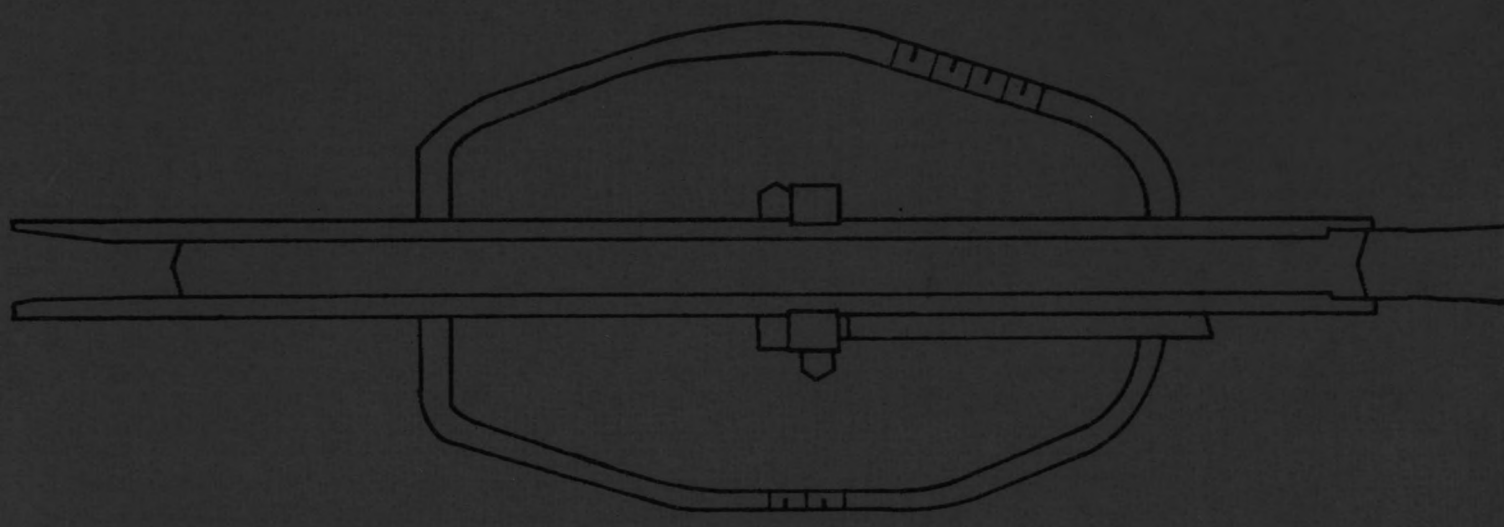


Technische Hogeschool Delft
Afdeling der Civiele Techniek

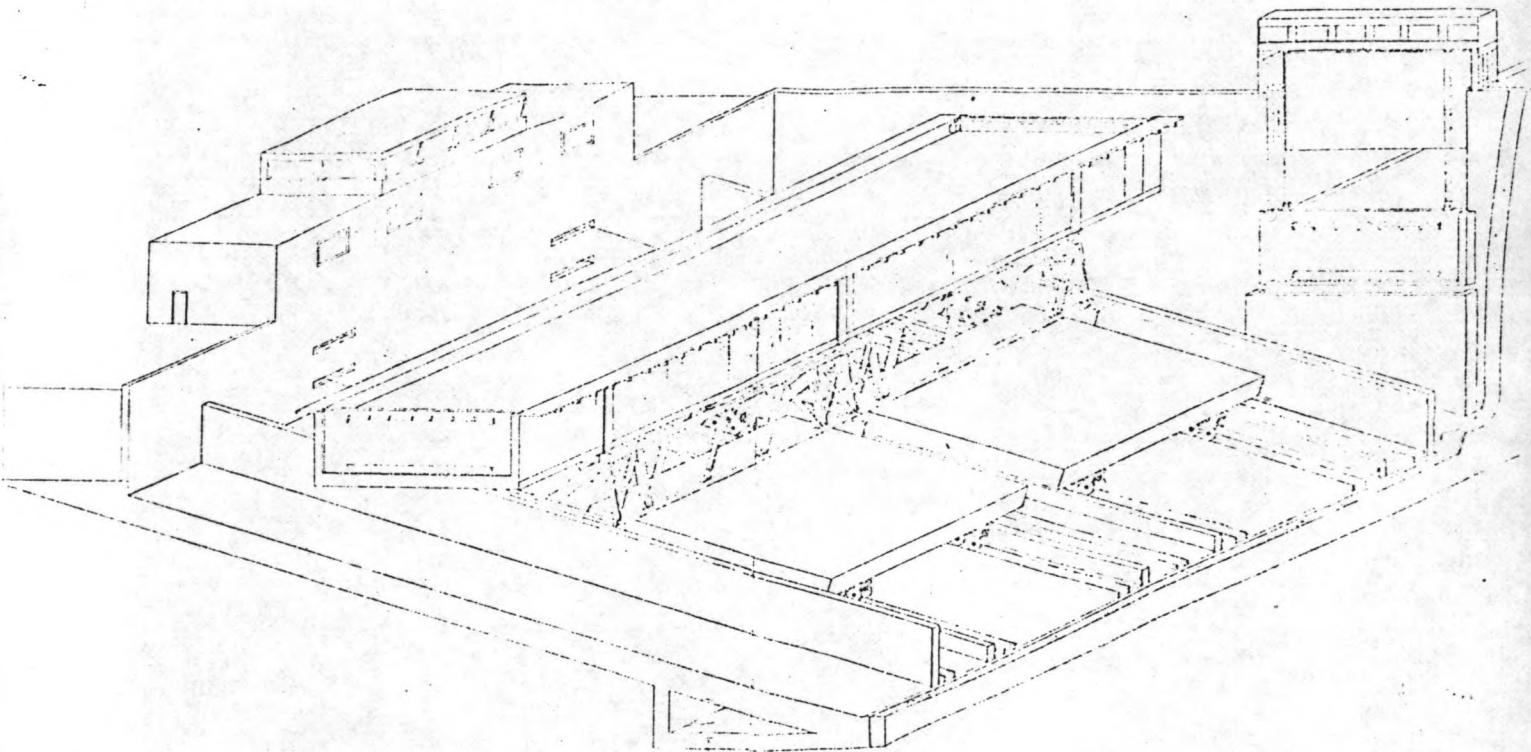
UITBREIDING VAN HET SLUISCOMPLEX TE PANHEEL

Het ontwerp van een dwarshelling



Marinus Meijer

UITBREIDING VAN HET SLUISCOMPLEX TE PANHEEL
het ontwerp van een dwarshelling



Marinus Meijer
oktober 1980

3.33abc
@

VOORWOORD

Dit verslag, met als ondertitel het ontwerp van een dwarshelling, is een vervolg op het door Jan Bol en ondergetekende verrichte vooronderzoek naar geschikte alternatieven voor de uitbreiding van het sluiscomplex te Panheel.

Dit constructieve hoofdontwerp is onafhankelijk gemaakt van Jan Bol die de, evenals de dwarshelling uit het vooronderzoek als geschikt alternatief naar voren gekomen, scheepslift nader heeft uitgewerkt in zijn constructieve hoofdontwerp.

Het zou niet mogelijk geweest zijn dit afstudeerwerk te verrichten zonder de hulp van een aantal mensen werkzaam bij de T.H.Delft en de Rijkswaterstaat. Daarom gaat mijn dank dan ook uit naar ir. J. Schippers en prof. P.A.van de Velde voor de uitstekende begeleiding en de mensen van de directie Bruggen, de directie Limburg en de directie Sluizen en Stuwen van de Rijkswaterstaat die voor veel informatie hebben gezorgd.

