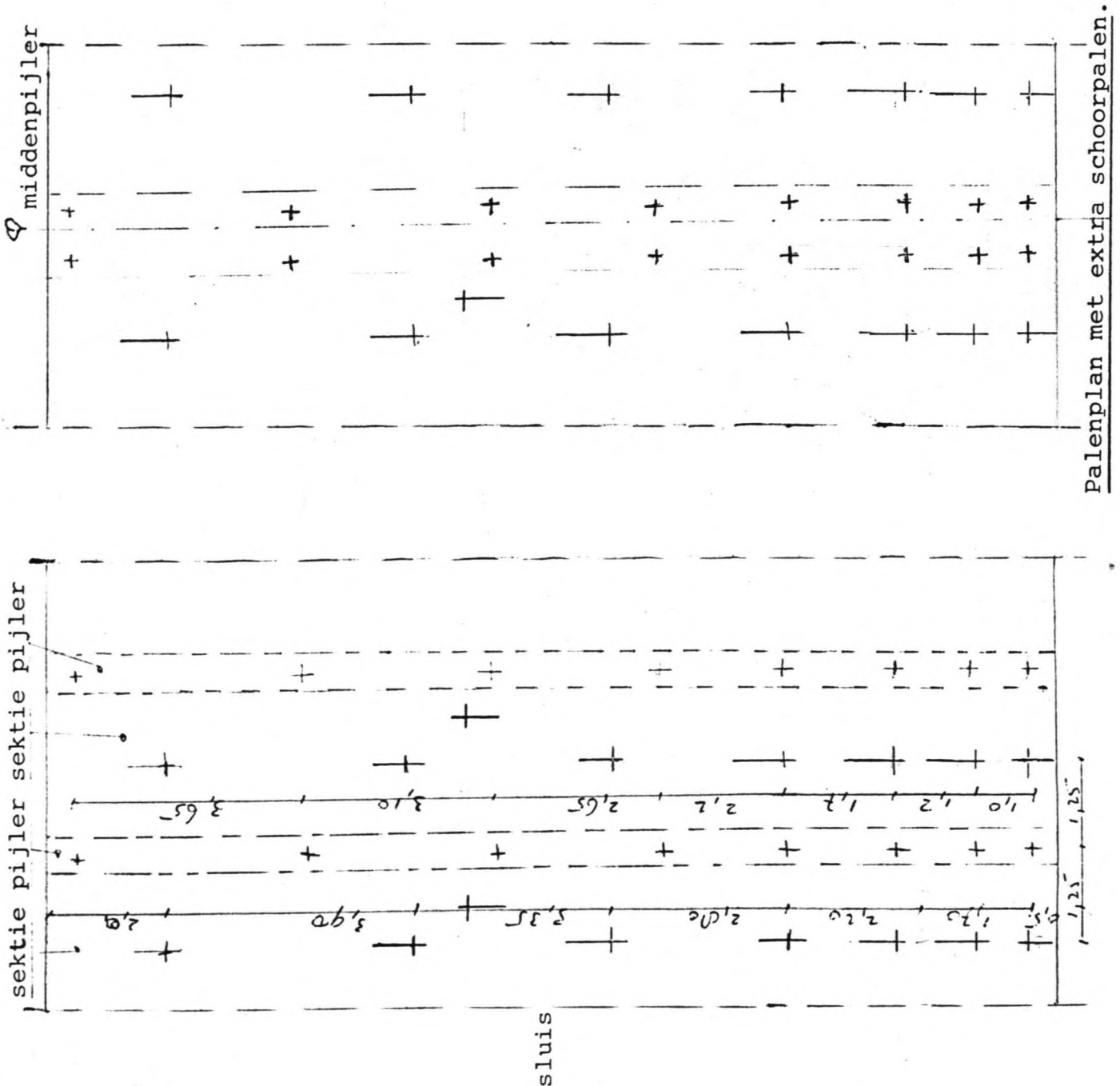
palenplan  
 schaal 1:100  
 maten in m

+ schoorpaal  
 + vert.paal



sluis

In een situatie met alleen verticale belastingen (bijv. in de uitvoeringsfase) moet de horizontale paalreactie van de schoorpalen, die in dit geval in een richting onder een helling staan, worden opgenomen. Hiervoor zijn er schoorpalen in de andere richting nodig. Per stuwsectie twee extra schoorpalen onder een helling 3:1. Zie schets.



Invloed groepswerking m.b.t. kleef (zie dictaat g80)

Verdichting van de grond als gevolg van grondverdringing door de palen werkt gunstig voor de positieve kleef. De zetting van de palen wordt ongunstig beïnvloed, omdat de spanningsspreidingen tussen de palen elkaar overlappen.

De grond mag niet meer dan de palen zakken. Stel dat de deformatie van de paalkop maatgevend is. Het draagvermogen van de palen met verwaarlozing van de paalpuntsweerstand wordt gereduceerd.

De enkele paal kan meer dragen.

Gemiddelde belasting van de stuw is  $= \frac{V}{\text{opp. vloer}} = \frac{155576}{16,45 \times 51,25} = 184 \text{ KN/m}^2$

Palendichtheid =  $\bar{W}_{\text{paal}} : 184 = 600 : 184 = 3,26 \text{ m}^2$

Theoretische stramien =  $1,8 \times 1,8 \text{ m}$

Stel normaalkracht in de paal is constant.

Paalverkorting  $= \Delta l = \frac{W \cdot l}{E \cdot A} = \frac{600 \cdot 10}{30 \cdot 10^6 \cdot 0,3^2} = 2,2 \cdot 10^{-3} \text{ m} = 2,2 \text{ mm}$

De grond mag niet meer dan 2,2 mm zakken.

Voor een grondkolom van  $l = 10 \text{ m}$  en  $A = 3,26 \text{ m}^2$  geldt

$$2,2 \text{ mm} = \frac{P_{\text{grond}} \cdot 10 \cdot 10^3}{E_{\text{grond}} \cdot 3,26 \cdot 10^6} \cdot \frac{1}{2} \quad (\text{gesommeerde wrijving is lineair})$$

$$E_{\text{grond}} = 50 \text{ N/mm}^2 \quad (\text{harde klei}) \quad \text{H.u.v. } P_{\text{grond}} = 72 \text{ KN}$$

De paal moet langer zijn.  $\bar{W}_{\text{paal}} = 600 - 72 = 528 \text{ KN}$ .

Neem lengte paal = 12 m.  $\bar{W}_{\text{paal}} = 12 \times 60 = 720 \text{ KN}$

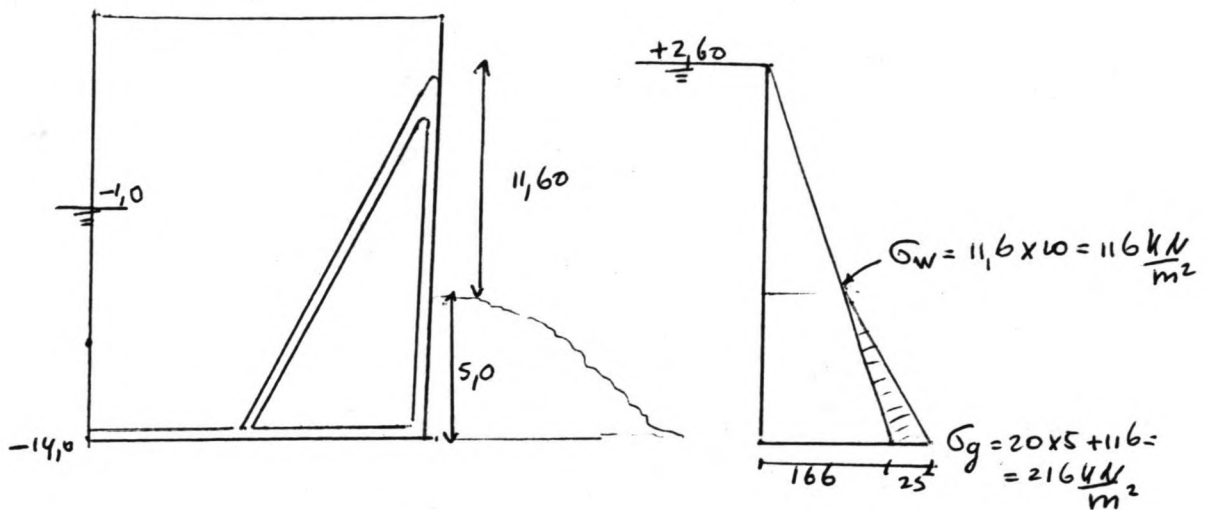
$$\Delta l_{\text{paal}} = 3,2 \text{ mm} \quad \text{en } P_{\text{grond}} = 87 \text{ KN}$$

$\bar{W}_{\text{paal}}$  wordt  $720 - 87 = 633 \text{ KN}$ . Als het gewicht van de paal in rekening wordt gebracht, wordt  $\bar{W}_{\text{paal}} = 633 - (0,3 \times 0,3) \cdot 12 \cdot 24 = 608 \text{ KN}$ .



Aanslibbing tegen de stuw aan de bovenstroomse zijde

Stel dat er een aanslibbing van gemiddeld 5 m tegen de stuw plaats vindt. Dit moet dan gesuperponeerd worden aan belastinggeval 1. Dit is maatgevend voor de horizontale belasting, in langsrichting uiteraard.



$$\sigma_{kv} = \sigma_g - \sigma_w = 216 - 166 = 50 \text{ KN/m}^2$$

$$\sigma_{kh} = \lambda_n \cdot \sigma_{kv} = 0,5 \times 50 = 25 \text{ KN/m}^2$$

$$\text{Horizontale grondbelasting} = \frac{25 \times 5}{2} = 62,5 \text{ KN/m}$$

over de halve stuw lengte van  $(25,5 + 25,75) \text{ m}$  is de totale horizontale grondbelasting  $= 62,5 \times 51,25 = 3203 \text{ KN}$ .

Zie blz. 18.  $H_1$  wordt  $20919 + 3203 = 24122 \text{ KN}$ .

$$\bar{W}_{\text{paal}} = 600 \text{ KN. Horizontaal opneembaar} = \frac{1}{\sqrt{10}} \cdot 600 = 190 \text{ KN.}$$

$$\text{Aantal schoorpalen} = \frac{24122}{90} = 127$$

$$\bar{W}_{\text{paal}} = 660 \text{ KN} \quad \text{Aantal schoorpalen} = \frac{24122}{\sqrt{10} \cdot 660} = 116$$

Dus om het berekende palenplan aan te houden zijn er nodig: schoorpalen met een  $\bar{W}_{\text{paal}} = 660 \text{ KN}$  en een lengte van 11 m.

De pijler en keerwand op de rechteroever

De afmetingen van de pijler zijn even groot als die van pijler 2.

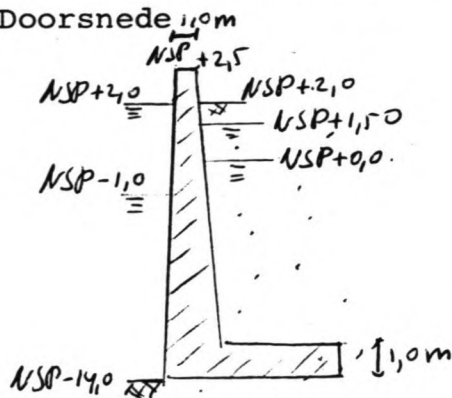
Afmetingen:  $h = 21,60$  m,  $b = 16,45$  m,  $d = 1,0$  m

Maatgevende belastinggeval is in de bouwphase = het eigen gewicht  $G = 8528$  KN. zie blz. 6-13.

$$\text{Aantal palen} = \frac{G}{W_{\text{paal}}} = \frac{8528}{900} = 10 \text{ palen}$$

Benedenstrooms van de stuw zal tussen de bodembescherming en de oever een grondkerend wand komen over een lengte van 15 à 20 m.

Doorsnede



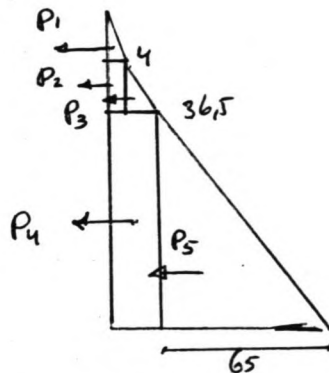
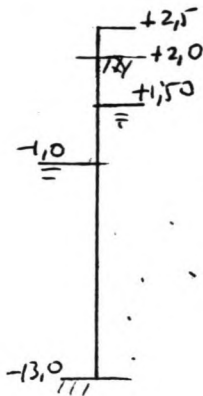
Bepaling van de wanddikte t.p.v. de vloer-overgang. Uitgangspunt is: de schuifspanning moet kleiner zijn dan  $\tau_1$  om dwarskrachtwapening t.p.v. de stortnaad achterwege te laten.

maatgevend belastinggeval;

vloerdikte = 1,0 m

waterstand NSP - 1,0 m

grondwaterstand NSP + 1,50 m



peil	$\sigma_g$	$\sigma_w$	$\sigma_{kv} = \sigma_g - \sigma_w$	$\sigma_{kh} = \lambda_n \sigma_{kv}$	$\sigma_w + \sigma_{kh}$	$\sigma_w$ links	$(\sigma_w + \sigma_{kh})$ rechts- $\sigma_w$ links
+2,0	0	0	0	0	0	0	0
+1,50	$0,5 \times 16 = 8$	0	8	4	4	0	4
-1,0	$8 + 2,5 \times 20 = 58$	15	43	21,5	36,5	0	36,5
-13,0	$58 + 12 \times 20 = 298$	145	153	76,5	221,5	120	101,5
-14,0	$298 + 20 = 318$	155	163	81,5	244,5	130	114,5

krachten KN/m<sup>1</sup>

$$P_1 = \frac{1}{2}(0,5 \times 4) = 1$$

$$P_2 = 4 \times 2,5 = 10$$

$$P_3 = \frac{1}{2}(2,5 \times 32,5) = 40$$

$$P_4 = 36,5 \times 12 = 438$$

$$P_5 = \frac{1}{2}(65 \times 12) = 390$$

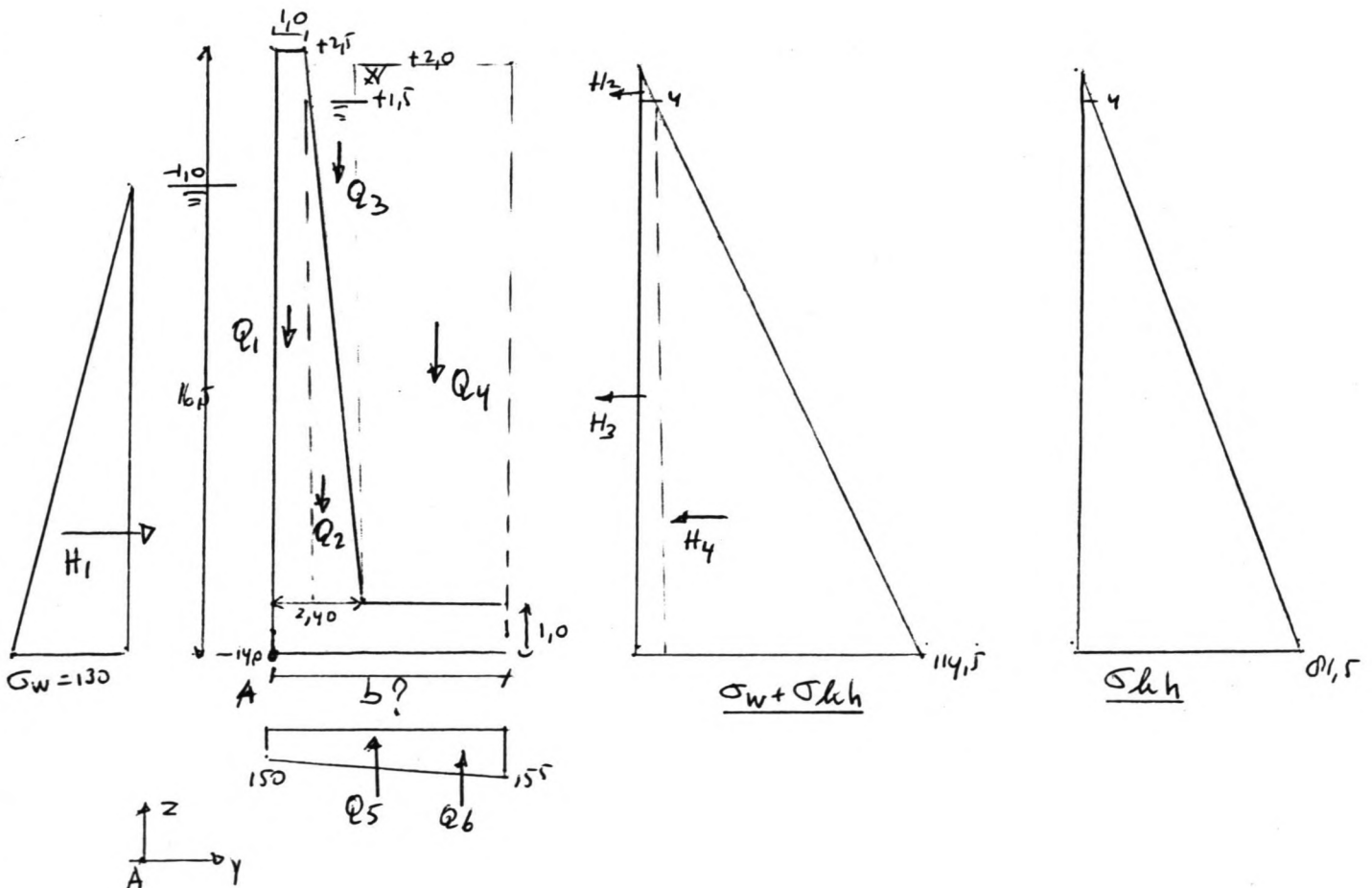
$$= 879 \text{ KN/m} \quad \text{dwarskracht } T = 879 \text{ KN/m}^1$$

$$\tau_d = \frac{xT}{bxh} < \tau_1$$

$$\tau_1 = 0,65 \text{ N/mm}^2 \text{ voor beton B22,5}$$

$$\tau_d = \frac{1,7 \times 879 \cdot 10^3}{1,5 \cdot h \cdot 10^6} = 0,65 \text{ N/mm}^2$$

$$h > 2,30 \text{ m. Neem } h = 2,40 \text{ m}$$



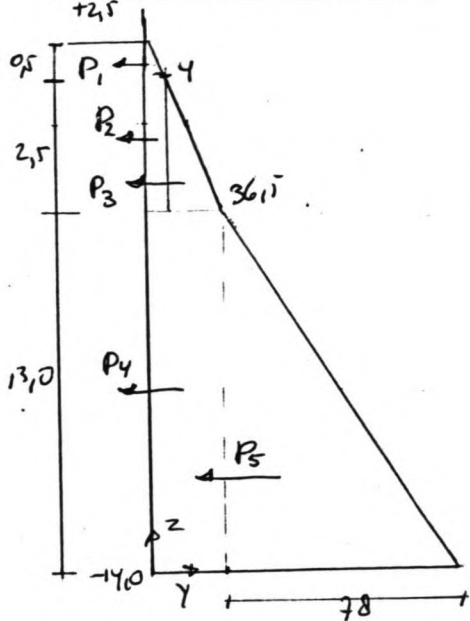
De resultante moet door de kerndoorsnede van de vloer gaan.

Horizontale krachten	arm t.o.v. A	moment
$H_1 = \frac{1}{2}(13 \times 130) = -845$	13/3	-3662
$H_2 = \frac{1}{2}(4 \times 0,5) = 1$	$15,5 + \frac{1}{3}$	15,8
$H_3 = 4 \times 15,5 = 62$	$\frac{15,5}{2}$	480
$H_4 = 15,5 \times 140,5 = 2177$	$\frac{15,5}{3}$	$\frac{11247}{+}$
$= 1395$		$= 8081$

$$z = 5,79 \text{ m}$$

Horizontale krachten:

resultierend naar links. KN/m<sup>1</sup>



		arm	moment
$P_1 = (0,5 \times 4) \frac{1}{2}$	= 1	$15,5 + \frac{0,5}{2}$	16
$P_2 = (2,5 \times 4)$	= 10	$13,0 + \frac{2,5}{2}$	142
$P_3 = (2,5 \times 32,5) \frac{1}{2}$	= 40	$13,0 + \frac{2,5}{3}$	553
$P_4 = (36,5 \times 13)$	= 474	$\frac{13}{2}$	3081
$P_5 = (78 \times 13) \frac{1}{2}$	= 507	$\frac{13}{3}$	2197
	+		+
	1032		5988
	KN/m <sup>1</sup>		

z = 5,8 m

Vertikale krachten : KN/m<sup>1</sup>

Negatieve kleef =  $E_H =$  oppervlak khgrafiek =  $\frac{1}{2}(4 \times 0,5) + \left\{ \frac{4+81,5}{2} \right\} \cdot 15,5 = 663$  KN/m<sup>1</sup>

$E_V = E_H \tan(2/3 \cdot 27,5^\circ) = 663 \cdot \tan(2/3 \cdot 27,5^\circ) = 220$  KN/m<sup>1</sup>

$Q_1 = (1 \times 15,5) \cdot 24 = 372$  KN/m<sup>1</sup>

Gewicht wand =  $Q_2 = (1,4 \times 15,5) \frac{1}{2} \cdot 24 = 261$  KN/m<sup>1</sup>

Gewicht grond = - doorsnee  $Q_3 = \frac{1}{2}(1,4 \times 15) \cdot 20 = 210$  KN/m<sup>1</sup>

- doorsnee  $Q_4 = 15 \times b \times 20 = 300b$  KN/m<sup>1</sup>

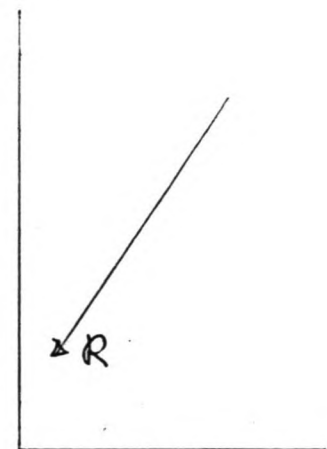
Stel b = 5 m  $Q_4 = 1500$  KN/m<sup>1</sup>

Gewicht vloer:  $(5 \times 1) \cdot 24 = 120$  KN/m<sup>1</sup>

Grondwater druk:  $-Q_5 = (150 \times 5) = -750$  KN/m<sup>1</sup>

$Q_6 = (5 \times 5) \frac{1}{2} = -13$  KN/m<sup>1</sup>

Vertikale krachten	arm	moment	
kleef =	220	5	1100
$Q_1 =$	372	0,5	186
$Q_2 =$	261	$0,5 + \frac{1,4}{3}$	252
$Q_3 =$	210	$1 + \frac{2}{3} \cdot 1,4$	406
$Q_4 =$	1500	$2,4 + \frac{2,6}{2}$	5550
vloer =	120	2,5	300
$Q_5 =$	-750	2,5	-1875
$Q_6 =$	-13	$\frac{2}{3} \cdot 5$	-43
	+		+
	1920 KN/m <sup>1</sup>		5876



Y = 3,06 m

vloer moet dus langer.

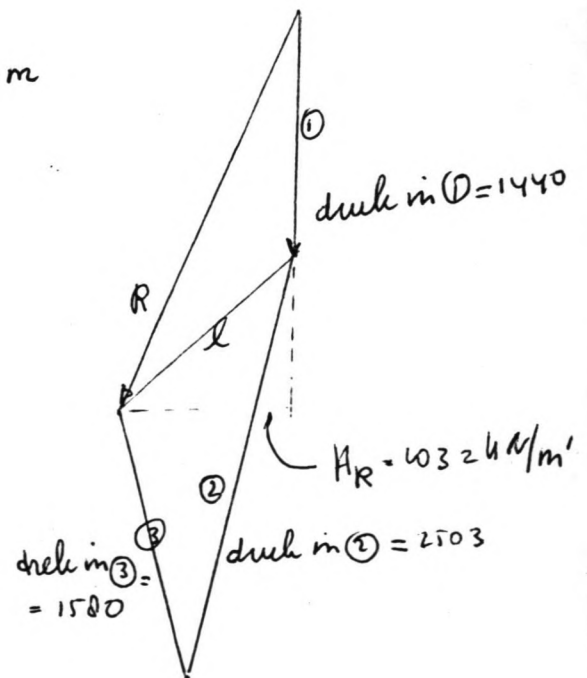
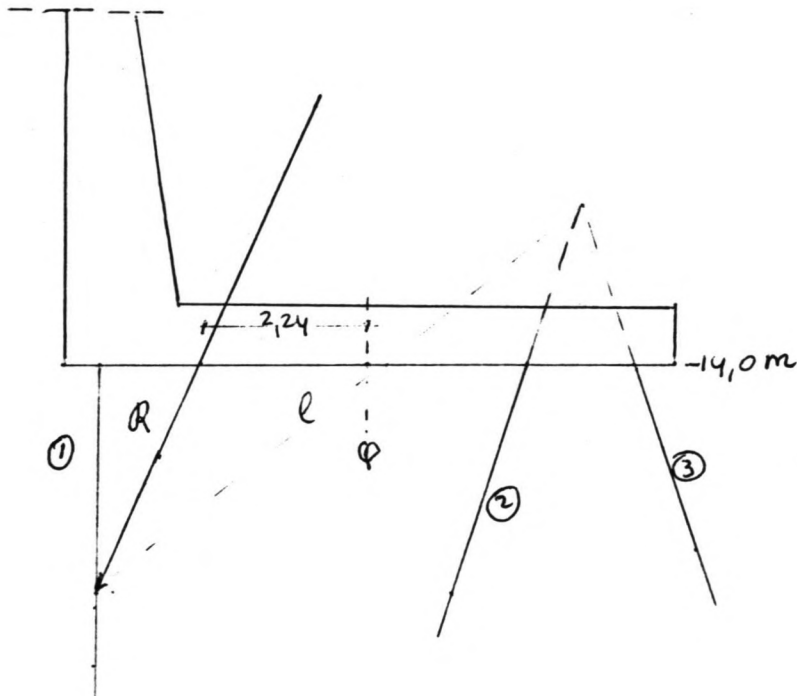
Vloer wordt 8 m lang.

Alle horizontale belastingen zijn de zelfde.

Vertikale belastingen: alles dezelfde behalve

		moment om A
vloer = $8 \times 1,0 \times 24$	= 192	768
grond $Q_4 = 8 \times 15 \times 20$	= 2400	12480
grondwater = $Q_5 =$	-1200	-4800
$Q_6 =$	- 20	-106
	<hr/>	
	1372	
overige vertik. bel. 1063 +		1944
	<hr/>	
	2435 KN/m <sup>1</sup>	10286

Y = 4,22 m



grafische methode:

paal 1 = -1440 KN

paal 2 = -2503 KN

paal 3 = 1580 KN

paal 0,4 x 0,4 m

Onderkant vloer op -14,0 m

$\bar{w}_{\text{paal}} = 80 \text{ KN/m}^1$  van -14,0 tot -24,0 m

$\bar{w}_{\text{paal}} = 107 \text{ KN/m}^1$  van 24,0 tot -38,0 m

Beschouw de wand nu als geheel en stel de lengte op 20 m .

belasting paalgroep 1 = 20 x 1440 = 28800 KN

-"- -"- 2 = 20 x 2503 = 50060 KN

-"- -"- 3 = 20 x 1580 = 31600 KN

$$\bar{W}_{\text{paal}} = (10 \times 80) + (12 \times 107) = 2084 \text{ KN. Eigen gewicht paal} = 22(0,4 \times 0,4) 24 = 84 \text{ KN}$$

$$W = 2084 - 84 = 2000 \text{ KN}$$

Aantal palen 1 = 15

Aantal palen 2 = 26

Aantal palen 3 = 16

Ponscontrole van de vloer:

$$\tau_d = F_d \left(1 + \frac{2 \cdot e}{h+d}\right) \times \frac{1}{\gamma \cdot h \cdot (h+d)}$$

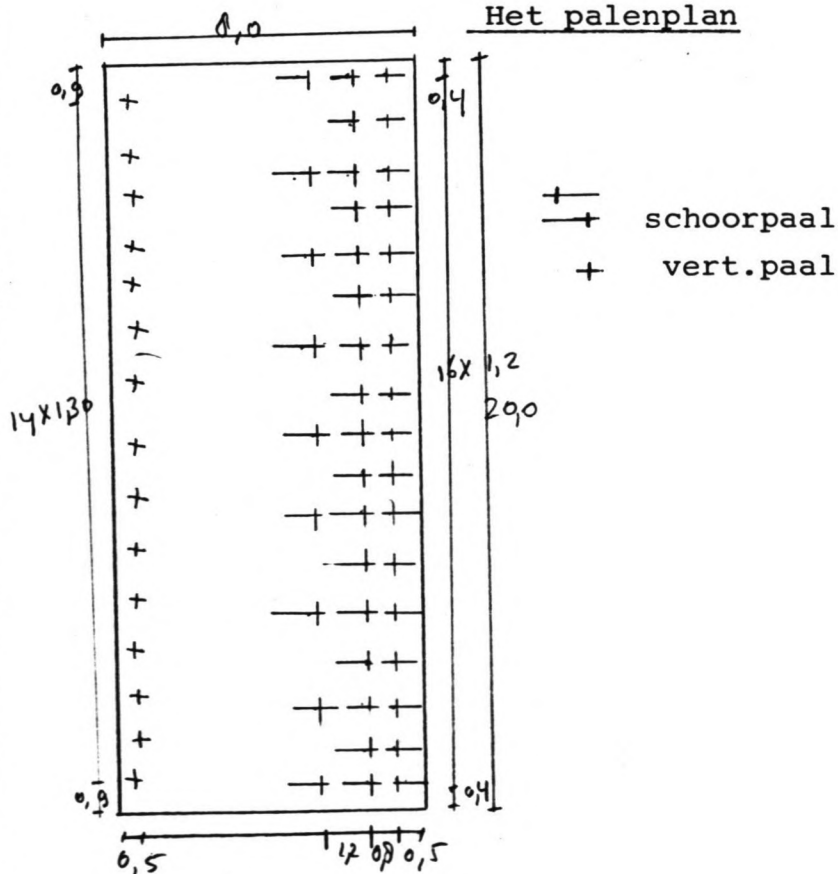
$$F_d = 1,7 \times 2000 \text{ KN}$$

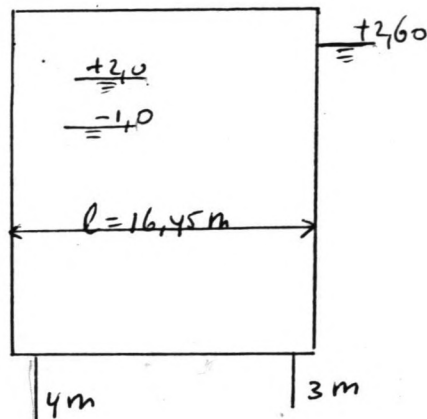
$$e = 0 ; h = 1,0 \text{ m} ; d = \frac{2(0,4+0,4)}{\gamma} = 0,51 \text{ m}$$

$$\tau_d = \frac{1,7 \cdot 2000 \cdot 10^3}{\gamma \cdot 1 \cdot (1+0,51) \cdot 10^6} = 0,71 \text{ N/mm}^2$$

De toelaatbare ponsspanning =  $\tau_2 = 4,5 \text{ N/mm}^2$

Het palenplan



De damwand onder de stuw tegen onderloopsheid

$$l = 16,45 \text{ m}$$

$$H = 3,60 \text{ m}$$

zie dictaat f11 en f19

volgens Lane:  $\frac{l/3 + V}{H} < C_{WL}$

voor zachte klei  $C_{WL} = 3$

voor middelmatige klei  $C_{WL} = 2$

voor harde tot zeer harde klei =

$$= C_{WL} = 1,8 - 1,6$$

$l$  = lengte horizontale deel van de **kortste** kwelweg.

$V$  = lengte verticale deel van de kortste kwelweg

$H$  = verval

$$\frac{l/3 + V}{H} < C_{WL}$$

$$\frac{\frac{16,45}{3} + V}{3,6} < 3, \quad V < 6$$

Bovenstreams : hoogte = 3 m

Benedenstreams : hoogte = 4 m

7

Hulpconstructies bij de uitvoering:

- De omleiding van de rivier
- De kofferdam voor de bouwput.

V



De omleiding van de rivier als het kunstwerk in een bouwput wordt uitgevoerd.

Huidige maximum debiet  $Q = 500 \text{ a } 600 \text{ m}^3/\text{sec}$ . Dit is in de regentijd (volgens metingen op 31 juli 1969).

Zie dwarsprofiel rivier:

Natte dwarsdoorsnede bij gemiddelde waterstand

$$\text{NSP} + 0,75 \text{ m}, \quad A_{\text{nat}} = \left( \frac{100 \times 12}{2} \right) = 600 \text{ m}^2$$

$v = \text{snelheid} = \frac{600}{600} = 1 \text{ m/sec}$ . De snelheid van het water in het omleidingskanaal moet ook van dezelfde orde van grootte zijn om instabiliteit van de bodem en talud te voorkomen.

De natte dwarsprofiel van het kanaal =  $600 \text{ m}^2$ .

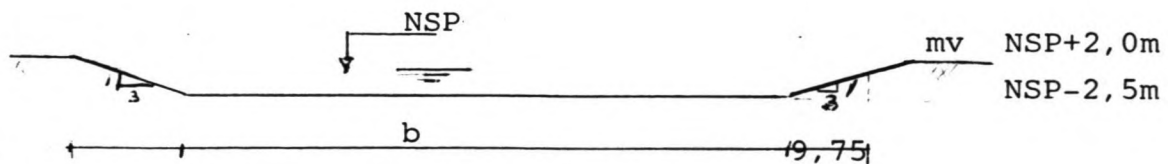
Diepgang binnenvaartschepen = 2 m.

Laagwater  $L_w = \text{NSP} + 0,0 \text{ m}$ . Met een overdiepte van 0,5 m ligt de bodem op  $\text{NSP} - 2,5 \text{ m}$ . Alleen de binnenvaartschepen zullen van het kanaal gebruik maken. De zwaairom voor de zeeschepen wordt voor de aanleg van de bouwput ontgraven. Dit is gepland bij de uitmonding van het te ontgraven kanaal benedenstrooms.

$$A = 2 \cdot \left( \frac{1}{2} \times 9,75 \times 3,25 \right) + b \cdot 3,25 = 600 \text{ m}^2$$

$$b = 175 \text{ m}$$

De breedte van 175m hoort bij de vereiste diepte voor de binnenvaartschepen.



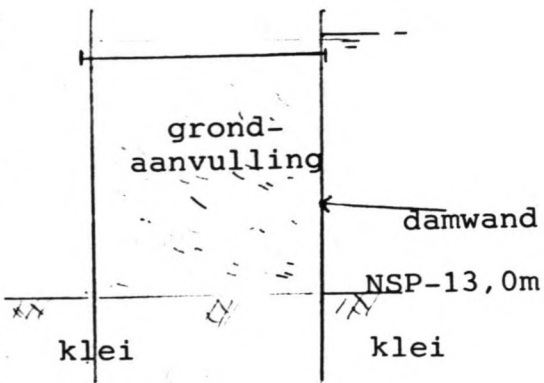
Er is genoeg ruimte voor de omleiding op de linkeroever.

De ontgraven grond moet in de nabijheid van het kanaal worden opgeslagen voor het gebruik bij het dempen van de omleiding.

$$\text{Dwarsdoorsnede kanaal van NSP} + 2,0 \text{ tot NSP} - 2,50 \text{ m} =$$

$$= (175 \times 4,5) + 2 \cdot \frac{1}{2} [4,5 \times (3 \times 4,5)] = 848 \text{ m}^2$$

Mogelijke vormen van de begrenzing van de bouwput als het werk in een bouwput wordt uitgevoerd.

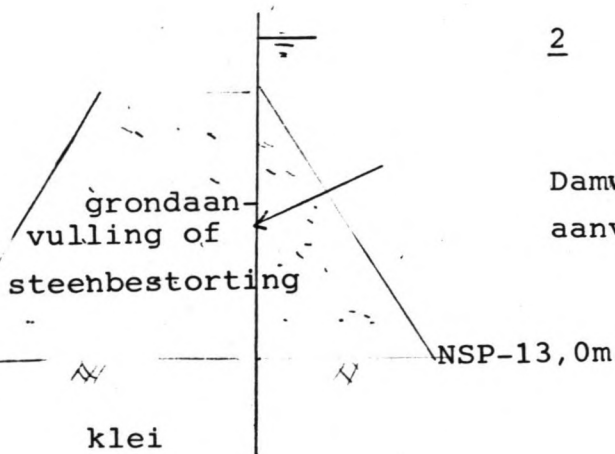
1

grond opgesloten tussen twee dam-schermen.

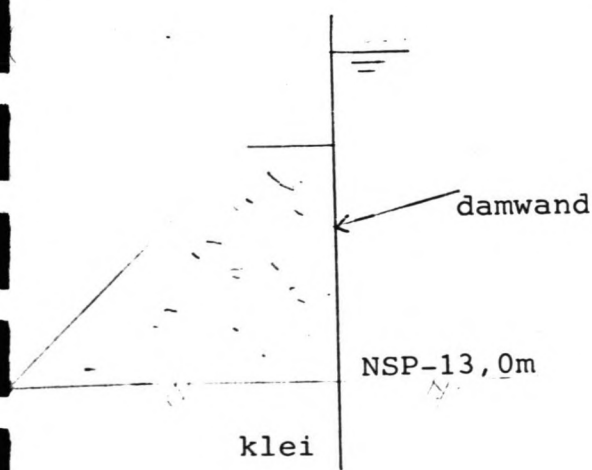
Hoogwater NSP+1,50 m

Laagwater NSP+ 0,0 m

Gemiddeld NSP +0,75 m

2

Damwand met aan beide zijde grond-aanvulling.

3

damwand met aan één zijde grond-aanvulling.

Bij een steenbestorting/zandstort zal de stort in de zachte grond zakken. Daarom is voor 1 gekozen, waarbij de grond-aanvulling door twee damwandschermen wordt bijeen gehouden, de zgn. kofferdam

Volgens sonderingen in de rivier: De plaatselijke kleef =  $0,15 \text{ N/mm}^2$

De conusweerstand =  $5 \text{ N/mm}^2$

De kistdamberekening is een sterk vereenvoudigde berekening.

- Plaatselijke kleef =  $0,15 \text{ N/mm}^2 = 150 \text{ KN/m}^2$

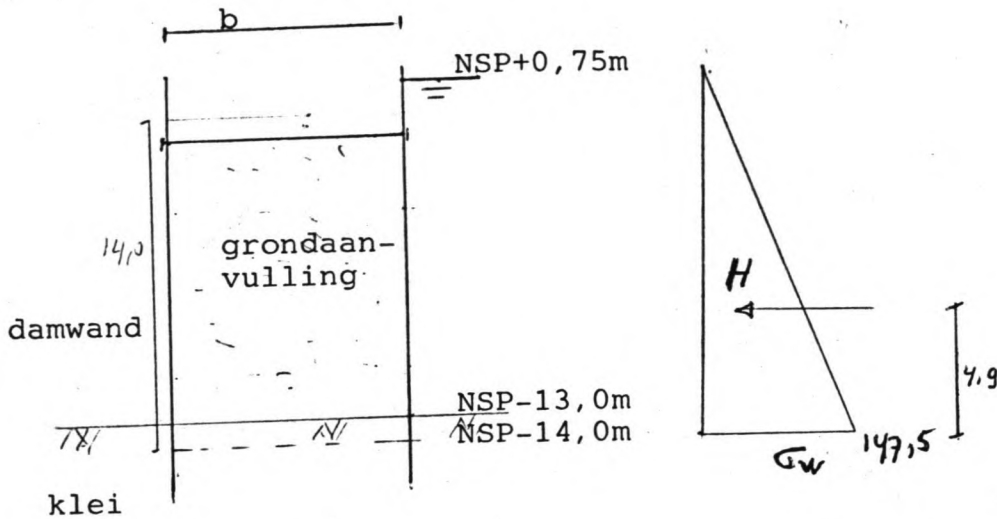
Veiligheid (inclusief onzekerheidsfactor) = 3

Toelaatbaar =  $50 \text{ KN/m}^2$

- Conusweerstand =  $5 \text{ N/mm}^2 = 500 \text{ KN/m}^2$

Veiligheid (inclusief onzekerheidsfactor) = 2

Toelaatbaar =  $250 \text{ KN/m}^2$



Toelaatbare grondspanning op NSP - 14,0 m is  $250 \text{ KN/m}^2$

Stel voor kleigrond geldt  $\gamma_n = \gamma_d = 18 \text{ KN/m}^3$ .