Marinus Meijer

oktober 1980

INHOUD

	<u>Blz.</u>
1. INLEIDING	6
2. DE PLAATSBEPALING VAN HET KUNST- WERK, HET GEMAAL EN DE TOELEI- DINGSKANALEN	8
2.1. Inleiding	8
2.2. De afmeting van de toeleidings- kanalen	8
2.3. De situering van de dwarshelling	10
2.4. Het aangeven van de plaats van de remmingwerken en de wachtplaatsen	13
2.5. Plaatsbepaling van het gemaal inclusief voorzieningen	13
3. HET DIMENSIONEREN VAN DE BAK	15
3.1. De bepaling van een principe op- lossing voor variabele waterstan- den in het benedenpand	15
3.2. Het dimensioneren van de bak	19
3.2.1. Inleiding	19
3.2.2. Berekening van de wanden	20
3.2.3. Berekening vloer	25
3.2.3.1. Berekening dwarsdragers	25
3.2.3.2. Berekening hoofdliggers	26
3.2.4. Berekening van de bak indien uit- gevoerd in uitsluitend orthotrope elementen	30
3.2.4.1. Berekening van de wanden	31
3.2.4.2. Berekening van de vloer	32
3.2.4.3. Berekening wringstijf element en hoofdligger	33
3.2.4.4. Berekening zonder wringstijf element	39
3.2.5. Keuze uit de alternatieven	42
3.3. Krachten die door de deuren op de bak worden overgebracht	43
3.4. Dimensionering van het onderstel	44
3.4.1. Bepaling van de maatgevende belasting	44
3.4.2. De bepaling van het type onderstel	44
3.4.2.1. Bepaling van de maximale wiellast	46
3.4.2.2. Globale bepaling van de afmetingen van het onderstel	47
3.4.3. Dimensionering van het onderstel als raamwerk	47
3.4.4. Dimensionering van het onderstel als vakwerk	52
3.4.5. Keuze van het onderstel	58
3.4.6. Stabiliteit in langsrichting van de bak	58
3.4.7. Nadere uitwerking van de wielstellen	59
3.4.8. Bepaling van het totale gewicht	60
3.4.9. Overzicht van de Bakconstructie	61

INHOUD (vervolg)

	<u>Blz.</u>
4. DIMENSIONERING VAN HET CONTRAGEWICHT	63
4.1. Bepaling van de randvoorwaarden en materiaalkeuze	63
4.2. Dimensionering van het contragewicht met onderstel	69
4.2.1. Dimensionering op moment	69
4.2.2. Controle van de dwarskracht	70
4.2.3. Inleiding van de krachten uit het beton in de wielstellen	72
5. DIMENSIONERING VAN DE BEWEGINGSWERKEN	75
5.1. Bepaling van de optredende krachten en mogelijke principes van aandrijving	74
5.1.1. De optredende krachten	74
5.1.2. Bepaling van de mogelijke aandrijvingsprincipes bij het gebruik van een contragewicht	76
5.2. Keuze uit de mogelijke principes van aandrijving	78
5.3. Dimensionering van de kabels	79
5.3.1. Kabels voor de uitbalancering	79
5.3.2. Kabels voor de aandrijving	80
5.4. Bevestiging van de kabels aan bak en contragewicht en het bepalen van de daarvoor benodigde voorzieningen	81
5.4.1. Bevestiging aan het contragewicht	81
5.4.2. Bevestiging aan de bak	82
5.5. Dimensionering van de toe te passen kabeltrommels en schijven	88
5.5.1. Inleiding	88
5.5.2. Dimensionering van de kabeltrommels benodigd voor de uitbalancering	90
5.5.3. Dimensionering van de kabeltrommels benodigd voor de aandrijving	91
5.5.4. Plaatsbepaling van de diverse trommels	92
5.5.5. Nadere uitwerking van de gekozen oplossing	98
5.6. Globale uitwerking van het overig te installeren bewegingswerk	99

INHOUD (vervolg)

	<u>Blz.</u>
6. DIMENSIONERING VAN DE RAILBAAN	102
6.1. Vaststelling van de maten van de baan	102
6.2. Bepaling van het type van de toe te passen constructie	103
6.3. Inventarisatie van de belastings- gevallen	115
6.4. Dimensionering van de verschillende onderdelen	117
6.4.1. Het gebouw met de bewegingswerken	117
6.4.2. De vloer met railbanen	123
6.4.3. De langswanden	139
6.4.4. De kopwand	146
6.4.5. De waterkelder	146
6.5. Een aantal slotopmerkingen over de betonconstructie	151
7. DIMENSIONERING VAN DE DEUREN EN DE DEURPORTALEN	153
7.1. Het bepalen van de bijzondere voor- zieningen, nodig voor de variabele waterstanden in het benedenpand	153
7.2. Dimensionering van de deuren	158
7.2.1. De deuren in het benedenpand	158
7.2.2. De deuren in de bak	169
7.2.3. De deuren in het bovenpand	169
7.3. Bepaling van de voorzieningen tegen aanvaringen van de deuren en de ove- rige benodigde voorzieningen	172
7.3.1. Voorzieningen tegen aanvaringen	172
7.3.2. Voorzieningen voor het koppelen en heffen van de deuren en de bescher- mingen	177
7.4. Dimensionering van de deurportalen	181
7.4.1. Inleiding	181
7.4.2. Het portaal in het benedenpand	181
7.4.3. Het portaal in het bovenpand	184
8 . SAMENVATTING EN AANBEVELINGEN	186
LITERATUUR	191
Bijlage 1	194
Bijlage 2	199