Dus kolomgrond in de dam =  $250/18 = 14,0 \text{ m}$

Horizontale waterdruk  $H = \frac{14,75 \times 147,5}{2} = 1080 \text{ KN/m}^1$  bij een gemiddelde waterstand van NSP + 0,75m.

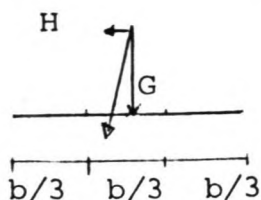
De resultante van het gewicht van de grond G en de waterdruk H moet door de kern van de funderingsbreedte gaan, om grote momenten te voorkomen. Stel de breedte b als onbekende.

Gewicht kolom bij breedte b:  $G = (14 \times 18)b = 250 b \text{ (KN/m}^3)$

De helling van de resultante van H en G is  $G/H$ . Dit moet gelijk zijn aan  $\frac{4,9}{b/3,1/2}$ . Uit vergelijking  $\frac{4,9}{b/3,1/2} = \frac{250 b}{1080}$   $b = 12 \text{ m}$ . De

breedte moet minimaal 12 m zijn.

Het moment t.g.v. H is  $1080 \times 4,9 = 5300 \text{ KN/m}$ . Dit moet door de kleef van de damwandplanken worden opgenomen.



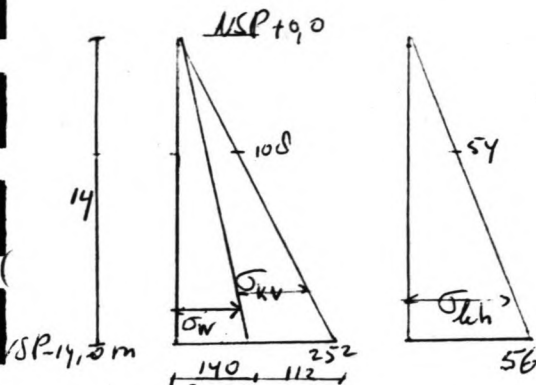
De damwand moet dragen: - het eigen gewicht  
 - de negatieve kleef van de kolom grond  
 - het moment t.g.v. H

- het eigen gewicht =  $(15,5 + \text{inheidiepte}) \times \text{gewicht}/\text{m}^1$   
 Neem damwandprofielen Larssen V met eigen gewicht  $2,3 \text{ KN}/\text{m}^2$

het eigen gewicht =  $(15,5 + 10) \times 2,3 = 58,0 \text{ KN}$

- de negatieve kleef  $E_V = E_H \tan \delta$

$E_H = (\text{opp. grafiek } \sigma_{kh})$



$$\sigma_{kv} = \sigma_g - \sigma_w = 252 - 140 = 112 \text{ KN}/\text{m}^2$$

$$\sigma_{kh} = \lambda_n \sigma_{kv} = 0,5 \sigma_{kv}$$

$$\text{op NSP} + 0,0 : 0$$

$$\text{op NSP} - 14,0 : \sigma_{kh} = 56 \text{ KN}/\text{m}^2$$

$$E_H = \frac{1}{2} (14 \times 56) = 392 \text{ KN}/\text{m}$$

de negatieve kleef:  $E_V = 392 \cdot \tan (2/3 \cdot 27,5^\circ) = 130 \text{ KN}/\text{m}$

- de belasting t.g.v. H :  $M = 5300 \text{ KN}/\text{m}$ .

$$2(P \times \frac{b}{2}) = 5300 \quad \text{met } b = 12 \text{ m}$$

$$P = 442 \text{ KN}/\text{m}$$

De damwand heeft per strekkende meter een oppervlak van  $2 \text{ m}^2$ .

Het wrijvingsdraagvermogen per m wand =  $2 \times 50 = 100 \text{ KN}/\text{m}$

De damwandprofiel aan de binnenzijde van de bouwput:

Belasting = eig.gewicht + kleef + P =  $58 + 130 + 442 = 630 \text{ KN}(\text{druk})$

De inheidiepte =  $630/100 = 6,3 \text{ m}$ . Neem  $7 \text{ m}$ .

De damwandprofiel aan de buitenzijde van de bouwput:

Belasting = eigen gewicht + kleef - P =  $58 + 130 - 442 = -254 \text{ KN}(\text{trek})$

De vereiste inheidiepte =  $254/100 = 2,54 \text{ m}$ . Neem veiligheids-  
 halve de inheidiepte evengroot als bij de binnenzijde. (=  $7 \text{ m}$ )

De zetting van de kleilagen onder de dam wordt nu globaal berekend. De zetting door het gewicht van de dam kan volgens Terzaghi berekend worden met  $z = \frac{h}{c} \cdot \ln \frac{p + \Delta p}{p}$ .

Hierin is  $z$  = samendrukking van de laag grond

$h$  = dikte van de laag

$p$  = korreldruk

$\Delta p$  = bovenbelasting

$c$  = samendrukkingskonstante

Stel dat de grond homogeen is

minimum waarde  $c = 11,5$

maximum waarde  $c = 23$ .

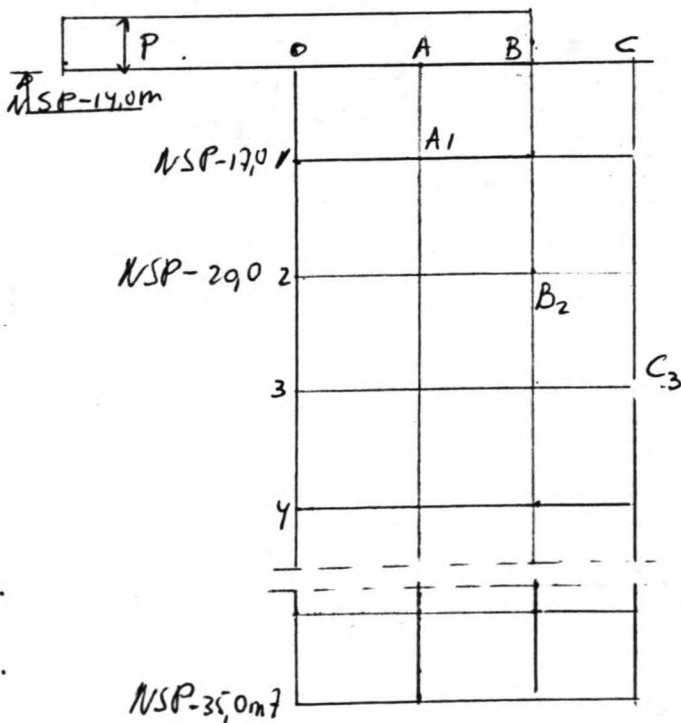
Verder wordt de ligging van de vaste ondergrond geschat op NSP - 35,0 m.  $\gamma_n = \gamma_d = 18 \text{ KN/m}^3$  (klei)

De dam kan geschematiseerd worden als een rechthoekig belasting

$b = 12 \text{ m}$

$p(0,0) = 14 \times 18 = 252 \text{ KN/m}^2$

Om het verloop van de bovenbelasting  $\Delta p$  in de ondergrond te bepalen is gebruik gemaakt van tabellen van Keverling Buisman:



$$\Delta p = \sigma_v \times 252.$$

$$\text{op NSP} - 14,0 \text{ m}; \sigma_{kv} = 0$$

$$\begin{aligned} \text{op NSP} - 35,0 \text{ m} : \sigma_{kv} &= \sigma_g - \sigma_w = \\ &= (21 \times 18) - (21 \times 10) = 168 \text{ KN/m}^2 \end{aligned}$$

punt	$\sigma_v$	$\Delta p$
0,0	1,00	252
0,7	0,35	88
A,0	1,00	252
A,5	0,44	110
B,0	0,50	126
B,5	0,37	93

$$z = \frac{h}{c} \ln \frac{p + \Delta p}{p}, \quad h = 21 \text{ m}$$

voor  $c = 11,5$ :  $p$  en  $\Delta p$  zijn gemiddelde waarden

$$p = \sqrt{\sigma_{kv}} = \frac{168}{2} = 83$$

$$\Delta p = \frac{252 + 88}{2} = 170$$

$$z = \frac{21}{11,5} \ln \frac{83 + 170}{83} = 2,0 \text{ m}$$

voor  $c = 23$ :  $z = \frac{21}{23} \ln \frac{83 + 170}{83} = 1,0 \text{ m}$

Als  $p(0,0) = 15,5 \times 18 = 279 \text{ KN/m}^2$  met grond aanvulling tot NSP + 1,50 m :

punt	$\sigma_v$	$\Delta p$
0,0	1,00	279
0,7	0,35	98

$$p = 83$$

$$\Delta p = \frac{279 + 98}{2} = 188$$

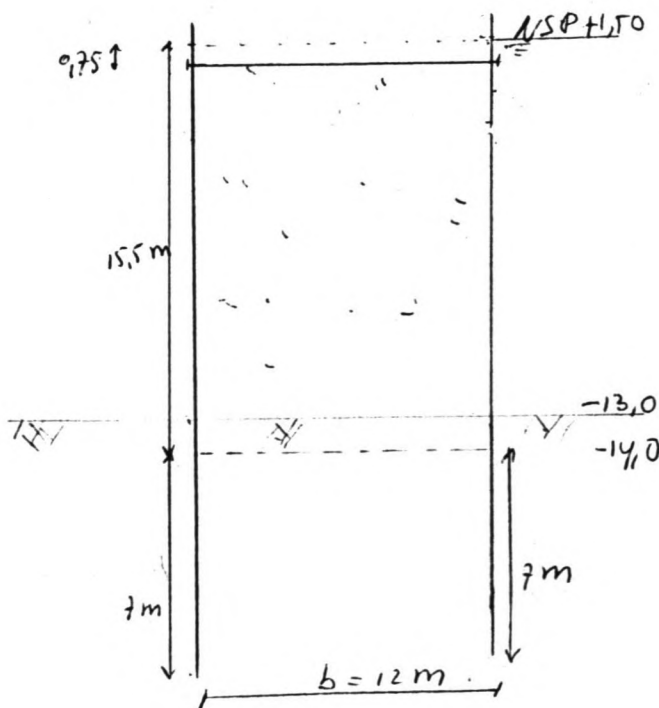
$$z = \frac{21}{11,5} \ln \frac{83 + 188}{83} = 2,10 \text{ m}$$

voor  $c = 11,5$  ;

voor  $c = 23$  ;

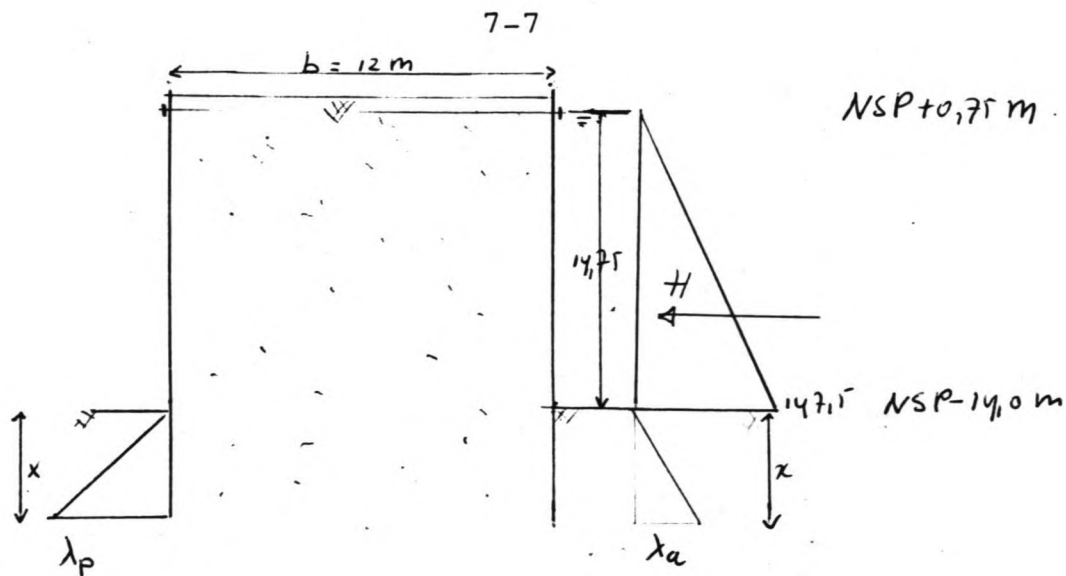
$$z = 1,05 \text{ m}$$

Uit bovenstaande bepaling van de zetting van de grond volgt, dat de kofferdam na een zekere zettingstijd moet worden aangevuld.



De grondaanvulling kan tot NSP + 1,50 m reiken. Maar dan is de veiligheid van het toelaatbare draagvermogen van de grond kleiner dan 2.

$$F = 500/279 = 1,8$$



### De afschuiving van de kofferdam.

Uit de horizontale evenwicht van de krachten wordt de vereiste inheidiepte bepaald.

Aan de binnenzijde van de bouwput is er passieve gronddruk.

Aan de buitenzijde zijn er de water- en actieve gronddruk.

Klei :  $\varphi = 27,5^\circ$  en  $\delta = 2/3 \cdot \varphi$   
 $\lambda_a = 0,33$  en  $\lambda_p = 4,0$   $\gamma_n = \gamma_d = 18 \text{ KN/m}^3$

De grondwrijving ( $G.f = G \cdot \tan \varphi$ ) op (NSP-14,0-x) m wordt verwaarloosd.

links

$$\sigma_g = 18x \text{ (KN/m}^2\text{)}$$

$$\sigma_{kh} = \lambda_p \cdot \sigma_{kv} =$$

$$\sigma_{kv} = 18x - 10x = 8x$$

$$\sigma_w = 10x$$

$$\sigma_{kh} = \lambda_p \cdot 8x$$

$$\text{hor. gronddruk: } \lambda_p \cdot 8x + 10x$$

$$\text{kracht} = (\lambda_p \cdot 8x + 10x) \cdot \frac{1}{2} \cdot x$$

rechts

$$\text{waterdruk van } 14,75\text{m} = \frac{14,75 \times 147,5}{2}$$

$$= 1087 \text{ KN/m}$$

$$\sigma_{kh} = \lambda_a \cdot \sigma_{kv}$$

$$\sigma_w = 10x \text{ en } \sigma_{kv} = 8x$$

$$\sigma_{kh} = \lambda_a \cdot 8x$$

$$\text{horiz. gronddruk: } \lambda_a \cdot 8x + 10x$$

$$\text{kracht} = (\lambda_a \cdot 8x + 10x) \cdot \frac{1}{2} \cdot x$$

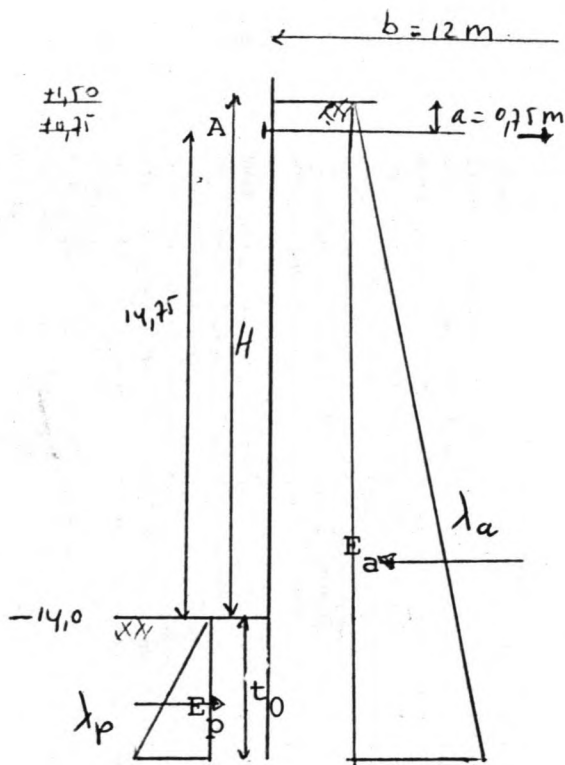
$$\sum H = 0 : (\lambda_p \cdot 8x + 10x) \cdot \frac{1}{2} \cdot x = (\lambda_a \cdot 8x + 10x) \cdot \frac{1}{2} \cdot x + 1087$$

Na invulling van de  $\lambda_p$  en  $\lambda_a$  :

$$x^2 = \frac{1087}{4(\lambda_p - \lambda_a)} = \frac{1087}{4(4 - 0,33)} = 74$$

$$x = 8,6 \text{ m} \approx 9,0 \text{ m}$$

Volgens de afschuivingseis is de inheidiepte 9 m.



Dimensionering van de  
damwand volgens Methode  
Blum (dictaat f9).

Maatgevend is de binnenzijde  
van de kofferdam met alleen  
grondrukken: passief links en  
actief rechts.

$$\lambda_a = 0,33 \text{ en } \lambda_p = 4,0$$

$$\gamma_k = 18 \text{ KN/m}^3$$

Voor het evenwicht van de  
wand met minimum inheidiepte  
geldt:  $\sum H = 0$

$$\sum V = 0 \text{ en } \sum M = 0$$

De inheidiepte =  $t_0$

$$\text{De actieve gronddruk } E_a = \frac{1}{2}(H + t_0)^2 \gamma_k \lambda_a$$

$$\text{De passieve gronddruk } E_p = \frac{1}{2}t_0^2 \gamma_k \lambda_p$$

$$\text{Het moment om A: } M_A = 0$$

$$\frac{1}{2}(H + t_0)^2 \gamma_k \lambda_a (2/3 \cdot (H + t_0) - a) = \frac{1}{2}t_0^2 \gamma_k \lambda_p (2/3 t_0 + H - a)$$

$$a = 0,75 \text{ m}, H = 14,75 \text{ m}$$

$$\text{Vergelijking wordt: } t_0^3 + 19t_0^2 - 59t_0 - 268 = 0$$

Door waarden van  $t_0$  proberenderwijs in te vullen wordt  
 $t_0$  gevonden.  $t_0 \approx 4,85 \text{ m} \approx 4,9 \text{ m}$

Veiligheidshalve wordt een overdiepte van 20% genomen.

Dus de inheidiepte = 5,90 m.

$$E_a = \frac{1}{2}(14,75 + 5)^2 \cdot 18 \cdot 0,33 = 1158 \text{ KN/m}$$

$$E_p = \frac{1}{2} \cdot 5^2 \cdot 18 \cdot 4,0 = 900 \text{ KN/m}$$

Uit de voorwaarde  $\sum H = 0$ : ankerkracht  $A = 1158 - 900 = 258 \text{ KN}$ .

$$\text{Punt met maximale moment } y \text{ van de bovenkant: } A = \frac{1}{2}y^2 \gamma_k \lambda_a$$

$$\frac{1}{2} \cdot y^2 \cdot 18 \cdot 0,33 = 258, \text{ h.u.v. } y = 9,30 \text{ m}$$

$$\text{Moment } M = A(1/3 \cdot y - y + a) + 258(1/3 \cdot 9,3 - 9,3 + 0,75) = -1406 \text{ KNm/m}$$



Het moment  $M = 1406 \text{ KNm/m}$

De ankerkracht  $A = 258 \text{ KN/m}$

Weerstandsmoment per strekkende m wand :  $W = \frac{M}{\sigma}$

Zie "stalen Damwand Rombas":  $\bar{\sigma} = (4/5 \text{ à } 1) \cdot \sigma_{\text{vloeigrens}}$

$\sigma_{\text{vloeigrens}} = 360 \text{ N/mm}^2$  voor staalkwaliteit E36SP

$$W = \frac{1406 \cdot 10^6}{360} = 3906 \cdot 10^3 \text{ mm}^3$$

Larssen VI met  $W = 4200 \cdot 10^3 \text{ mm}^3$

### De ankerstang

In dit geval ,waarbij het uiteinde van de trekstang een helling zal krijgen onder invloed van de grondaanvulling, is een scharnierende verbinding aan te bevelen.

Neem  $D_{\text{ankerstang}} = 60 \text{ mm}$

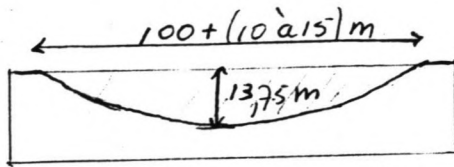
Toelaatbare spanning  $\bar{\sigma}_{\text{kern}} = 100 \text{ N/mm}^2$

Spanningsconcentratie-coëfficiënt = 1,5

$$A_{\text{toelaatbaar}} = \frac{1}{4} \cdot \pi \cdot D^2 \cdot 100 \cdot 1,5 = 424 \cdot 10^3 \text{ N/m} = 424 \text{ KN/m wand.}$$

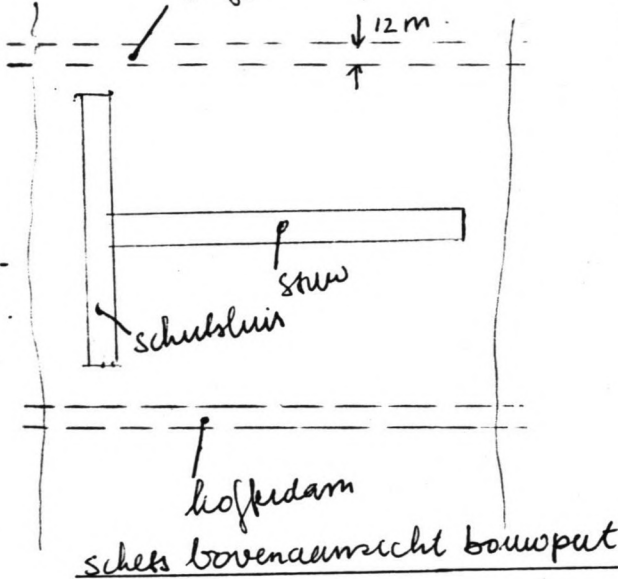
Enige opmerkingen t.a.v. de berekening:

- In werkelijkheid zal er op de wand een waterdruk zijn. De stijghoogte in de dam zal kleiner zijn dan het buitenwater.
- De horizontale korreldrukken aan de rechterzijde zal anders zijn dan hier vermeld door enerzijds de silowerking van de grond en anderzijds door de invloed van de horizontale waterdruk werkend op de kistdam als geheel.



dwarsdm. rivier

hoofdam



linker-  
øver

hoofdam  
schets bovenaanzicht bouwput

De totale lengte van de dam moet zo kort mogelijk zijn:

de totale lengte is de rivierbreedte plus 10 à 15 m.

De rivierbreedte = 100 m. De dwarsdoorsnede is driehoekig.

De hoeveelheid grondaanvulling in de dam =

$$= 2 \left\{ 12 \times \left( \frac{100 \times 13,75}{2} \right) \right\} m^3 = 16500 m^3$$

Bijlagen - Houten puntdeuren

blz. B-1 t/m B-9

- Stalen plaatliggerbrug

blz. B-10 t/m B-32

Houten puntdeuren

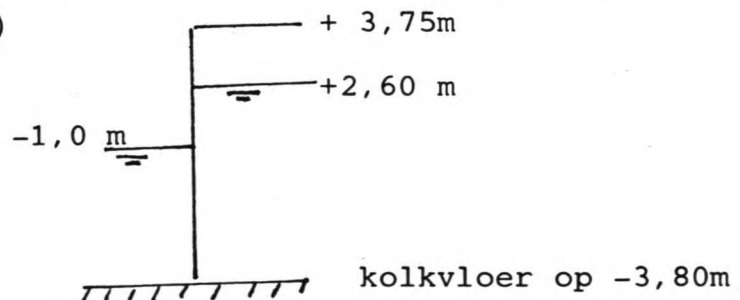
In de berekeningen van het sluishoofd van de schutsluis wordt aangenomen, dat de puntdeuren in staal wordt uitgevoerd. De fundering van de sluishoofden is daarop berekend. Ook de wanden en vloer zijn daarop gedimensioneerd. Als variant van de stalen deur wordt een houten deur genomen. Het betekent besparing aan deviezen, want het materiaal hout is volop aanwezig in Suriname. De nodige vaklui moeten wel aanwezig zijn om het in uitvoering te nemen.

Hier volgen gegevens en uitgangspunten voor de berekening van de houten puntdeuren:

- Het toegepaste materiaal: Surinaams Groenhart
- De toelaatbare buigspanning:  $\bar{\sigma} = 25 \text{ N/mm}^2$ .  
Dit geldt voor de regels.
- De toelaatbare buigspanning:  $\bar{\sigma} = 15 \text{ N/mm}^2$   
Dit geldt voor de beplanking.
- De toelaatbare drukspanning loodrecht vezelrichting:  
 $= \frac{\bar{\sigma}}{3} = 8,3 \text{ N/mm}^2$
- De toelaatbare schuifspanning:  $\bar{\tau} = 2,2 \text{ N/mm}^2$   
en de E-waarde =  $20 \text{ N/mm}^2$
- De doorvaartbreedte sluishoofd = breedte sluiscolk = 8 m
- Het verval : Hoogwater bovenstrooms = NSP + 2,60 m  
Laagwater in kolk = NSP - 1,0m  
( zie bij inleiding)

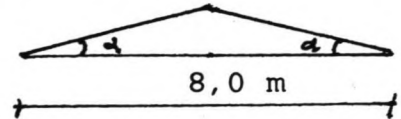
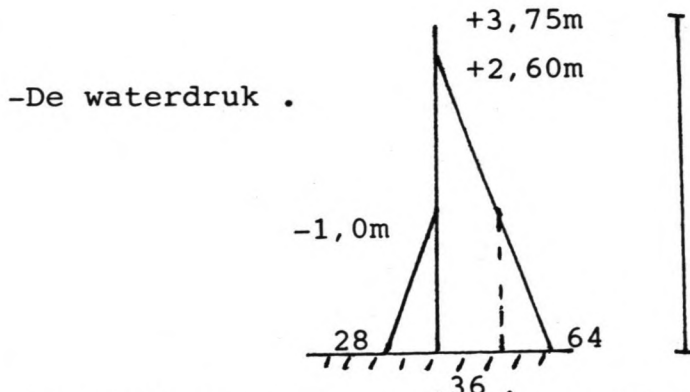
Het verval = 3,60 m

Bovenkant deur ligt op NSP +3,75 m. Dit is incl. opwaaiing en waking (zie inleiding)



- De deurkasdiepte = 0,60 m
- De drempeldiepte = 0,40 m

- De vrije ruimte onder de deur = 0,15 m
- De deurtype : met afgeschuinde achterhar en zonder aanslaglijsten,  $\text{tg}\alpha = 1 : 3$
- De richting van de slagdrempel =  $\text{tg}\alpha = 1 : 3$



$$\begin{aligned} \text{de hoogte} &= 3,75 + 3,80 + 0,25 = \\ &= 7,80 \text{ m} \end{aligned}$$

De maximale waterdruk op de regels beneden NSP - 1,0 m

$$q = 36 \text{ KN/m}^2$$

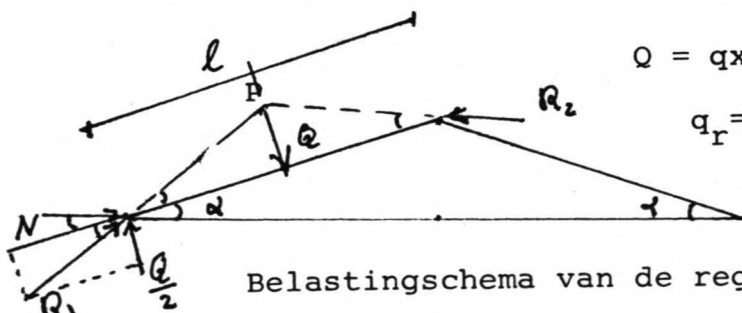
#### De krachtwerking in de deur.

$Q$  = waterdruk loodrecht op de deur

$R_2$  = reaktiekracht van de andere deur.

$R_1$  = reaktiekracht door de aanslag.

Ze maken evenwicht met elkaar. Dus gaan ze door een punt P.



$$Q = q \times l \times \text{regelafstand}$$

$$q_r = q \times \text{regelafstand}$$

$$\text{tg}\alpha = 1 : 3$$

Belastingschema van de regel van een puntdeur.

$$\text{Uit de figuur volgt: } 1/2 \cdot Q = R_1 \cdot \sin\alpha \quad \text{h.u.v. } R_1 = 1/2 \cdot Q \frac{1}{\sin\alpha}$$

$$1/2 \cdot Q = N \cdot \text{tg}\alpha \quad \text{h.u.v. } N = 1/2 \cdot Q \frac{1}{\text{tg}\alpha}$$

De regel wordt gedrukt en gebogen.

Het buigende moment in de middendoorsnede van de regel:

$$M = 1/8 \cdot q_r \cdot l^2$$

De spanningen in de uiterste vezels van de regel:

$$\sigma = \frac{N}{F} \pm \frac{M}{W} = \frac{1/2 \cdot Q \cdot \cotg \alpha}{b \cdot h} \pm \frac{1/8 \cdot Q \cdot l}{1/6 \cdot b \cdot h^2}$$

F = de doorsnede van de regel = b.h

b is in de richting van de deurhoogte

h is in de richting van de deurdikte

Het weerstandsmoment  $W = 1/6 \cdot b \cdot h^2$

In de einddoorsnede van de regel wordt door het kopse hout van de regel op het langshout van de har een drukkracht overgebracht. De afstand van dit stuikvlak tot het oplegpunt is a m.

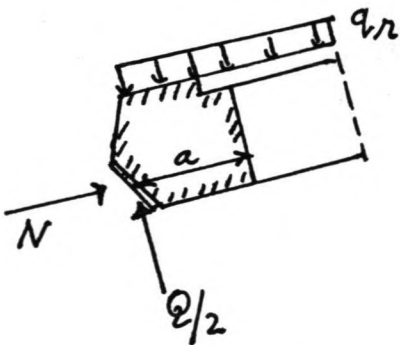
$$N = 1/2 \cdot Q \cdot \cotg \alpha$$

$$M_a = 1/2 \cdot Q \cdot a - 1/2 \cdot q_r \cdot a^2$$

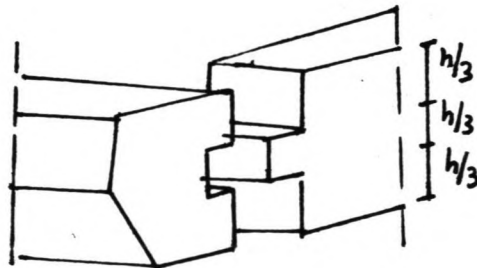
Voor het stuikvlak geldt:

$$F = b \cdot h \text{ minus oppervlak gat} = b \cdot h - 1/3 \cdot b \cdot h =$$

$$I = 1/12 \cdot b \cdot h^3 - 1/12 \cdot b \cdot (1/3 \cdot h)^3 = \frac{26}{27} \cdot b \cdot h^3$$



krachten op stuikvlak



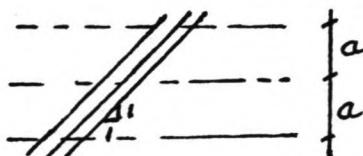
har-regelverbinding

De grootste stuikspanning:

$$\sigma = \frac{N}{F} + \frac{M}{W} = \frac{1/2 \cdot Q \cdot \cotg \alpha}{2/3 \cdot b \cdot h} + \frac{1/2 \cdot q_r \cdot a \cdot (1-a)}{26/27 \cdot 1/6 \cdot b \cdot h^2} =$$

De regelafstand

Kies een rechthoekige doorsnede  $b \cdot h = 0,30 \cdot h \text{ (m}^2\text{)}$   
 Bereken de toelaatbare regelafstand bij een gegeven  
 plankdikte  $d$ . De regelafstand  $a$  (m) h.o.h.



De belasting op de deur is  $q = 36 \text{ KN/m}^2$

De overspanning van de beplanking  $= \sqrt{2} \cdot a = 1,41 \cdot a \text{ (m)}$

Het moment  $M = 1/8 \cdot 36 \cdot (1,41 \cdot a)^2 = 8,95 \cdot a^2 \text{ (KNm/m)} = 8,95 \cdot a^2 \cdot 10^3$

$$W = 1/6 \cdot b \cdot d^2 = \frac{M}{\sigma} = \frac{8,95 \cdot a^2 \cdot 10^3}{15 \cdot 10^6} \quad (\text{Nm/m})$$

h.u.v.  $a = 16,7 d$   
 voor  $d = 0,05 \text{ m}$  ,  $a$  moet kleiner zijn dan  $0,84 \text{ m}$   
 voor  $d = 0,06 \text{ m}$  ,  $a$  moet kleiner zijn dan  $1,00 \text{ m}$   
 Dit geldt voor de zwaarst belaste regel, dus onder  
 NSP -  $1,0 \text{ m}$ .

Neem  $d = 0,06 \text{ m}$ , waarbij de regelafstand niet groter mag zijn  
 dan  $1,0 \text{ m}$ .

Aantal regels

Kies 4 regelafstanden van  $0,95 \text{ m}$  van onderen en de rest  
 in 4 regelafstanden van  $1,0 \text{ m}$ .

Totaal  $= 4 \times 0,95 + 4 \times 1,0 = 7,80 \text{ m}$ .

De deurdikte is dan  $(d + h) = (0,06 + h) \text{ m}$

De theoretische deurbreedte  $l_{th} = \frac{\sqrt{10}}{3} \cdot (4 + 0,30) =$   
 $= 4,53 \text{ m}$

Geschatte  $h = 0,30 \text{ m}$

$M = 1/8 \cdot q_r \cdot l^2 = 1/8 \cdot (0,95 \cdot 36) \cdot 4,53 = 87,71 \text{ KNm}$

$$\sigma = \frac{M}{W} = \frac{87,71 \cdot 10^6}{1/6 \cdot 300 \cdot 300^2} = 19,5 \text{ N/mm}^2$$

De toelaatbare spanning is  $25 \text{ N/mm}^2$

De deurdikte is dan  $(0,06 + 0,30)$ m

De boven- en onderregel =  $0,30 \times 0,36 \text{ m}^2$

De voor- en achterhar =  $0,40 \times 0,36 \text{ m}^2$

De deurlengte l wordt  $\sqrt[3]{10}$ .  $(4,0 + 0,10 + 0,36) = 4,70 \text{ m}$

Nu moet het draaipunt van de deur worden geconstrueerd en daaruit de deurlengte worden bepaald.

De bepaling van het vrijdraaiingspunt M van de deur

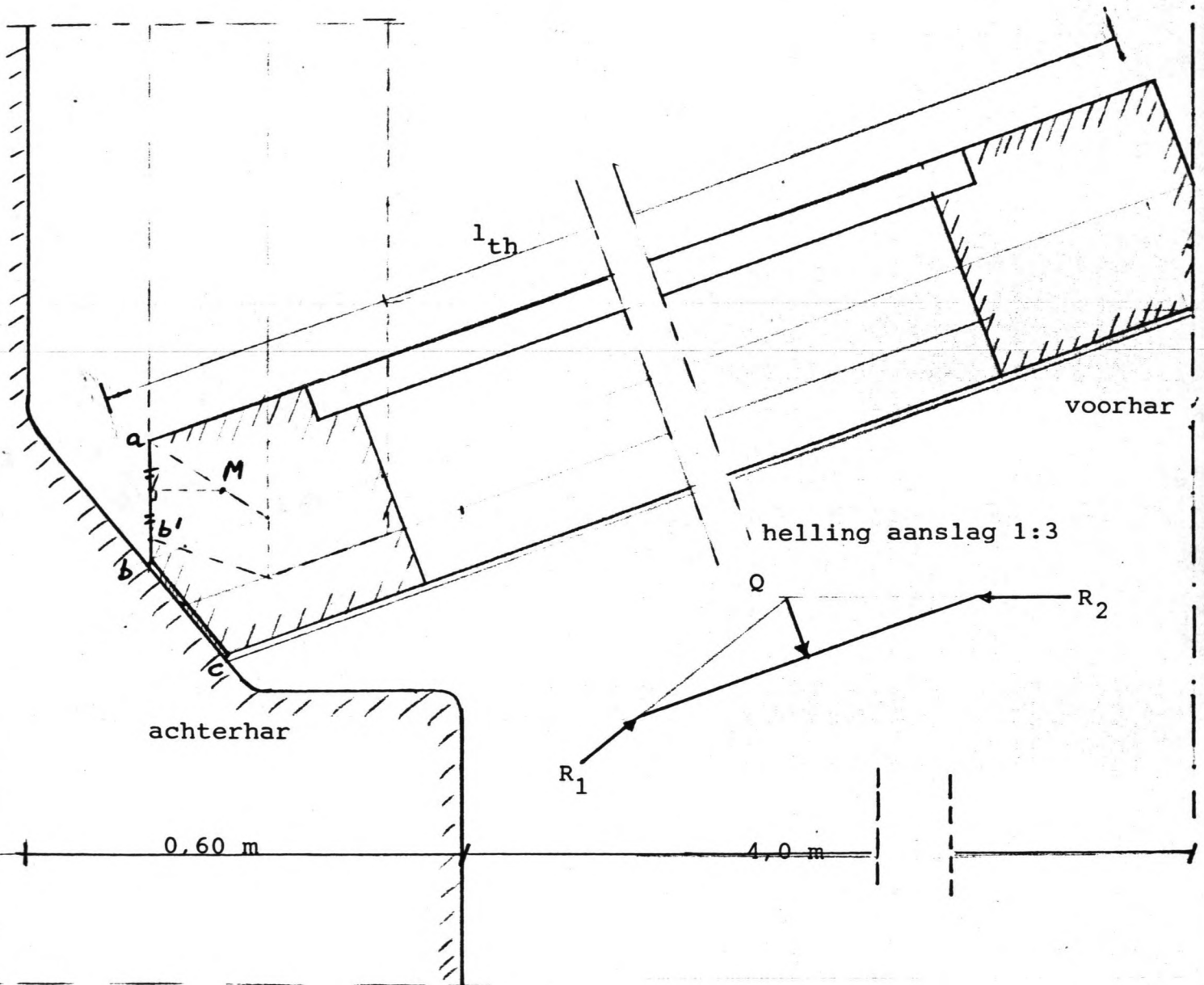
De draaiingsas van de deur wordt bepaald door het hart van de taatskom aan de onderzijde en de recht daarboven gelegen as van de pen aan de bovenzijde van de achterhar. Op een plattegrond-tekening is de draaiingsas als een punt te zien. Dit punt heet vrijdraaiingspunt.

Zie blz B-6 schets. Teken de slagdrempel en de deurassen in de uiterste standen. Het draaipunt moet op de lijn Ma liggen. De vlakken ab en bc zijn even breed. Het snijpunt van de lijn , die ab' loodrecht middendoor deelt, en lijn Ma is het draaipunt M.

Hieruit kan de lengte van de deur worden afgelezen:

$$l = 4,70 \text{ m}$$





Constructie van draaipunt M en bepaling van  
de breedte  $l_{th}$  van de deur.

Nu volgen de controleberekeningen.

- 1 De beplanking
- 2 De regel op buiging en normaalkracht
- 3 Drukspanning op de harren: stuikspanning
- 4 Druk op de slagstijl per regel, drukspanning op aanslagvlak.

### 1 Beplanking

$$\text{Overspanning} = 0,95\sqrt{2} = 1,34 \text{ m}$$

$$\text{Moment } M = 1/8 \cdot q_r \cdot l^2 = 1/8 \cdot (0,95 \cdot 36) \cdot 1,34^2 = 7,71 \text{ KNm}$$

$$\text{De spanning } \sigma = \frac{M}{W} = \frac{7,71 \cdot 10^6 \text{ Nmm}}{1/6 \cdot 10^3 \cdot 60^2 \text{ mm}^3} = 12,8 \text{ N/mm}^2$$

De toelaatbare spanning is  $15 \text{ N/mm}^2$

### 2 De regel op buiging en normaalkracht belast.

$$\text{De spanning } \sigma = \frac{N}{F} + \frac{M}{W} =$$

$$= \frac{1/2 \cdot Q \cdot \cot \alpha}{b \cdot h} + \frac{1/8 \cdot Q \cdot l^2}{1/6 \cdot b \cdot h^2} =$$

$$= \frac{1/2 \cdot (0,95 \cdot 36) \cdot 4,70 \cdot 3}{0,30 \cdot 0,30} + \frac{1/8 \cdot 0,95 \cdot 36 \cdot 4,7 \cdot 4,7}{1/6 \cdot 0,30 \cdot 0,30^2} =$$

$$= (2679 + 6295) \text{ KN/m}^2 = 8,9 \text{ N/mm}^2$$

De toelaatbare spanning is  $25 \text{ N/mm}^2$

### 3 De regel op stuik

$$\sigma = \frac{1/2 \cdot Q \cdot \cot \alpha}{2/3 \cdot b \cdot h} + \frac{1/2 \cdot q_r \cdot a(1-a)}{26/27 \cdot 1/6 \cdot b \cdot h^2} =$$

$$= \frac{1/2 \cdot 0,95 \cdot 36 \cdot 4,7 \cdot 3}{2/3 \cdot 0,30 \cdot 0,30} + \frac{1/2 \cdot 0,95 \cdot 36 \cdot 0,3(4,7-0,3)}{26/27 \cdot 1/6 \cdot 0,30 \cdot 0,30^2} =$$

$$= 922 \text{ KN/m}^2 = 9,2 \text{ N/mm}^2. \text{ Toelaatbare spanning is } 8,33 \text{ N/mm}^2$$

Dus de afmetingen van de regel moeten aangepast worden.  
 Neem regel  $0,30 \times 0,33 \text{ m}^2$  (= b.h.),  $a = 0,32 \text{ m}$

$$\sigma = (3,6 + 4,5) = 8,1 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

Dit is kleiner dan de toelaatbare waarde.