1. Inleiding.

In het vooronderzoek van deze studie omtrent de behoefte die er bestaat tot de uitbreiding van het sluiscomplex te Panheel is bekeken welke alternatieven hiervoor in aanmerking komen. Tevens is bekeken welke afmetingen de verschillende oplossingen moeten krijgen om aan de uit een gemaakte prognose gestelde eisen te kunnen voldoen qua capaciteit. Tenslotte is in het vooronderzoek een globale kostenafweging gemaakt waaruit bleek dat vier van de daar gevonden alternatieven in aanmerking komen voor nadere studie. Deze alternatieven zijn:

1. de schutsluis
2. de spaarbekkensluis
3. de lift
4. de dwarshelling

In dit deel van de studie zal nu de laatste van de vier mogelijkheden, de dwarshelling, wat nader uitgewerkt worden. Er zal hierbij uitsluitend worden gekeken naar de constructieve aspecten van de dwarshelling. Bedrijfskundige aspecten zullen in het derde deel van deze studie bekeken worden.

Het doel van dit constructieve hoofdontwerp is, te onderzoeken welke constructie elementen aanwezig zijn; te bepalen hoe deze elementen samen de constructie als geheel vormen en de verschillende elementen globaal te dimensioneren. Hierdoor kan dan een wat duidelijker beeld verkregen worden van deze, voor Nederland wat ongebruikelijke, constructie in z'n algemeenheid en van de oplossing voor Panheel in het bijzonder.

In de volgende hoofdstukken zullen nu vervolgens de als min of meer onafhankelijk te ziene delen behandeld worden.

In hoofdstuk 2 wordt in gegaan op de plaats van de dwarshelling, het gemaal en de toeleidingskanalen.

Het gemaal is ook een onderdeel van de uitbreidingsplannen voor Panheel. Er zal alleen aandacht besteed worden aan de mogelijke plaats van dit gemaal in het totale complex. Als constructie wordt het verder niet bekeken.

In hoofdstuk 3 wordt onderzocht hoe de bak met ondersteel er uit komt te zien, daarbij rekening houdende met de variabele waterstanden in het benedenpand. Tenslotte zal het eigen gewicht bepaald worden.

In hoofdstuk 4 wordt m.b.v. dit gewicht vorm gegeven aan het contragewicht.

In hoofdstuk 5 zullen de mogelijkheden van aandrijving en uitbalancering bekeken worden en zullen de onderdelen globaal gedimensioneerd worden. Ook zal in dit hoofdstuk het totaal benodigde geïnstalleerde vermogen berekend worden. Dit om de hieromtrent in het vooronderzoek gedane aanname te kunnen verifiëren.

In hoofdstuk 6 komt dan de railbaan met gebouw voor aandrijving en bediening onder de aandacht. Verder wordt bekeken welke voorzieningen nodig zijn voor de opvang van lekwater, de afwatering van de helling en de voorzieningen, nodig vanwege de variabele waterstanden in het benedenpand.

In hoofdstuk 7 zullen de deuren, deurportalen en de deurbeschermingen gedimensioneerd worden, waarbij weer rekening gehouden wordt met de variabele waterstanden in het benedenpand en verder met de koppeling van deuren en deurbescherming.

In hoofdstuk 8 tenslotte zullen dan nog eens in sterk verkorte vorm de hoofdlijnen binnen het dan gemaakte ontwerp aangegeven worden, waarna dan enige aanbevelingen voor nadere studie gedaan kunnen worden.