4  
 Druk op de aanslag.

$$\text{toelaatbare druksp.} = \frac{2}{3} \times 83 = 55 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

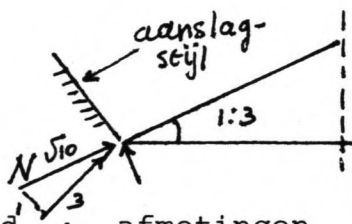
$$N = \frac{1}{2} \cdot 0,95 \cdot 36 \cdot 4,70 \cdot 3 = 241 \text{ KN per zwaarst belaste regel}$$

$$\text{de drukkracht op de slagstijl} = \frac{\sqrt{10}}{3} \times 241 = 254 \text{ KN}$$

$$\text{Stel oppervlak aanslagvlak} = 0,95 \times 0,10 \text{ m}^2$$

$$\text{Spanning} = \frac{254 \cdot 10^3}{0,95 \times 0,10 \cdot 10^6} = 2,67 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

$$\text{De toelaatbare spanning} = \frac{2}{3} \cdot 8,3 = 5,5 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$



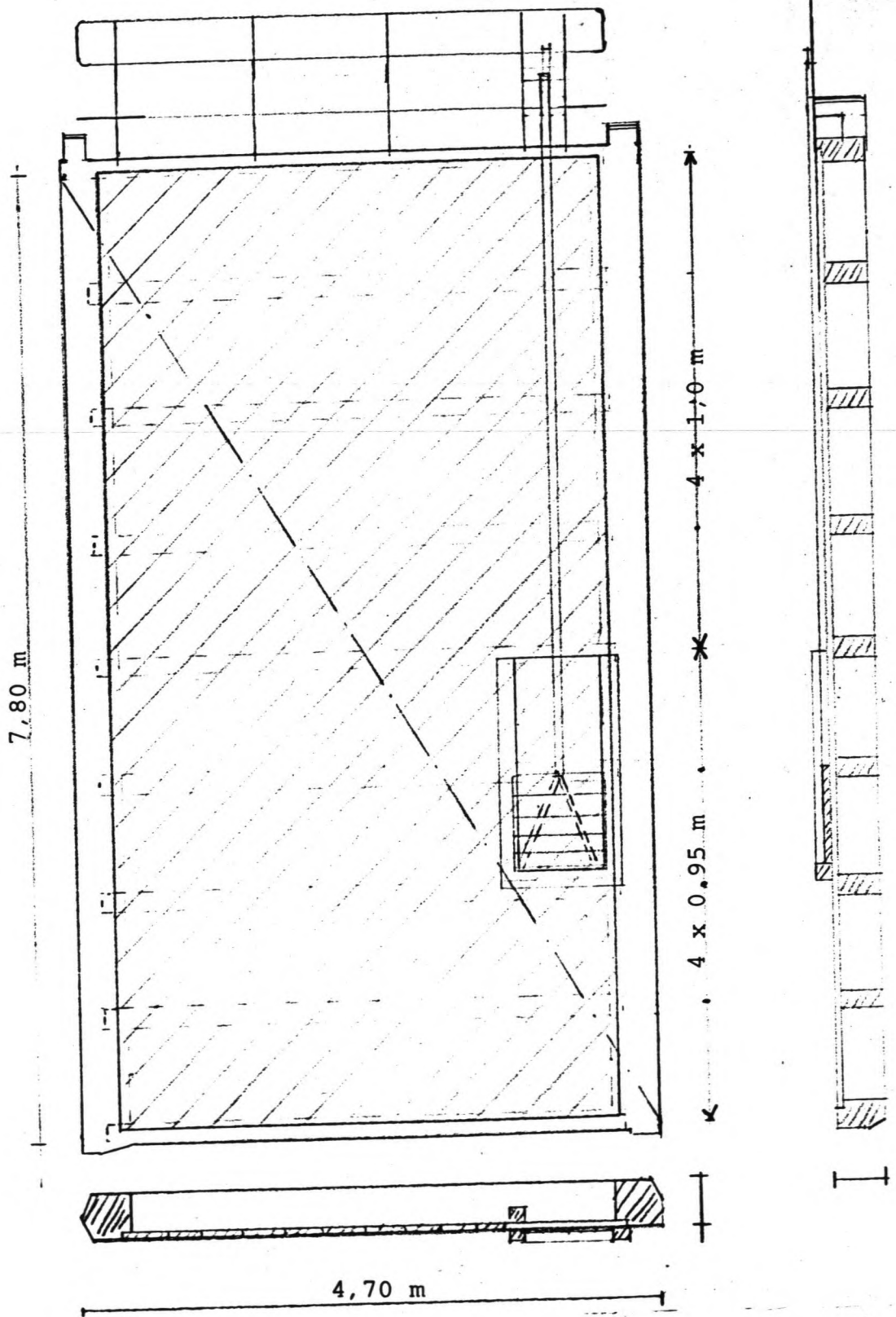
Resumerend : afmetingen

- plankdikte  $d = 0,06 \text{ m}$
- regelafmetingen  $= 0,30 \times 0,33 \text{ m}^2$
- deurdikte  $= 0,06 + 0,33 = 0,39 \text{ m}$
- onder - en bovenregelafmetingen  $= 0,30 \times 0,39 \text{ m}^2$
- voor - en achterharafmetingen  $= 0,40 \times 0,39 \text{ m}^2$

In dit geval met smalle deuren is het moment in het midden van de regel niet zo groot. De spanning op de har blijkt maatgevend te zijn voor de regel. De toelaatbare drukspanning dwars op de vezelrichting is veel kleiner dan de toelaatbare drukspanning ( buigspanning) in de richting van de vezel.

Literatuur:

- VOSB 1963
- "Waterbouwkundige constructies in hout"  
 tj. Molenaar ing. 1964



Schets van de puntdeur.

De brugconstructie

In het vooronderzoek is gekozen voor een stalen plaatliggerbrug. Dit is efficiënt voor overspanning tot ca. 30 m

De overspanning:

Totale werkzame breedte van de stuw is 80 m.

Breedte sektiestuw = breedte afsluitmiddel = 2 m

Breedte oplegpijlers van de stuw = 1 m

Breedte tussenpijlers = 0,5 m

Totale breedte stuw = 80 + ( totale breedte pijlers)

Stel overspanning brugdeel = ( 80/4 + totale breedte tussenpijlers)m

$$\overbrace{\hspace{15em}}^{(80/4 + 11 \times 0,5) \text{ m}}$$

$$\text{overspanning brugdeel} = 80/4 + 11 \times 0,5 = 25,5 \text{ m}$$

Aantal brugdelen = 4

De breedte:



2 rijstroken à 3,5 m met aan weerskanten een voetpad/inspektiepad van 1,25 m.

Verdere uitgangspunten: -VOSB 1963

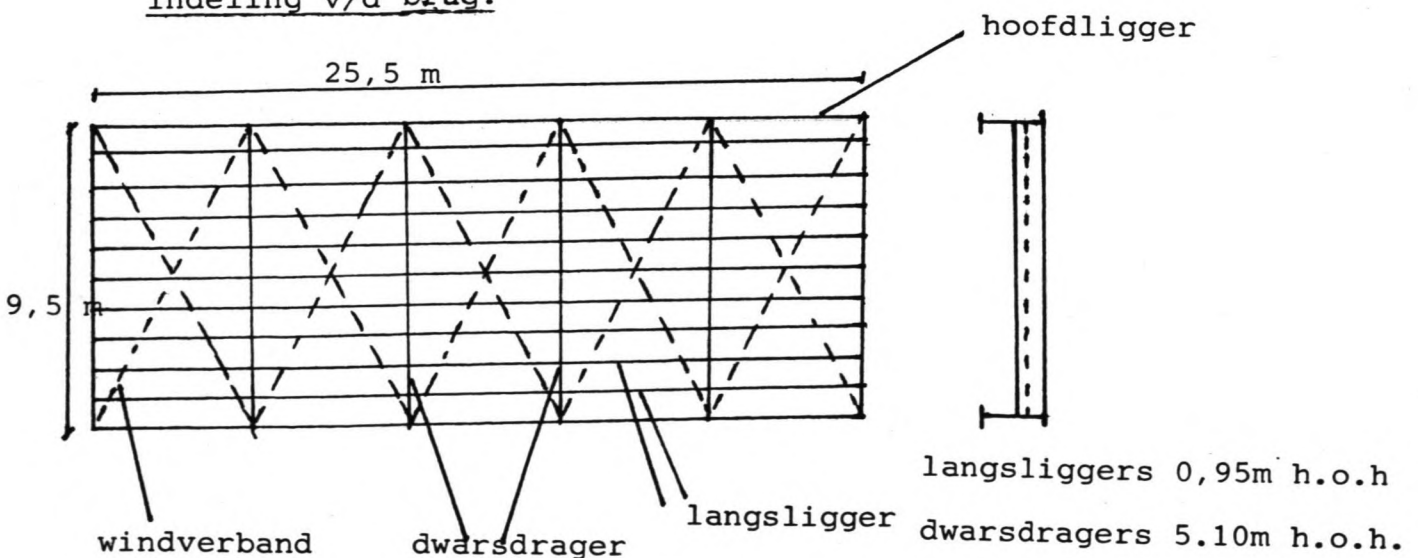
-TGB 1972

-Een houten dek ( Surinaams groenhart)

-Handleiding brug

-Dictaat Staal

-Staalsoort Fe 510

Indeling v/d brug:

Brugdek

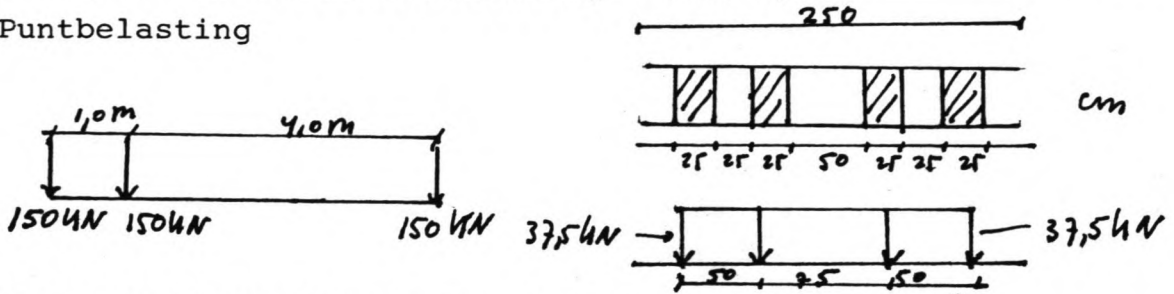
Surinaams Groenhart:  $\bar{\sigma}$  buig = 25 N/mm<sup>2</sup>  
 VOSB tabel XIV  $\tau$  = 2,2 N/mm<sup>2</sup>  
 E = 20 KN/mm<sup>2</sup>

Gem. volume gewicht = 11KN/ m<sup>3</sup>

Belastingklasse 45: Zeer zware wagens, die slechts bij uitzondering voorkomen, kunnen gebruik maken van de

de brug bij Henar, gebouwd volgens klasse 60  
 Gelijkmatige verdeelde belasting = 3000 N/m<sup>2</sup>

Puntbelasting



Stel afmetingen houten brugdekdelen op 15 X 25 cm<sup>2</sup>

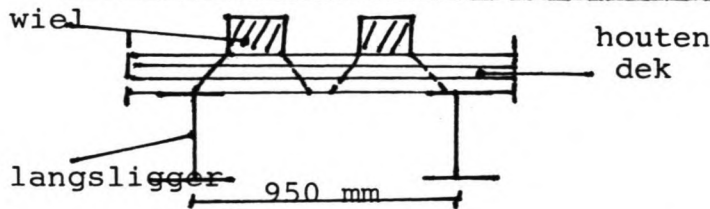
Art 14, 15 en 80 : mobiele belastingen vermenigvuldigen met een belastingscoëfficiënt  $B = 0,6 + \frac{40}{100 + L} = 0,997$

Art 34:L = afstand tussen de flenzen van de langsliggers vermeerderd met de dikte van het dragende dek =

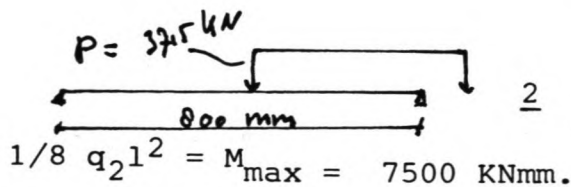
$$L = ( 950 - 300 + 150 ) \text{ mm} = 800 \text{ mm}$$

(Afmeting langsliggers wordt eerst geschat)

Maatgevend mobiele puntlastbelasting: 1



2 wieldrukken elk 37,5 KN  
 contactvlak band = 32 cm  
 breedte houten dekdeel = 25 cm  
 De puntlastbelasting kan als gelijkmatig beschouwd worden



$$q_1 = \frac{2 \times 37,5 \times 0,997}{0,950} = 78,7 \text{ KN/m}^1$$

$$M_{\text{max}} = \frac{1}{4} P \cdot l = \frac{1}{4} \cdot 37,5 \cdot 0,8 = 7,5 \text{ KNm} = 7500 \text{ KNmm}$$

$$q_2 = 93,7 \text{ KN/m}^1 \quad q_2 \times B = 93,5 \text{ KN/m}^1$$

Benadering 2 is maatgevend.

Mobiele gelijkmatige belasting =  $3000 \text{ N/m}^2$

breedte brugdekdelen =  $25 \text{ cm}$

Mob. gelijkm. bel. per plank =  $\frac{3000}{4} = 750 \text{ N/m}^1$  brugdekdeel

Eigen gewicht plank =  $0,25 \times 0,15 \times 11 = 0,413 \text{ KN/m}^1$

Totale belasting =  $93,5 + 0,75 + 0,41 = 94,66 \text{ KN/m}^1$

Sterkteberekening: Vrije oplegging met  $l = 800 \text{ mm}$

$$M_{\max} = 1/8 \cdot 94,66 \cdot 0,800^2 \cdot 10^3 \text{ Nm} = 7450 \text{ Nm.}$$

$$\bar{\sigma}_{\text{buiging}} = 25 \text{ N/mm}^2$$

$$W = \frac{M}{\sigma} \rightarrow 1/6 bh^2 = 7450 \cdot 10^3 / 25 = 1/6 \cdot 250 \cdot h^2$$

$$h = 90 \text{ mm}, \text{ gekozen waarde}$$

$$h = 150 \text{ mm}$$

De doorbuiging: toelaatbare doorbuiging =  $l / 1400 = 800 / 1400 =$

$$\approx 0,57 \text{ mm (art 80)}$$

$$Y_{\max} = 5/384 \cdot ql^4/EI = 5/384 \cdot \frac{94,6 \cdot 0,800^4 \cdot 10^3}{2 \cdot 10^{10} (1/12 \cdot 0,25h^3)} =$$

$$\approx 0,57 \cdot 10^{-3}$$

$$h = 0,129 \text{ m} = 12,9 \text{ cm} \quad 15 \text{ cm.}$$

Gekozen  $h = 15 \text{ cm}$  voldoet.

Controle afschuiving: belasting =  $94,6 \text{ KN/m}^1$

$$D_{\max} = \frac{1}{2} \cdot 94,6 \cdot 0,95 = 44,9 \text{ KN}$$

$$b_{\text{flens}} = 300 \text{ mm (geschat)}$$

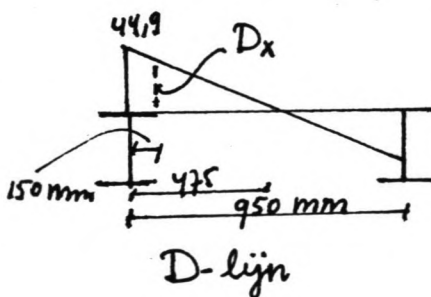
$$D_x = 325/475 \times 44,9 = 30,7 \text{ KN}$$

$$\tau_{\max} = 3/2 (D_x / b \cdot h) = 3/2 \cdot \frac{30,7 \cdot 10^3}{250 \cdot 150} =$$

$$= 1,2 \text{ N/mm}$$

$$\bar{\tau} = 2,2 \text{ N/mm}^2$$

het voldoet



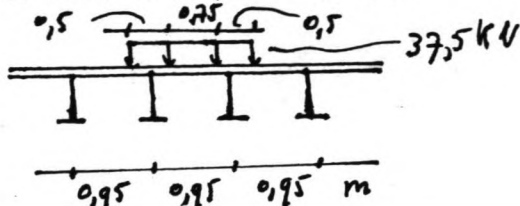
$$\text{Art.15: Coefficient } C = \left(1 + \frac{40}{100 + L}\right) \times \left(0,6 + \frac{40}{100 + L}\right)$$

Overspanning  $l = 5,1 \text{ m}$  (dwarsdragers  $5,1 \text{ m h.o.h}$ )

$$C = 1,35$$

Mobiele puntbelasting : 2 wielen op een langsligger maatgevend.

Totale puntlast:  $P = 2 \times 37,5 = 75 \text{ KN}$



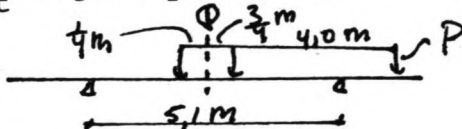
Art.37: Langsligger wordt als vrij opgelegd beschouwd.

Het maatgevende moment = 75 % van maximum moment.

Belastingen:

$-q_{\text{equivalent}}$  t.g.v. puntlast.

maatgevende situatie  
van de puntlasten



$$M = 1/8 \cdot q_{\text{eq}} \cdot 5,1^2 = \frac{(2,55 - \frac{1}{4}) 2P (2,55 - \frac{1}{4})}{5,1} = 155,6 \text{ KNm}$$

$$q_{\text{eq}} = 47,85 \text{ KN/m}, C \times q_{\text{eq}} = 4,0 \text{ KN/m}$$

$-q_{\text{gelijkmatige belasting}} = 3 \text{ KN/m}, C \times q_{\text{gel.}} = 4,0 \text{ KN/m}$

$-q_{\text{eigen gewicht}}$ : brugdek =  $1,0 \times 0,15 \times 11 = 0,275 \text{ KN/m}$   
eigen gewicht =  $1,3 \text{ KN/m}$  (geschat)

Totale belasting =  $64,6 + 4,0 + 1,58 = 70,2 \text{ KN/m}$

$$\text{Max.moment } M_{\text{max}} = 1/8 \cdot 70,2 \cdot 5,1^2 = 288,0 \text{ KNm}$$

Art.37: maatgevend moment =  $0,75 \times 288 = 216 \text{ KNm}$ .

Bepaling van het profiel:  $W = \frac{M}{\sigma}$  met  $\sigma = 240 \text{ N/mm}^2$

$$E = 2,10 \cdot 10^5 \text{ N/mm}^2 \quad W = \frac{216 \cdot 10^6}{240} = 900 \cdot 10^3 \text{ mm}^3$$

Profiel HE 300 met  $W_x = 1260 \cdot 10^3 \text{ mm}^3$  en  $I_x = 18263 \cdot 10^4 \text{ mm}^4$

$$\text{Controle doorbuiging: } y = \frac{5}{384 E \cdot I} q l^4 = \frac{5 \cdot 70,2 \cdot 2,5,1^4 \cdot 10^{12}}{384 \cdot 2,110^5 \cdot 18263 \cdot 10^4} = 16 \text{ mm}$$



$f_{\text{toelaatbaar}} = 1/600 = 5100/600 = 8,5 \text{ mm}$ , gekozen profiel

voldoet niet

Neem profiel HE 400A met  $W_x = 2310 \cdot 10^3 \text{ mm}^3$  en  $I_x = 45069 \cdot 10^4 \text{ mm}^4$   
 $y = 6,5 \text{ mm}$ , HE 400A voldoet.

Art. 69:  $\bar{\sigma}_{\text{trek dyn.}} = \frac{\bar{\sigma}_{\text{trek stat}}}{\gamma_1}$        $\gamma_1 = \begin{cases} 0,57(1,75 - \chi) \\ \text{minimum}=1 \end{cases}$

$\bar{\sigma}_{\text{druk dyn.}} = \frac{\bar{\sigma}_{\text{trek stat}}}{\gamma_2}$        $\gamma_2 = 5 \cdot \gamma_1 \left( \frac{1}{6 + \chi} \right)$   
 minimum=1       $\gamma = 0,7$

$\bar{\tau}_{\text{dyn.}} = \frac{\tau_{\text{stat}}}{\gamma_2}$

Voor Fe 510  $\bar{\sigma}_{\text{trek}} = 240 \text{ N/mm}^2$

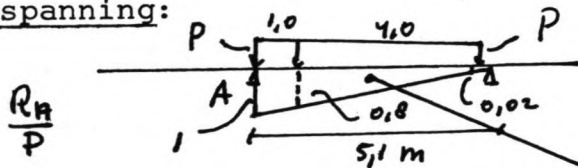
$\bar{\sigma}_{\text{trek dyn.}} = 240 \text{ N/mm}^2$

$\bar{\sigma}_{\text{druk dyn.}} = 240 \text{ N/mm}^2$

Art. 64.  $\bar{\tau} = 0,58 \bar{\sigma}_{\text{trek}} = 139,2 \text{ N/mm}^2$ ,  $\bar{\tau}_{\text{dyn}} = 139,2 \text{ N/mm}^2$

Controle schuifspanning:

langsligger



oppervlak driehoek = 2,55

invloedslijn  $R_A$  met stand van de puntlast, grootste dwarskracht treedt rechts van A: t.g.v. puntlast:

$D = (1 + 0,8 + 0,02)P = 184,35 \text{ KN}$

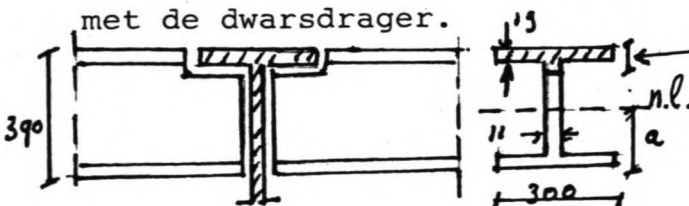
$P = C \times 75 = 1,35 \times 75 = 101,25 \text{ KN}$

t.g.v. eigen gewicht en brugdek :  $2,55 \times 1,58 = 4,03 \text{ KN}$

t.g.v. gelijkmatige belasting:  $2,55 \times 4,05 = 10,32 \text{ KN}$

Totaal = 198,7 KN

De controle vindt plaats t.p.v. de continuïteitverbinding met de dwarsdrager.



inkeping geschat op 50 mm

HE 400 A profiel

maten in mm

$a = \frac{(300 \times 19) 9,5 + (321 \times 11) 179,5}{(300 \times 19) + (321 \times 11)} = 73,8 \text{ mm}$

H.u.v.I =  $93,5 \cdot 10^6 \text{ mm}^4$

S =  $39,0 \cdot 10^4 \text{ mm}^3$

Optredende schuifspanning:  $\tau = \frac{D \times S}{b \times I} = \frac{198,710^3 \cdot 39,0 \cdot 10^4}{11,93,5 \cdot 10^6} =$   
 $= 75,3 \text{ N/mm}^2$

Gekozen profiel voldoet.

controle kippen: HE 400A :  $h = 390 \text{ mm}$   
 $b = 300 \text{ mm}$   
 $d = 11 \text{ mm}$   
 $t_{fl} = 19 \text{ mm}$   $W_x = 2310 \cdot 10^3 \text{ mm}^3$

art 272:  $\frac{h}{t_w} = 35,5 < 75$   
 $l/h = \frac{5100}{390} = 13,1$   
 $b/t_f = 15,8$   $\left. \vphantom{\frac{h}{t_w}} \right\} l/h < 1,25 \frac{b}{t_f} \Rightarrow$  ligger is niet vormvast

art 273: gedrukte rand + 1/6 deel v/h lijf controleren op knik.

$$A = (300 \times 19) + (65 \times 11) = 6415 \text{ mm}^2$$

$$I = (1/12 \cdot 19 \cdot 300^3) + (1/12 \cdot 65 \cdot 11^3) = 4275,7 \cdot 10^4 \text{ mm}^4$$

$$i_y = \sqrt{I/A} = 81,6 \text{ mm}$$

$$\lambda = l/i_y = 5100/81,6 = 63$$

uit tabel VIII VOSB :  $\omega = 1,40$

er moet voldaan worden aan de volgende eis:  $\omega \sigma < \sigma_e$

$\sigma$  t.g.v.rekenbelasting met belastingfactor 1,5

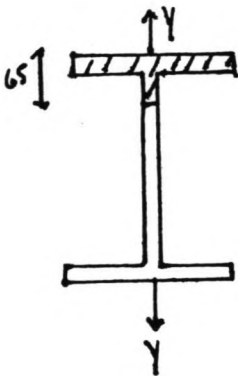
$$\sigma_e \text{ Fe510} = 360 \text{ N/mm}^2$$

Maatgevend spanning:  $\sigma = \frac{216 \cdot 10^6}{2310 \cdot 10^3} = 93,5 \text{ N/mm}^2$

t.g.v. rekenbelasting 1,5  $\sigma = 140,3 \text{ N/mm}^2$

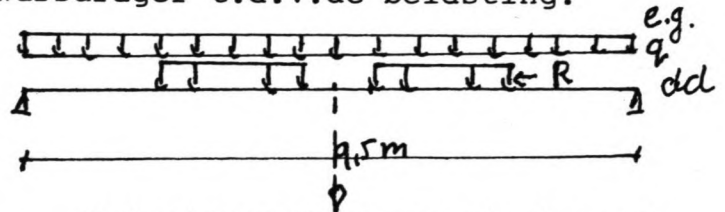
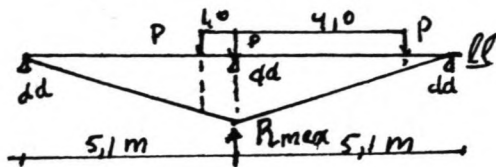
$$\omega \sigma < \sigma_e: 1,4 \times 140,3 < 360$$

voldoet



### De dwarsdrager

Art.37 VOSB: Bij langsliggers toepassen van gereduceerd moment  $0,75 \times M_{\max}$ . Hierbij worden de langsliggers beschouwd als een ligger met een vrije oplegging. Dit geldt ook bij de berekening van de dwarsdrager t.a.v. de belasting.



Belastingschema van de dwarsdr

$$P = 37,5 \text{ KN} \quad , C = 1,32$$

$$R_{\max} = \left( 1 + \frac{4,1}{5,1} + \frac{1,1}{5,1} \right) = 2,0 P$$

Art.9.4: Bij belasting van 2 rijstroken 80% van de belastingen in rekening brengen.

$$R = 0,8 \cdot C \cdot 2,0 P = 81 \text{ KN}$$

Veronderstelling: Langsliggers brengen belasting gelijkmatig over op de dwarsdrager (langsliggers 0,95 m h.o.h)

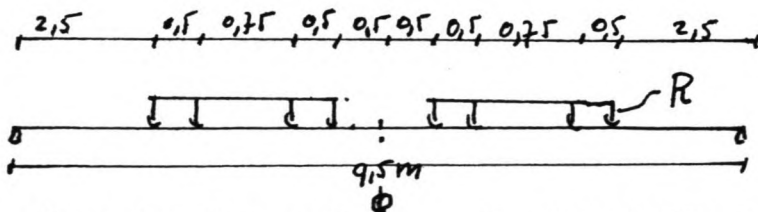
$$q_{\text{mobiel}} = 0,80 \times 5,1 \times 3 \times C = 16,6 \text{ KN/m}$$

$$q_{\text{eigen gewicht}}: \text{brugdek} = 5,1 \times 0,15 \times 11 = 8,4 \text{ KN/m}$$

$$\text{langsl.} = \frac{5,1 \times 9 \times 1,25}{9,5} = 6,0 \text{ KN/m}$$

$$\text{dwarsdrager geschat} = 2,1 \text{ KN/m}$$

$$\text{totaal} = 16,5 \text{ KN/m}$$



$$\text{Momenten: t.g.v. } P_{\text{mobiel}} : M_M = 4 \cdot R \cdot 4,75 - R(2,25 + 1,75 + 1,0 + 0,5) = 13,5 R = 1094 \text{ KN}$$

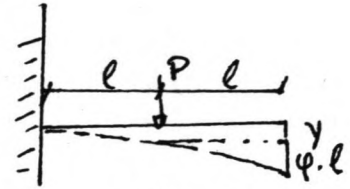
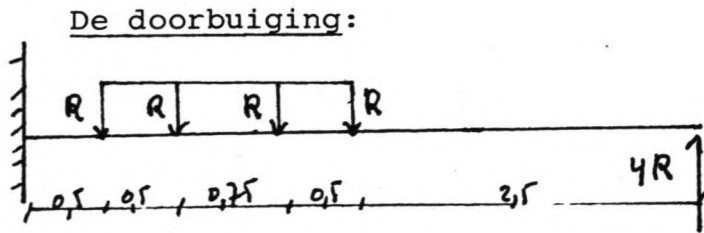
$$\text{t.g.v. } q_{\text{mobiel}} : M_M = 1/8 \cdot 16,6 \cdot 9,5^2 = 187,2 \text{ KNm}$$

$$\text{t.g.v. } q_{\text{eg}} : M_M = 1/8 \cdot 16,5 \cdot 9,5^2 = 186,0 \text{ KNm}$$

$$\text{Totaal} = 1467 \text{ KNm}$$

$$W_{\text{benodigd}}: W = \frac{M_M}{\sigma} = \frac{1467 \cdot 10^6}{\sigma} = 6113 \cdot 10^3 \text{ mm}^3$$

$$\text{Neem profiel HE 700A met } W_x = 6240 \cdot 10^3 \text{ mm}^3 \text{ en } I_x = 215301 \cdot 10^4 \text{ mm}^4$$



Schema voor de dwarsdrager

$$\begin{aligned}
 \text{T.g.v. } P_{\text{mobiel}}: & \\
 = \frac{4R \cdot 4,75^3}{3EI} - & \left[ \frac{R \cdot 0,5^2}{3EI} + \frac{R \cdot 0,5^2 \cdot 4,25}{2EI} + \frac{R \cdot 1^3}{3EI} + \frac{R \cdot 1^2 \cdot 3,75}{2EI} + \right. \\
 & \left. + \frac{R \cdot 1,75^3}{3EI} + \frac{R \cdot 1,75^2 \cdot 3,0}{2EI} + \frac{R \cdot 2,25^3}{3EI} + \frac{R \cdot 2,25^2 \cdot 2,50}{2EI} \right] = \\
 = (142,9 - 68,77) \frac{R}{EI} & = \frac{6003}{EI}
 \end{aligned}$$

De doorbuiging t.g.v. de gebruiksbelasting

$$(=R : \text{belastingfactor} = R : C) : \frac{6003}{C EI} = \frac{6003}{1,35 EI}$$

$$\begin{aligned}
 \text{T.g.v. } q_{\text{mobiel}}: & \frac{5}{384} \cdot \frac{q \cdot l^4}{EI} = \frac{5}{384} \frac{16,6/C \cdot 4,75^4}{EI} = \\
 & = \frac{84}{EI}
 \end{aligned}$$

$$\text{T.g.v. } q_{\text{e.g.}} = \frac{5}{384} \frac{16,5 \cdot 4,75^4}{EI} = \frac{109}{EI}$$

$$\text{De totale doorbuiging} = (4446 + 84 + 109) / EI = 4639 / EI \text{ (m)} =$$

$$= \frac{4639 \cdot 10^3 \cdot 10^9 \text{ mm}}{2,1 \cdot 10^5 \cdot 215301 \cdot 10^4} = 10,3 \text{ mm}$$

De toelaatbare doorbuiging =  $1/600 = 9500/600 \text{ mm} = 15,8 \text{ mm}$

Profiel HE 700A met  $I_x = 215301 \cdot 10^4 \text{ mm}^4$  en  $W_x = 6240 \cdot 10^3 \text{ mm}^3$  voldoet aan de doorbuigingseis.

Controle knik:

Stel, dat alleen de bovenflens weerstand geeft tegen knik.

$l_k = 0,95 \text{ m}$  (= h.o.h. langsliggers).

$$i = \sqrt{I/A} = \sqrt{(1/12 \cdot t \cdot b^3) / t \cdot b} = b / \sqrt{12} = 0,289 b = 86,7 \text{ mm}$$

vervolg knikcontrole.

$$\lambda = \frac{950}{86,7} = 11. \text{ Uit tabel VOSB : } \omega = 1,0$$

$$\text{Maatgevende spanning : } \sigma = \frac{1467 \cdot 10^6}{6240 \cdot 10^3} = 235 \text{ N/mm}^2$$

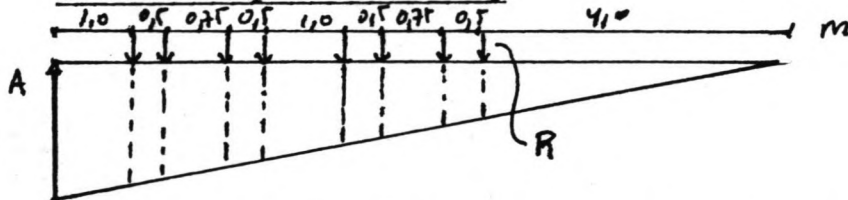
$$\text{T.g.v.de rekenbelasting: } 1,5 \times \sigma = 350 \text{ N/mm}^2$$

$$\omega \sigma < \sigma_e \quad 1.350, \text{ is kleiner dan } \sigma_e$$

$$\sigma_e = 360 \text{ N/mm}^2$$

Bovendien is het duidelijk, dat de dwarsdragers om de 0,95 m gesteund worden door de langsliggers. Hetgeen veilig is tegen knikken.

Controle op afschuiving:



Invloedslijn  
 $R_A$   
 $R$

Stand van de laststelsels voor de bepaling van  $R_A$  max

$$R_A \text{ t.g.v. puntlasten} = 1/9,5 \cdot (4 + 4,5 + 5,25 + 5,75 + 6,75 + 7,25 + 8 + 8,5) R =$$

$$= 50/9,5 \cdot R = 5,26R = 426 \text{ KN}$$

$$R_A \text{ t.g.v. } q_{\text{mobiel}} = \frac{1}{2} \cdot 9,5 \cdot 16,6 = 78,8 \text{ KN}$$

$$R_A \text{ t.g.v. } q_{\text{e.g.}} = \frac{1}{2} \cdot 9,5 \cdot 16,5 = 78,4 \text{ KN}$$

$$\text{Totaal } R_A = 583 \text{ KN}$$

De schuifspanning is  $\tau = (D \cdot S) / (b \cdot I)$

$$I_x = 215301 \cdot 10^4 \text{ mm}^4$$

$$S_x = 3520 \cdot 10^3 \text{ mm}^3$$

$$b = 14,5 \text{ mm}$$

$$= \frac{583 \cdot 10^3 \cdot 3520 \cdot 10^3}{14,5 \cdot 215301 \cdot 10^4} = 65,7 \text{ N/mm}^2$$

De toelaatbare schuifspanning is  $139,2 \text{ N/mm}^2$

De hoofdliggers

Bij de berekening van de hoofdligger wordt uitgegaan van de belastingen volgens klasse 45 VOSB. Met de bijbehorende coëfficiënt  $C = 1,21$ .

Met behulp van invloedslijnen worden zowel de maximale als minimale momenten en dwarskrachten bepaald.

De hoofdligger wordt dan gedimensioneerd op de maximale momentenlijn.

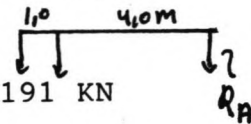
De maatgevende belastingen:

-Mobiele belastingen:

$$\text{Gelijkmatige belastingen} = \frac{9,5 \times 3 \times C \times 0,8}{2} = 14 \text{ KN/m}$$

Laststelsel (zie berekening dwarsdrager)

$$R_A = 5,26 \cdot 37,5 \cdot 1,21 \cdot 0,8 = 191 \text{ KN}$$



- Het eigen gewicht wordt geschat op 10 KN/m

- De rustende belastingen:

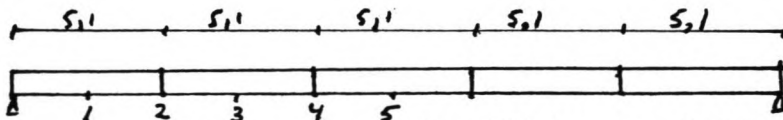
$$\text{Brugdek} = (9,5 \times 0,15 \times 11) : 2 = 7,8 \text{ KN/m}$$

$$\text{Langsliggers} = (9 \times 1,25) : 2 = 5,6 \text{ KN/m}$$

$$\text{Dwarsdragers} = (6 \times 2,04 \times 9,5) : (2 \cdot 25,5) = 2,3 \text{ KN/m}$$

$$\text{Totale rustende belastingen} = 15,7 \text{ KN/m}$$

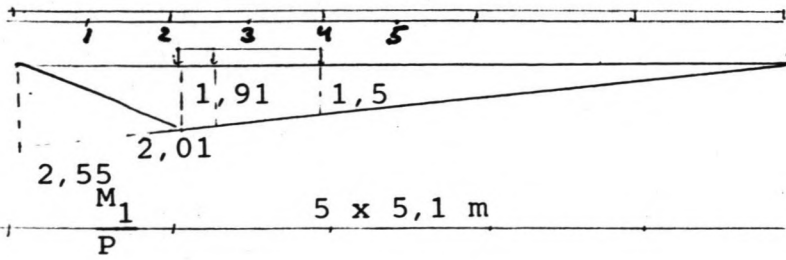
De hoofdligger is een indirect belaste ligger op twee steunpunten. De belasting van de langsliggers en de erop werkende belastingen worden door de dwarsdragers de hoofdliggers ingevoerd.



Schema van de hoofdligger, langsligger en dwarsdrager.

In de genummerde doorsnedes 0 t/m 5 worden de invloedsgrotten bepaald.