2. De plaatsbepaling van het kunstwerk, het gemaal en de toeleidingskanalen.

2.1. Inleiding.

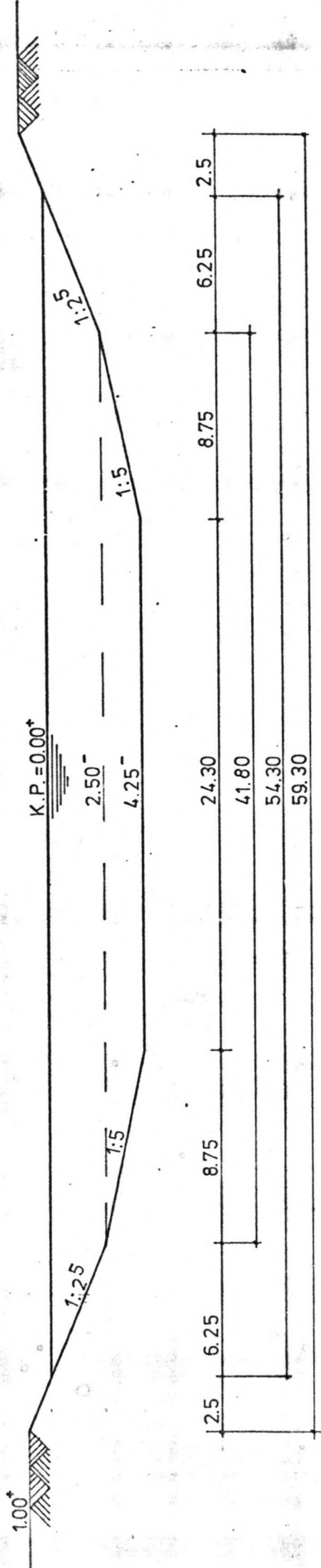
Zoals in hoofdstuk 1 al uiteengezet is, zal in dit rapport de dwarshelling nader uitgewerkt worden. Aangezien het nodig is om wat te weten over de grondgesteldheid en de grondwaterstanden, alvorens de dwarshelling te kunnen ontwerpen, zal nu eerst de plaats van het kunstwerk bepaald worden ten opzichte van de oude sluis.

Deze plaats wordt voornamelijk bepaald door de beschikbare hoeveelheid rijksgrond die al is gereserveerd voor een tweede sluis, het bestaande wegennet en de vorm van de toeleidingskanalen, die liefst ook over rijksgrond moeten lopen.

De beschikbare hoeveelheid rijksgrond is bekend, evenals het wegennet. Daarom zal nu eerst worden gekeken naar de afmetingen van de toeleidingskanalen, waarna de helling zelf gesitueerd wordt. Dit nadat eerst globaal de maten zijn vastgesteld. Verder zullen nog schetsmatig de plaatsen voor de remmingwerken, de wachtplaatsen voor de schepen en de plaats van het gemaal aangegeven worden.

2.2. De afmetingen van de toeleidingskanalen.

Op het internationale scheepvaartcongres te Stockholm in 1965 (zie (1) blz.137) is voor een klasse IV vaarweg een profiel voorgesteld, dat voortgekomen is uit de eisen van de scheepvaart. Of dit profiel in de omstandigheden van Panheel het juiste is is verder niet onderzocht, omdat het in dit rapport gaat om de constructieve uitwerking van de dwarshelling, maar aangezien een iets ander profiel qua ruimtebeslag niet wezenlijk zal afwijken van bovengenoemd profiel wordt hiervan gebruik gemaakt. Zie fig.1



maten in m
Schaal 1:250

FIG. 1

2.3. De situering van de dwarshelling.

Om de plaats van het kunstwerk in het terrein te kunnen bepalen, is het nodig dat de maten van de samenstellende delen bekend zijn. Voor de helling zelf wordt uitgegaan van de maten die in het vooronderzoek genoemd zijn. Omdat het in dat onderzoek om een vergelijking van een aantal alternatieven ging, is verder niet gekeken naar de grondwaterstanden. Aangezien de grondwaterstanden hier wel belangrijk zijn voor de vorm van de constructie wordt hier gewerkt met twee vormen die als extremen kunnen worden beschouwd.

De eerste is weergegeven in fig.2. Er is hierbij van uitgegaan dat het grondwater door b.v. een vliesconstructie wordt tegengehouden, zodanig dat het gehele werk in den droge komt te liggen, waardoor het mogelijk is dat de verbinding van de onderkant van de railbaan met het maaiveld gerealiseerd kan worden d.m.v. een talud.