Invloedslijnen voor de momenten

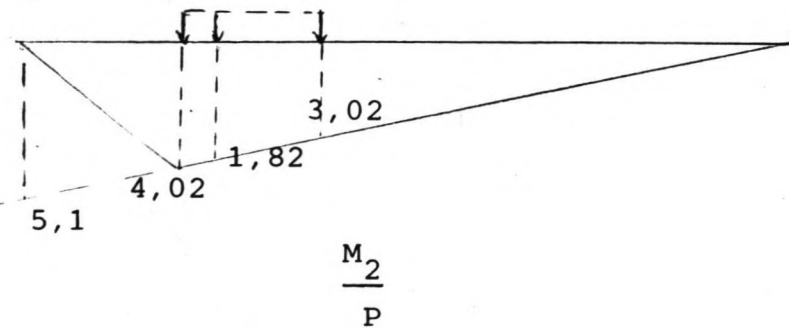


$$O_d = 28,36 \text{ m}^2$$

$$O_i = 25,23 \text{ m}^2$$

$$\Sigma y_{last} = 5,43 \text{ m}$$

$$\Sigma y_{rb} = 5,01 \text{ m}$$

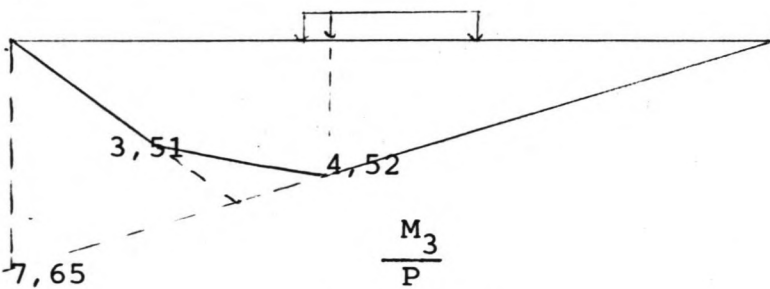


$$O_d = 50,45 \text{ m}^2$$

$$O_i = 50,45 \text{ m}^2$$

$$\Sigma y_{last} = 10,86 \text{ m}$$

$$\Sigma y_{rb} = 10,05 \text{ m}$$

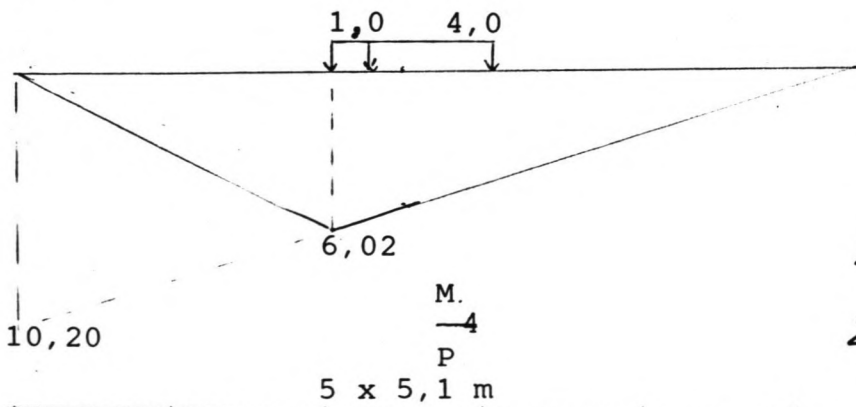


$$O_d = 66,14 \text{ m}^2$$

$$O_i = 62,91 \text{ m}^2$$

$$\Sigma y_{last} = 11,56 \text{ m}$$

$$\Sigma y_{rb} = 12,56 \text{ m}$$

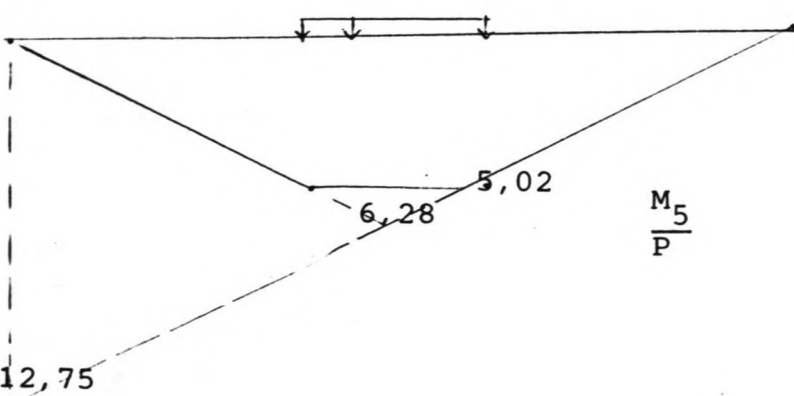


$$O_d = 75,55 \text{ m}^2$$

$$O_i = 75,55 \text{ m}^2$$

$$\Sigma y_{last} = 15,66 \text{ m}$$

$$\Sigma y_{rb} = 15,06 \text{ m}$$



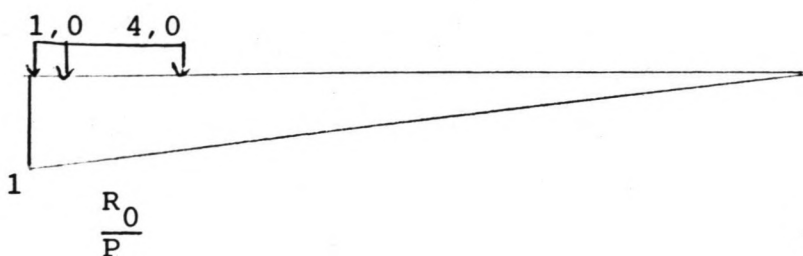
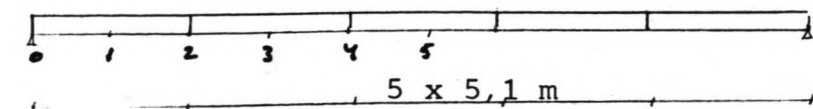
$$O_d = 78,81 \text{ m}^2$$

$$O_i = 75,50 \text{ m}^2$$

$$\Sigma y_{last} = 15,06 \text{ m}$$

$$\Sigma y_{rb} = 15,06 \text{ m}$$

Invloedslijnen oplegreactie en dwarskrachten:



$$O_d = 12,55 \text{ m}^2 (+)$$

$$O_d = 0 (-)$$

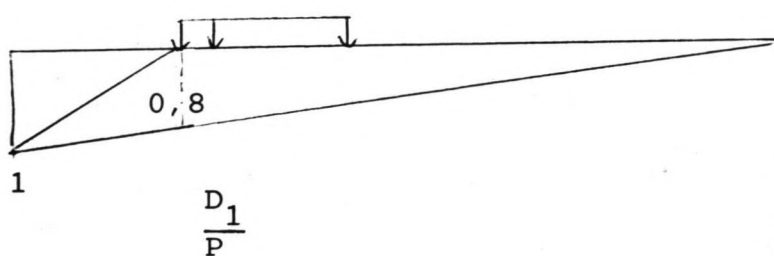
$$O_i = 12,55 \text{ m}^2 (+)$$

$$O_i = 0 (-)$$

$$\sum y_{\text{last}} = 2,76 \text{ m} (+)$$

$$\sum y_{\text{last}} = 0 (-)$$

$$\sum y_{\text{rb}} = 3,0 \text{ m}$$



$$O_d = 10,17 \text{ m}^2 (+)$$

$$O_d = 0,13 \text{ m}^2 (-)$$

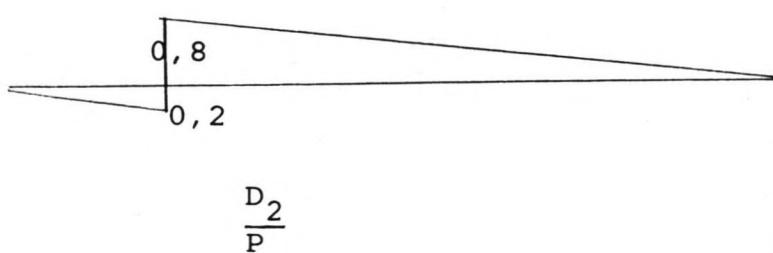
$$O_i = 10,04 \text{ m}^2 (+)$$

$$O_i = 0 \text{ m}^2 (-)$$

$$\sum y_{\text{last}} = 2,16 \text{ m} (+)$$

$$\sum y_{\text{last}} = 0 \text{ m} (-)$$

$$\sum y_{\text{rb}} = 2,0 \text{ m}$$



$$O_d = 8,16 \text{ m}^2 (+)$$

$$O_d = 0,51 \text{ m}^2 (-)$$

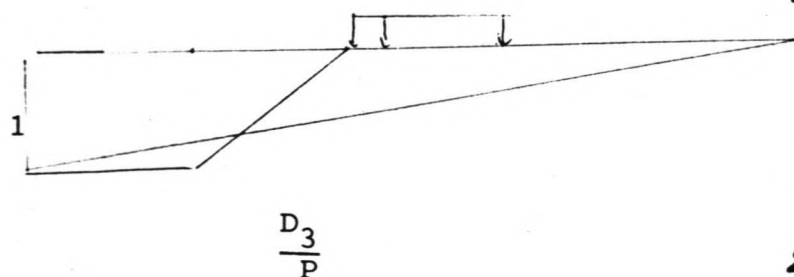
$$O_i = 8,16 \text{ m}^2 (+)$$

$$O_i = -0,51 \text{ m}^2 (-)$$

$$\sum y_{\text{last}} = 2,16 \text{ m} (+)$$

$$\sum y_{\text{last}} = 0,36 \text{ m} (-)$$

$$\sum y_{\text{rb}} = 1,8 \text{ m}$$



$$O_d = 6,15 \text{ m}^2 (+)$$

$$O_d = 1,13 \text{ m}^2 (-)$$

$$O_i = 5,65 \text{ m}^2 (+)$$

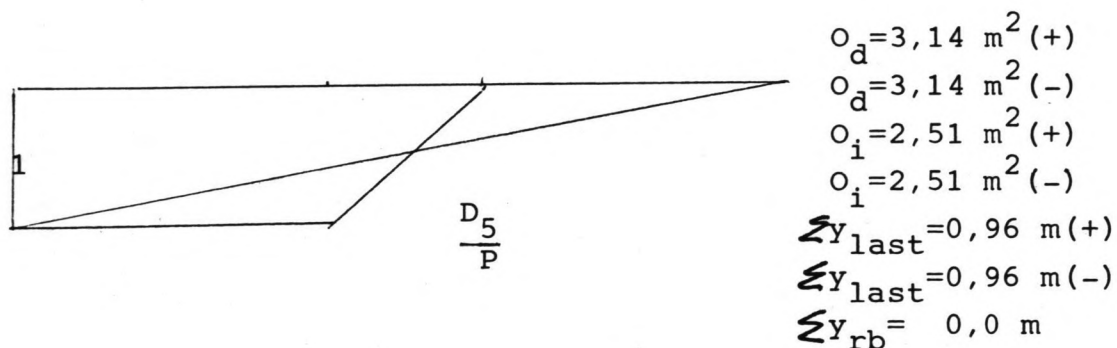
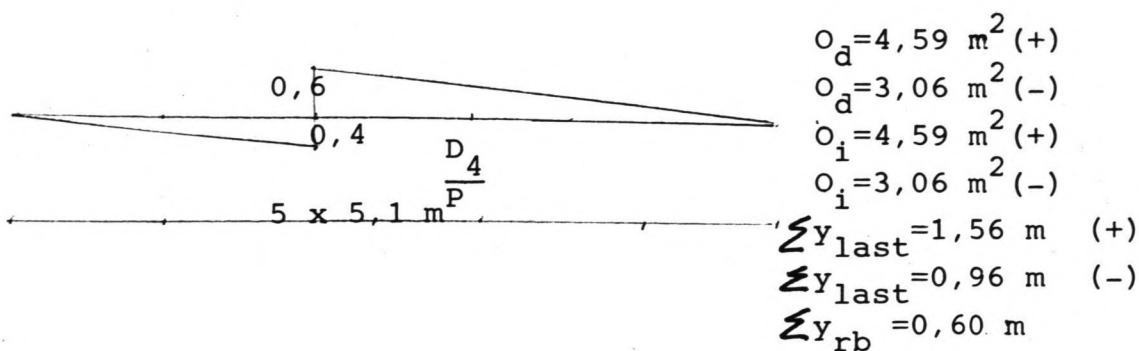
$$O_i = 0,63 \text{ m}^2 (-)$$

$$\sum y_{\text{last}} = 1,56 \text{ m} (+)$$

$$\sum y_{\text{last}} = 0,36 \text{ m} (-)$$

$$\sum y_{\text{rb}} = 1,0 \text{ m}$$

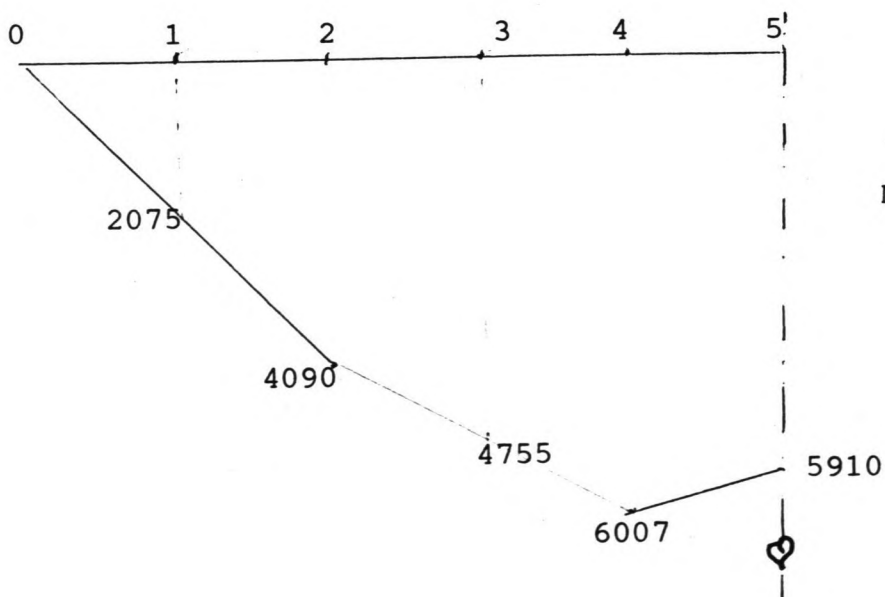




Numerieke waarden van de belastingen:

- 1 Het eigen gewicht hoofdligger:  $10 \text{ KN/m}$  ( $O_d$ )
- 2 Mobiele belastingen: puntlast  $R_A = 191 \text{ KN}$  ( $\Sigma y_{\text{last}}$ )  
gelijkmatige belastingen =  $14 \text{ KN/m}$  ( $O_i$ )
- 3 Rustende belastingen: het eigen gewicht van de langsliggers, het brugdek en dwarsdragers als puntlast via de dwarsdragers overgebracht.  $P = 80 \text{ KN}$  ( $\Sigma y_{\text{rb}}$ )

Doorsnede	0	1	2	3	4	5
$M_{\text{mob.max.}}$	0	1390	2781	3089	4048	3922
$M_{\text{mob.min}}$	0	0	0	0	0	0
$M_{\text{eg}}$	0	684	1308	1666	1959	1988
$M_{\text{max}}$	0	2074	4090	4755	6007	5910
$M_{\text{min}}$	0	684	1308	1666	1959	1988
$\chi$	0	+0,33	+0,32	+0,35	+0,326	+0,336
$D_{\text{mob.max}}$	703	553	+527	+377	+362	+227
$D_{\text{mob.min}}$	0	0	-76	-78	-266	-227
$D_{\text{eg}}$	366	262	221	130	63	0
$D_{\text{max}}$	1069	815	747	507	427	227
$D_{\text{min}}$	366	262	145	52	-162	-227
$\chi$	+0,342	+0,320	+0,194	+0,102	-0,380	-1,0



## Het dimensioneren van de hoofdligger

De toelaatbare spanningen :

$$M_{\max} = 6007 \text{ KNm}$$

$$M_{\min} = 1957 \text{ KNm}$$

$$\chi = +0,33$$

$$D_{\max} = 377 \text{ KN}$$

$$D_{\min} = -146 \text{ KN}$$

$$\chi = -0,38$$

$$\gamma_1 = \varphi \cdot 0,57 \cdot \frac{(1,75 - \chi)}{5}$$

$$\gamma_2 = \gamma_1 \cdot \frac{6 + \chi}{6}$$

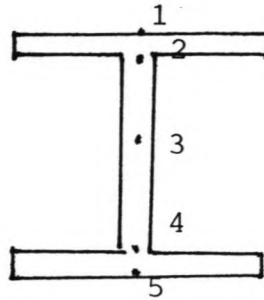
Minimum waarden  $\gamma_1$  en  $\gamma_2 = 1$

Voor  $\varphi$ -waarden zie tabel VOSB Staalsoort Fe 510

Verder art.59,60,64,69.

$$\bar{\tau}_{\text{stat}} = 0,58 \cdot \bar{\sigma}_{\text{trek stat}}$$

$$\bar{\tau}_{\text{dyn}} = \frac{\bar{\tau}_{\text{stat}}}{\gamma_2}$$



Schema normaalspanningen

	$\varphi$	$\gamma_1$	$\gamma_2$	$\bar{\sigma}_{\text{trek}}$		$\bar{\sigma}_{\text{druk}}$	
				stat	dyn	stat	dyn
moedermateriaal 1	0,7	1,0	1,0	240	240	210	210
lasmateriaal 2	1	1,0	1,0	240	240	210	210
moedermat. 3	0,7	1,0	1,0	240	240	210	210
lasmateriaal 4	1,0	1,0	1,0	240	240	210	210
moedermat. 5	0,7	1,0	1,0	240	240	210	210

Schema schuifspanningen

	$\varphi$	$\gamma_1$	$\gamma_2$	$\bar{\tau}_{\text{stat}}$	$\bar{\tau}_{\text{dyn}}$
moedermat.1	0,7	1,0	1,0	139,2	139,2
lasmat. 2	1,0	1,21	1,08	139,2	128,9
moedermat.3	0,7	1,0	1,0	139,2	139,2
lasmat.4	1,0	1,21	1,08	139,2	128,9
moedermat.5	0,7	1,0	1,0	139,2	139,2

Er bestaat geen gewalst profiel voor de hoofdligger .Dus een gelast ligger moet berekend worden.

De overspanning  $l = 25,50 \text{ m}$

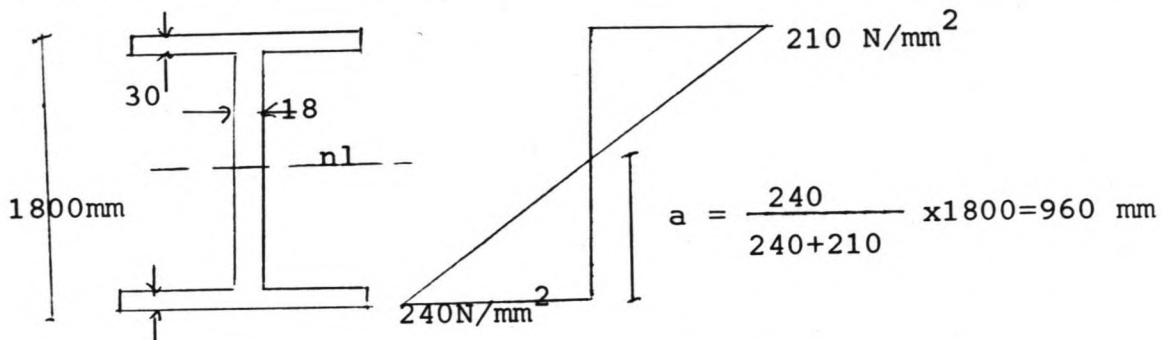
Constructiehoogte  $h$  is voor Fe 510 en verkeersklasse 45  
 $h = 1/12 \text{ à } 1/13 \cdot l = 2,13 \text{ à } 1,70 \text{ m}$ .Neem  $1,80 \text{ m}$

De dikte van lijf =  $t = 12 \times 3 \times h = 18$  mm. Met  $h$  in m.

Om lastechnische redenen is het aan te bevelen de dikte van de flens kleiner of gelijk aan 30 mm te houden.

Voor het berekenen van de breedte van de onder- en bovenflens wordt de werkwijze gevolgd, die in de handleiding staat aangegeven. Het geschiedt als volgt:

Bepaal de ligging van de neutrale lijn. De ligging van de neutrale lijn volgt uit de verhoudingen van de toelaatbare spanningen in de maatgevende punten. Het is een asymmetrische profiel.



$$I_{\text{benodigd}} = \frac{M \times h}{\text{trek} + \text{druk}} = \frac{6007 \cdot 10^6 \cdot 1800}{240 + 210} = 2,402 \cdot 10^{10} \text{ mm}^4$$

Bepaal de  $I$  en  $S$  t.o.v. de  $nl$ . H.u.v. 2 vergelijkingen met 2 onbekenden  $A_o$  en  $A_b$  (oppervlak onder- en bovenflens).

$$I : \frac{1}{12} \cdot (A_o/30) \cdot 30^3 + A_o \cdot 945^2 + \frac{1}{12} \cdot (A_b/30) \cdot 30^3 + A_b \cdot 825^2 + \frac{1}{12} \cdot 18 \cdot 1740^3 + 18 \cdot 1740 \cdot 90^2 = 893075 \cdot A_o + 0,8155 \cdot 10^{10}$$

$$\text{Dit is gelijk aan } 2,402 \cdot 10^{10} \text{ mm}^4.$$

$$S : A_o \cdot 945 + 930 \cdot 18 \cdot 465 - A_b \cdot 825 - 810 \cdot 18 \cdot 465 = 0$$

Uit de 2 vergelijkingen volgt:  $A_o = 8584 \text{ mm}^2$ ,  $b_o = 286 \text{ mm}$

$$A_b = 12063 \text{ mm}^2, \quad b_b = 402 \text{ mm}$$

De afmetingen hoofdlijger :

$$h = 1800 \text{ mm}$$

$$t_{\text{flens}} = 30 \text{ mm}, t_{\text{lijf}} = 18 \text{ mm}$$

$$b_o = 290 \text{ mm}, b_b = 410 \text{ mm}$$

$$A_o = 8700 \text{ mm}^2 \quad I = 2,44 \cdot 10^{10} \text{ mm}^4$$

$$A_b = 12300 \text{ mm}^2 \quad S = 10,0 \cdot 10^6 \text{ mm}^3$$

$$\text{Eigen gewicht} = 4,5 \text{ KN/m}$$

Controle knik-en plooi stabiliteit van de bovenflens.:

$$i = 0,289 b_b = 116 \text{ mm}$$

$$\lambda = l_k / i = 5100 / 116 = 44 \quad \lambda = \lambda_p = 30$$

$$A_{\text{stabiliteit}} = \frac{l_k (7 \cdot b / 2)}{0,289 \cdot \lambda (\lambda_p + 40)} = \frac{5100 \cdot 7 (402 / 2)}{0,289 \cdot 30 \cdot (30 + 40)} = 11823 \text{ mm}^2$$

$$A_{\text{sterkte}} = 12063 \text{ mm}^2. \text{ Het voldoet.}$$

Spanningscontrole Hoofdligger:

$$\sigma_{\text{optredend}} = (M_{\text{max}} \cdot e) / I \quad \text{en} \quad \tau_{\text{optredend}} = (D_{\text{max}} \cdot S) / (I \cdot t)$$

$$\text{Optredende spanning: boven: } \frac{-6007 \cdot 10^6 \cdot 840}{2,44 \cdot 10^{10}} = -208 \text{ N/mm}^2 < 210 \text{ N/mm}^2$$

$$\text{onder: } \frac{6007 \cdot 10^6 \cdot 960}{2,44 \cdot 10^{10}} = +238 \text{ N/mm}^2 < 240 \text{ N/mm}^2$$

$$\text{Optredende schuifspanning} = \frac{1069 \cdot 10^3 \cdot 16 \cdot 10^6}{2,44 \cdot 10^{10} \cdot 18} = 39 \text{ N/mm}^2 < 128,9 \text{ N/mm}^2$$

Stabiliteitscontrole van de hoofdligger:

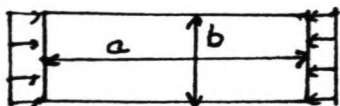
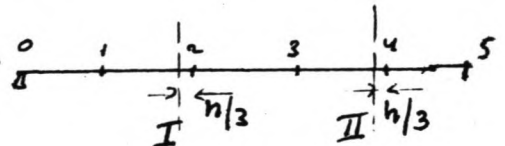
Beschouw doorsnede I en II op  $h/3$  van doorsnee 2. Volgens VOSB treedt het eerst plooi gevaar op bij  $\alpha = 0,66$ . Dit houdt in dat het lijf van de hoofdligger over een afstand van  $h/3$  zodanig door de dwarsdrager wordt gesteund, dat er daar geen gevaar voor plooi bestaat.