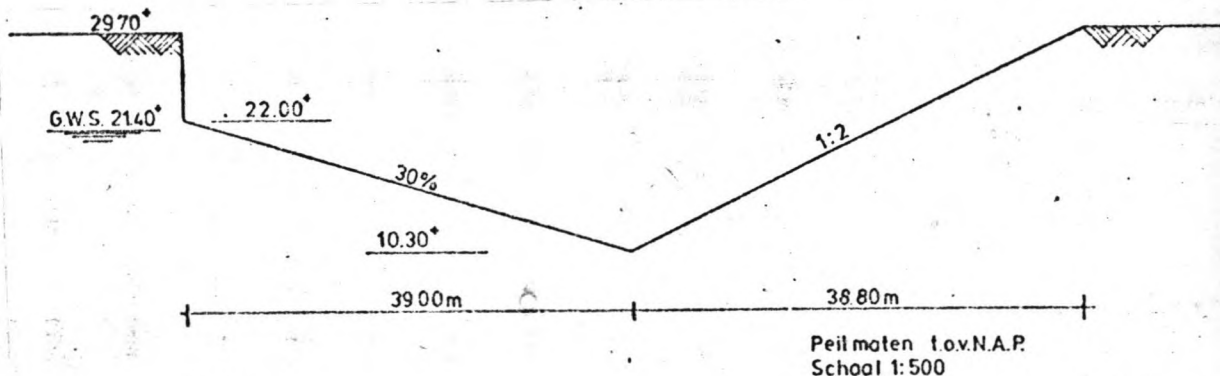


FIG.2

De tweede vorm is weergegeven in fig.3. Zoals in fig.2 al is weergegeven is de hoogste aan te houden grondwaterstand N.A.P. +21.40m; dit wil dus zeggen dat de gehele baan in het grondwater komt te liggen. In plaats van de in fig.2 geschetste situatie is het ook mogelijk om de baan in een bak te leggen. Deze oplossing is dan tevens degene die het minst ruimte kost in de uiteindelijke situatie.

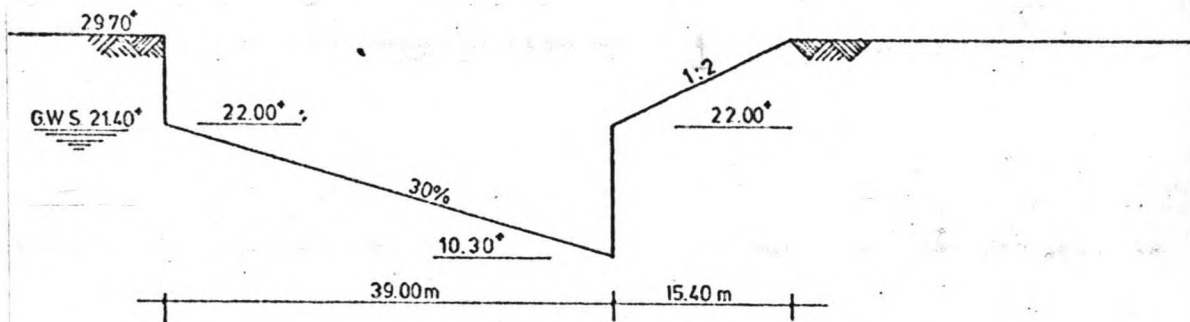


FIG. 3

Peilmaten tov. N.A.P.
Schaal 1:500

Voor het bedieningsgebouw wordt voorlopig een breedte van 12m aangehouden (de keuze hiervoor is vrij willekeurig; zie ook het vooronderzoek, waarin een breedte van 16m is aangehouden, maar daar was gerekend met een kortere lengte; bij gelijkblijvend vloeroppervlak wordt de breedte hier 12m)

De lengte van het kunstwerk kan dus variëren tussen 90m en 67m. De breedte wordt bepaald door de afmetingen van de bak: 90m.

Met behulp van een aantal schetsen is nu getracht een zo goed mogelijke plaats te bepalen voor de helling. Deze schetsen zijn in een aparte map bijgevoegd.

In schets I is de helling zoveel mogelijk binnen het bestaande wegennet gekozen. Een nadeel is dat de overspanning van de doorgaande weg, die ook over de sluis loopt, erg groot wordt.

In schets II is daarom gekozen voor een plaats die zoveel mogelijk tegen de bestaande weg aanligt.

De overspanning bedraagt dan nog maar 12m.

Een nadeel is echter dat bij deze oplossing relatief veel reconstructie werk van de wegen nodig is en dat de toeleidingskanalen nogal lang worden.

Om dit laatste bezwaar te ondervangen is in schets III de helling onder een hoek van 15° t.o.v. de positie in schets II geplaatst.