Werkwijze: Bepaal de knikspanning van Euler.

$$\sigma_E = 1900 (100t/b)^2 \quad \text{art. 53.3}$$

$$\psi = \frac{\sigma_{\text{onder}}}{\sigma_{\text{boven}}}$$

boven. Zoek nu  $k_d$  op in de grafiek



$$\alpha = \frac{a}{b}$$

$$\alpha \leq 1: k_s = 4,0 + \frac{5,35}{\alpha^2} \quad (\text{art. 54.2})$$

$$\alpha > 1: k_s = 5,35 + \frac{4,0}{\alpha^2} \quad (\text{art. 54.2})$$

$$\text{Eisen: } \sigma_{kr} = k_d \cdot \sigma_E \leq 315 \text{ N/mm}^2 \quad (\text{art. 53.4})$$

$$\tau_{kr} = k_s \cdot \sigma_E \leq 183 \text{ N/mm}^2$$

Bij gelijktijdige optredende normaal- en schuifspanning:

$$\sigma_{\text{verg}} = \sqrt{\sigma^2 + 3 \cdot \tau^2} \quad (\text{art.67})$$

$$A = \left( \frac{\sigma_1}{\sigma_{\text{kr}}} \right)^2 + \left( \frac{\tau}{\tau_{\text{kr}}} \right)^2 \quad (\text{art.55.2})$$

$$\sigma_{\text{kr.verg}} = \frac{\sigma_{\text{verg}}}{\sqrt{A}} \quad (\text{art.55.2})$$

$$\text{Eis: } \sigma_{\text{verg}} \leq 3/4 \cdot \sigma_{\text{kr.verg}} \quad \text{dus } A \leq 9/16 (=0,56)$$

$$\text{Bovendien: } \sigma_{\text{verg}} \leq 1,2 \cdot \sigma_{\text{kr}} \quad (\text{art.68})$$

Gemakshalve i.p.v. doorsneden I en II, doorsneden 2 en 4.

Doorsnede 4 :

$$M_{\text{max}} = 6007 \text{ KNm}$$

$$M_{\text{min}} = 1959 \text{ KNm}$$

$$D_{\text{max}} = 425 \text{ KN}$$

$$\text{De optredende spanningen: } \sigma_b = - \frac{6007 \cdot 10^6 \cdot 810}{2,44 \cdot 10^{10}} = -199 \text{ N/mm}^2$$

$$\sigma_o = + \frac{6007 \cdot 10^6 \cdot 930}{2,44 \cdot 10^{10}} = +228 \text{ N/mm}^2$$

$$\tau = \frac{425 \cdot 10^3}{18.1740} = 14 \text{ N/mm}^2$$

$$\psi = -1,14$$

$$\alpha = 2,93, \quad k_d = 27$$

$$\alpha > 1, \quad k_s = 5,82$$

$$\sigma_E = 1900 (100 \cdot 1,8/174)^2 = 19,7 \text{ N/mm}^2$$

$$\text{Kritieke spanningen: } \sigma_{\text{kr}} = 27 \times 19,7 = 315 \text{ N/mm}^2 \text{ (maximale}$$

$$\tau_{\text{kr}} = 5,82 \times 19,7 = 114 \text{ N/mm}^2 \text{ waarde)}$$

$$A = (14/114)^2 + (199/315)^2 = 0,41 < 0,56$$

Het voldoet.

Doorsnede 2 :

$$M_{\text{max}} = 4090 \text{ KNm}$$

$$D_{\text{max}} = 747 \text{ KNm}$$

$$\sigma_b = -135 \text{ N/mm}^2$$

$$\sigma_o = +155 \text{ N/mm}^2$$

$$\tau_o = 24 \text{ N/mm}^2$$

$$\psi = -1,14$$

$$q = 2,93, \quad k_d = 27$$

$$q > 1 \quad k_s = 5,82$$

$$\sigma_{kr} = 315 \text{ N/mm}^2$$

$$\tau_{kr} = 114 \text{ N/mm}^2$$

$$A = (21/114)^2 + (137/315)^2 = 0,22 < 0,56$$

Het voldoet

Controle ideële spanning:

$$\sigma_{vgl} = \sqrt{(\gamma_{\sigma 1} \cdot \sigma_1)^2 + 3(\gamma_{\tau} \cdot \tau)^2}$$

$$\sigma_{vgl} \leq 1,2 \sigma_{\text{trek stat.}} (=288 \text{ N/mm}^2)$$

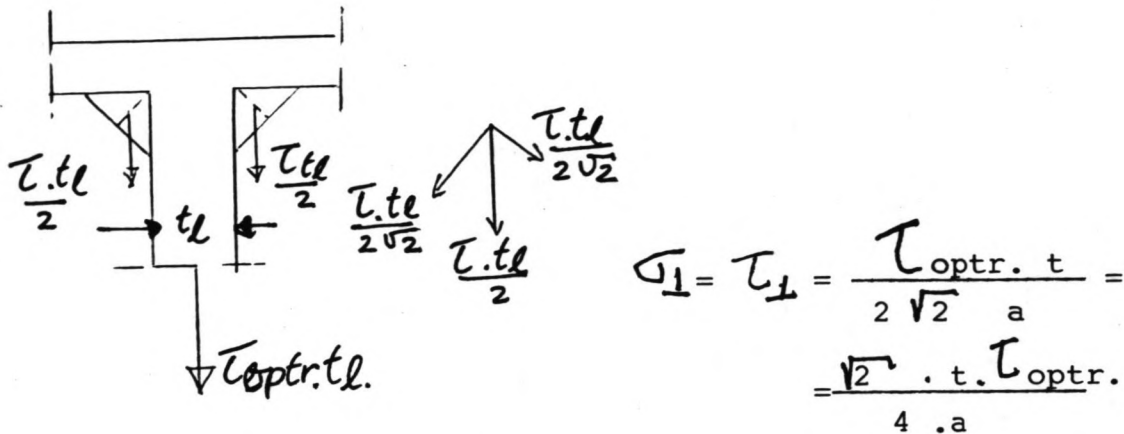
	normaal- spanning	schuif - spanning			$\sigma_{vgl}$
			$\gamma_1$	$\gamma_2$	
dsn 4	-199	6,5	1,0	1,0	199
	+228	8,6	1,0	1,0	228
dsn 2	-135	11,5	1,0	1,0	136
	+155	17,0	1,0	1,0	158

(N/mm<sup>2</sup>)

De spanningen zijn kleiner  
dan 288 N/mm<sup>2</sup>

Lascontrole hoofdlijger.

Er is gekozen voor doorgaande flankklassen (hoekklassen) met een keeldoorsnede van  $a = 4 \text{ mm}$ .



$$\sigma_{vgl} = \sqrt{(\gamma_{II} \cdot \sigma_{II})^2 + (\gamma_{\perp} \sigma_{\perp})^2 + 1,8 \cdot (\gamma_{II} \cdot \tau_{II})^2 + 1,8 (\gamma_{\perp} \cdot \tau_{\perp})^2 - (\gamma_{II} \cdot \gamma_{\perp} \tau_{II} \tau_{\perp})}$$

$$\bar{\sigma}_{vgl} = 1,2 \sigma_{\text{trek stat}} = 288 \text{ N/mm}^2 \text{ (art. 69.4 VOSB)}$$

Doorsnede 4:  $\sigma_{\perp} = \tau_{\perp} = \frac{\sqrt{2} \cdot 18 \cdot 8,6}{4 \cdot 4} = 13,6 \text{ N/mm}^2$

$$\sigma_{II} = +228 \text{ N/mm}^2 \text{ en } -199 \text{ N/mm}^2$$

$$\sigma_{vgl} = 231 \text{ N/mm}^2 < \bar{\sigma}_{vgl}$$

Doorsnede 2:  $\sigma_{\perp} = \tau_{\perp} = \frac{\sqrt{2} \cdot 18 \cdot 17}{4 \cdot 4} = 26,6 \text{ N/mm}^2$

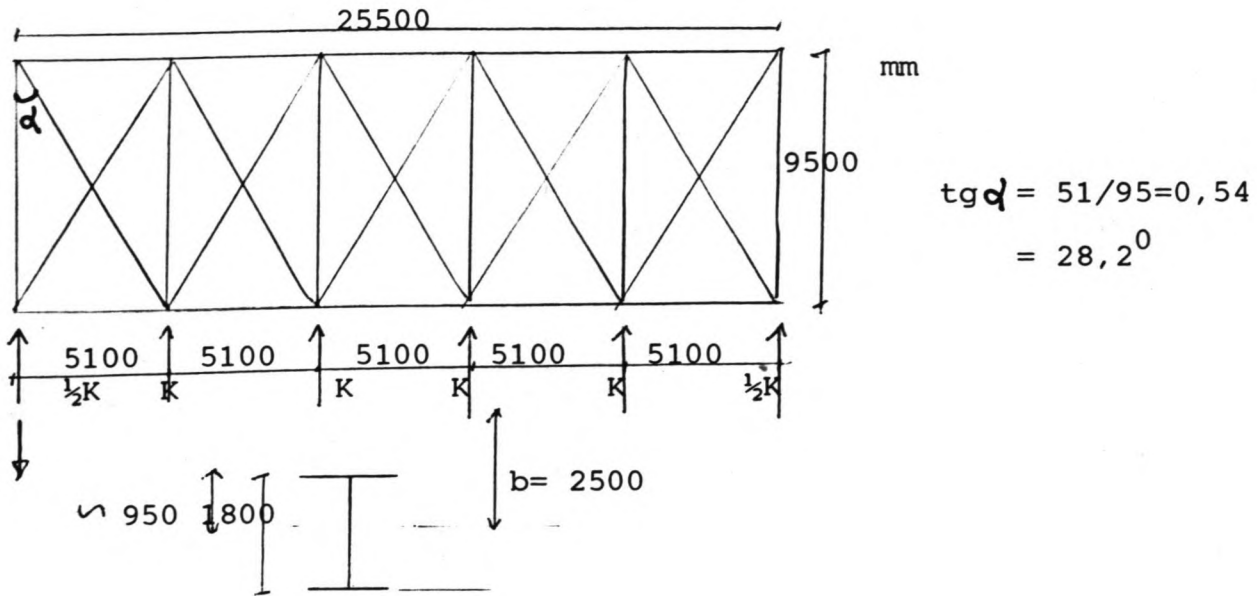
$$\sigma_{II} = +155 \text{ N/mm}^2 \text{ en } -135 \text{ N/mm}^2$$

$$\sigma_{vgl} = 164 \text{ N/mm}^2 < \bar{\sigma}_{vgl}$$

Conclusie: de keuze van een flankklas met een keeldoorsnede van 4 mm is juist.



Windverband: Gekozen is voor een kruisverband



Het is een statisch onbepaald vakwerk. Als de slankheid  $\lambda > 200$ , kan de constructie als een statisch bepaald vakwerk worden beschouwd. De drukstaven doen dan niet mee aan de krachtsoverdracht.

Maatgevend belasting:

1 Art.17: windbelasting =  $1500 \text{ N/m}^2$

Het direct getroffen oppervlak  $A = (1800 + 2500 - 950) \times 25500 \text{ mm}^2 = 85,43 \text{ m}^2$

$b =$  breedte verkeersband = 2,50 m (art.17 VOSB)

Tweede hoofdligger =  $2/3 \cdot (1,8 \times 25,5) = 30,6 \text{ m}^2$

Totaal =  $116 \text{ m}^2$

Grootste diagonaalkracht bij oplegging:

Maximale knooppkracht  $T' = R - 0,5 K = (2,5 - 0,5)K = 2K$

Diagonaalkracht  $T = T' / \cos \alpha = 2K / 0,88 = 2,27 K$

$K = (A \times q_{\text{wind}}) : 5 = (116 \times 1500) : 5 \text{ N} = 34,8 \text{ KN}$

Diagonaalkracht =  $2,27K = 79,0 \text{ KN}$

2 Art.17.5: Dwarskracht =  $0,01 \times \text{gem} \times A \times n$

$A =$  oppervlak

$n =$  aantal hoofdliggers

$$\sigma_{\text{gem}} = \frac{M \times e}{I} = \frac{6007 \cdot 10^6 \cdot 840}{2,44 \cdot 10^{10}} = 206,8 \text{ N/mm}^2$$

$A = b \times t = 12300 \text{ mm}^2$ , dwarskracht =  $0,01 \cdot 206,8 \cdot 12300 \cdot 2 \text{ (N)} = 50,8 \text{ KN}$

Belasting 1 is maatgevend voor de dimensionering.

De toelaatbare spanning=vloeispanning  $\sigma_e = 360 \text{ N/mm}^2$

$$T = \gamma \times T_{1,0} \quad T = \text{rekenkracht}$$

$$\gamma = 1,5 = \text{belastingcoefficient}$$

$$T_{1,0} = \text{ karakteristieke kracht}$$

De gekozen profiel moet voldoen aan de volgende eisen:

1 slankheid  $\lambda > 200$

2 doorbuiging  $\delta < 1/600$

3  $(T/A) + \frac{1}{2}(T \cdot e/W) + M/W \leq \sigma_e$

Neem profiel hoekstaal L200-100-10 met  $A = 29,2 \cdot 10^2 \text{ mm}^2$

$$q_{1,0} = 230 \text{ N/m}$$

$$q = 345 \text{ N/m}$$

$$e_x = 69,3 \text{ mm}$$

$$I_x = 1220 \cdot 10^4 \text{ mm}^4$$

$$W_x = 93,210^3 \text{ mm}^3$$

$$i_y = 26,8 \text{ mm}$$

$$1 \quad \lambda = l_k / i \quad \text{met } l_k = 0,5 l = 0,5 \sqrt{9,5^2 + 5,1^2} = 5,391 \text{ m}$$

$$i \leq \frac{5391}{200} = 27 \text{ mm} \quad \text{Uit de eis } \lambda > 200$$

$$i_y = 26,8 \text{ mm}$$

$$2 \quad \delta = 5/384 \cdot (q \cdot l^4 / EI) = \frac{5 \cdot 0,230 \cdot 10782^4}{384 \cdot 210 \cdot 10^3 \cdot 1220 \cdot 10^4} = 15,7 \text{ mm}$$

De toelaatbare doorbuiging =  $10782/600 = 18 \text{ mm}$ .

Het voldoet aan de eis.

$$3 \quad \sigma_{optr} = T/A + \frac{1}{2} T \cdot e/W + M/W$$

$$T = 1,5 \times T_{1,0} = 1,5 \times 79 = 118,5 \text{ KN}$$

$$e_{tot} = 69,2 + 0,5 t = 74,2 \text{ mm}$$

$$M_{eg} = 1/8 \cdot (230 \cdot 1,5) \cdot 10782^2 = 5,0 \cdot 10^3 \text{ Nm} = 5 \cdot 10^6 \text{ Nmm}$$

$$\sigma_{optr} = \frac{118,5 \cdot 10^3}{29,2 \cdot 10^2} + \frac{1}{2} \frac{879,3 \cdot 10^4}{93,2 \cdot 10^3} + \frac{5 \cdot 10^6}{93,2 \cdot 10^3} = 141,4 \text{ N/mm}^2$$

Toelaatbare spanning is  $360 \text{ N/mm}^2$

Gekozen profiel voldoet aan alle 3 eisen.

De verbindingen tussen: ll - dd .

dd - hl.

windverband - hl - dd .

zijn niet berekend.

Ook de stuikverbinding van de hl niet.

In het kader v/h afstudeerontwerp is alleen de belastingen van de brug op de onderliggende constructie nodig.

Belasting op pijlers en sluiswanden!!

Oplegreacties per oplegpunt: aantal = 4 per brugdeel

\* puntlast ( zie invloedslijn)

$$\sum y_{last} = 2,76 \text{ m} \quad 2,76 \times 150 \text{ KN} = 414 \text{ KN.}$$

$$80 \% \quad 0,8 \times 414 = 331,2 \text{ KN.}$$

\* gelijkmatige belasting  $\frac{9,5 \times 25,5 \times 3 \times 0,8}{4} = 145,4 \text{ KN.}$

\* eigen gewicht hoofdligger 125,5 KN.

\* rustende belasting :  $3,0 \times 80 = 240 \text{ KN.}$

$$\text{totaal} = 331,2 + 145,4 + 125,5 + 240 = 842 \text{ KN.}$$

Dit is bij een overspanning van 25,5 m .

Bij een kleinere overspanning over de sluiscolk zal de oplegreactie geschat worden. De berekening van de brug is dezelfde als bij  $l = 25,5 \text{ m}$

sluiscolk

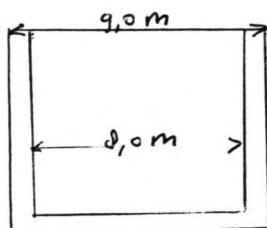
overspanning  $l = 9,0 \text{ m.}$

oplegreactie=

$$= 9/25,5 \times 842 = 297 \approx 300 \text{ KN.}$$

e.g. + rustende bel.= 122 KN .

verkeersbel.= 178 KN.



De remkracht = 150 KN

Windbelasting op pijler = 87 KN

Wrijvingsweerstand bij roloplegging = 3 % v/d oplegdruk = 25 KN

Remkracht + Wrijvingsweerstand = 175 KN

De windbelasting op  $l = 9,0 \text{ m}$  wordt gesteld op  $9/25,5 \times 87 = 31 \text{ KN.}$

Literatuur:

- 1 "Surinam TRansport Study"  
Nedeco 1968
- 2 "Afstudeeronderzoek van het irrigatieprobleem in  
het noordwesten van Suriname"  
Campfens en Fijen 1980
- 3 Dictaat "Weerstand en capaciteit van scheepvaart  
wegen" ir.J.Bouwmeester 1984
- 4 "De situatie van een stuwcomplex in de rivier "  
prof.L.Bendegom 1967
- 5 Dictaat "Irrigatie f19"  
prof.H.J.Schoemaker 1978
- 6 "Hydraulica voor waterbouwkundigen"  
Nortier en van der Velde 1968
- 7 Dictaten f9 en f9A "Waterbouwkundige constructies "  
prof.ir.A.Glerum.1981.
- 8 Dictaat "Waterkeringen" prof.ir.J.F.Agema 1982
- 9 " Voorschriften Beton 1974"
- 10 " Waterbouwkundige constructies in hout"  
tj.Molenaar ing.1964
- 11 " TGB 1972 "
- 12 "Handleiding stalen puntdeuren"
- 13 " Handleiding stalen plaatliggerbrug"
- 14 Dictaat f3 "Polders en waterkeringen"  
prof.ir.P.A.van der Velde 1976
- 15 Dictaat g80 "Funderingstechnieken"  
ir.H.J.W.Riethoff 1975.