Nu blijkt dat er niet meer voldoende ruimte is om als wachtplaats te dienen, omdat het nieuwe kanaal

aan de oostzijde te vroeg samenkomt met het oude, gerekend vanuit de dwarshelling. De verdraaiing van 15° is dus teveel; daarom is in schets IV een verdraaiing van 5° getekend. Hier bleek echter dat tussen het nieuw aan te leggen westelijke toeleidingskanaal en de grens van het land dat rijkseigendom is een te smalle strook overbleef om de doorgaande weg naar Nederweert aan te leggen. Vandaar dat uiteindelijk in schets V toch weer is teruggekomen op de situatie van schets II.

De andere mogelijkheden voor situering zijn verder niet meer in schetsen onderzocht, omdat ze op voorhand uitgesloten konden worden.

Allereerst is overwogen om het hoogste punt van de helling aan de andere (zuid) zijde van de helling te plaatsen. Dit heeft echter het volgende nadeel: het is voor het gehele sluiscomplex gewenst één centraal bedieningsgebouw te hebben, wat met het hoogste punt van de helling aan de zuidzijde niet logisch is. Het lijkt namelijk uit kosten en plaats overwegingen het verstandigst om het bedieningsgebouw bovenop het gebouw met het aandrijfwerk te plaatsen. Verder valt te verwachten dat na nieuwbouw en de daarop volgende reconstructie werkzaamheden aan de oude sluis het huidige bedieningsgebouw toch ook aan vervanging toe is; dat is dan n.l., indien het geheel rond 1995 gereed is, ook al weer 22 jaar oud.

Deze overwegingen hebben samen geleid tot de conclusie dat het het meest verstandig is om één en ander te combineren, dus bediening en machinewerk in één gebouw aan de Noordzijde van de helling.

Er is verder nog gedacht aan een oplossing waarbij de helling aan de oostzijde van de weg is gedacht. Dit zou inhouden dat de helling op een ophoging moet worden geplaatst, wat nadelig kan zijn i.v.m. te verwachten zettingen en dat bovendien de weg over het hoge pand gevoerd moet worden wat weer of een hele

hoge brug, of een beweegbaar deel inhoud.

Als beste oplossing wordt, na bovenstaande beschouwing de oplossing van schets II gekozen.

2.4. Het aangeven van de plaats van de remmingwerken en de wachtplaatsen.

In schets V is de gekozen ligging van het kunstwerk weer getekend.

De vorm en de plaatsing van de remmingwerken en de wachtplaatsen is bepaald m.b.v. ontwerpregels voor geleidewerken en voorhavens, zie (2).

De meest van belang zijnde regels hier zijn:

1. De maximale helling van het geleidewerk, op grotere afstand van de slusingang, kan gesteld worden op 1:6 t.o.v. de sluisas.
2. De lengte van de wachtplaats is afhankelijk van het scheepsaanbodspatroom. Globaal genomen zal een lengte van 1,2L voldoende zijn.

Voor de remmingwerken is dan ook over de totale lengte een helling van 1:6 aangehouden.

Voor de wachtplaatsen is een lengte van 100m aangehouden. Het maatgevende schip heeft n.l. een lengte van 80m.

2.5 Plaatsbepaling van het gemaal inclusief voorzieningen.

Bij de opzet van het gemaal is er vanuitgegaan dat het water niet direct in het hoge pand wordt gespuid, i.v.m. de hinder voor de scheepvaart. Daarom is gekozen voor een oplossing waarbij het water in een woelbak gespuid wordt, waarna het via een klein kanaaltje met een matige snelheid in het bovenpand wordt geloosd.

De plaats van dit kanaaltje werd door de beschikbare ruimte feitelijk vastgelegd zoals is aangegeven in

schets V. Hiermee was ook de plaats van het gemaal vastgelegd, aangezien men de leiding voor het op te voeren water zo kort mogelijk zal willen houden.

De plattegrond komt er met bovenstaande beschouwingen dus uit te zien als in schets V is getekend.

3. Het dimensioneren van de bak.

3.1 De bepaling van een principe oplossing voor variabele waterstanden in het benedenpand.

Het normale peil in dit benedenpand is het stuwpeil te Linne van $20,50\text{m}^+\text{N.A.P.}$ De hoogst bekende stand is $23,55\text{m}^+\text{N.A.P.}$

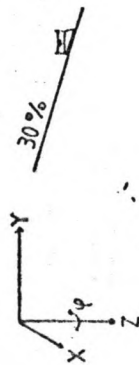
Uit (3) volgt voor de onderschrijvingen:

364,75 dagen: $22,10\text{m}^+\text{N.A.P.}$
364 " : $21,70\text{m}^+$ "
361 " : $21,30\text{m}^+$ "
280 " : $20,60\text{m}^+$ "

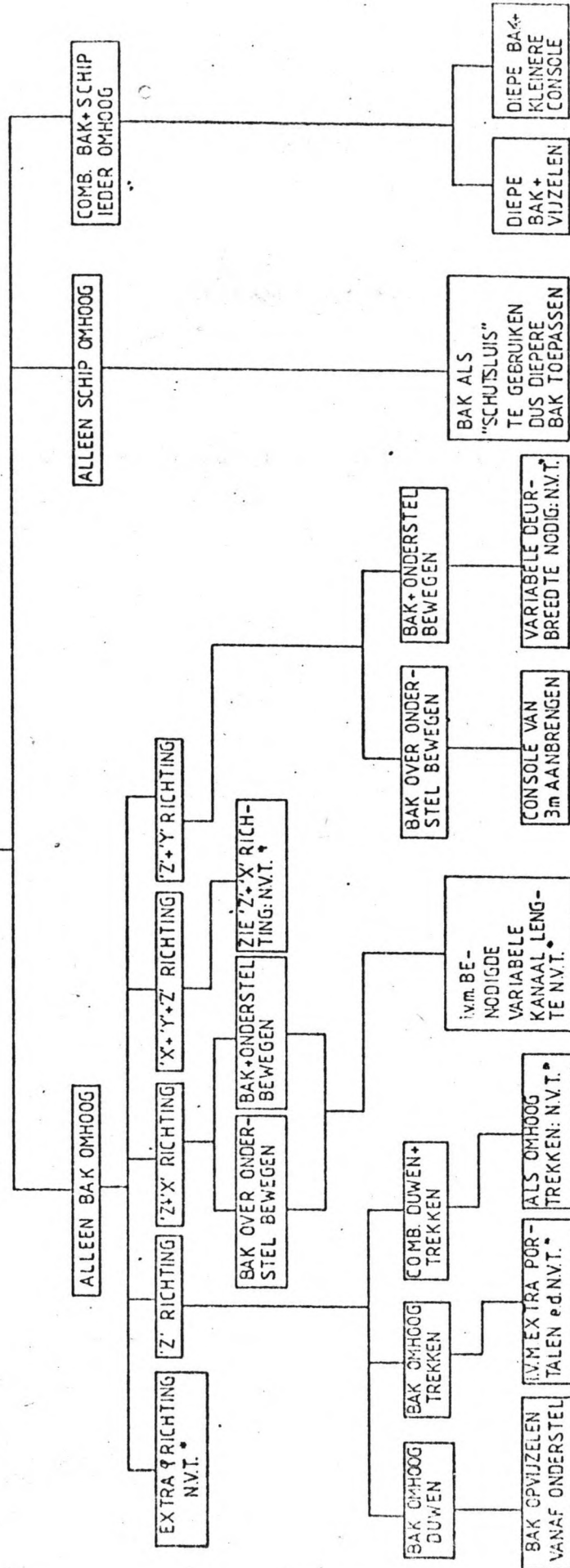
Verder is de scheepvaart gestremd bij afvoeren van de Maas die groter zijn dan $2000\text{m}^3/\text{s}$ wat overeenkomt met een waterstand van $22,20\text{m}^+\text{N.A.P.}$

Er wordt van uitgegaan dat in totaal 4 dagen stremming per jaar aanvaardbaar is; d.w.z. dat als hoogst voorkomende peil waarbij nog scheepvaart plaatsvindt, $21,30\text{m}^+\text{N.A.P.}$ wordt aangehouden.

Een en ander betekent dat voor de helling rekening gehouden moet worden met een waterstandsverschil in het benedenpand van $21,30 - 20,50 = 0,80\text{m}$ dat trappenloos overwonnen moet kunnen worden, omdat elke waterstand tussen beide extremen zal voorkomen. Op blz.16 is een ontwerpboom opgezet om alternatieven te ontwikkelen voor het hierboven geschetste probleem. Als uitgangspunt is genomen dat de bak in rijdende toestand altijd hetzelfde gewicht moet hebben, i.v.m. de constante massa van het contragewicht. kleine fluctuaties zullen evenwel niet te vermijden zijn.



P.F.B.: OVERWINNEN VAN EEN VARIABLE WATERSTAND IN HET BENEDENPAND VAN 0,60m



ZIE DE TOELICHTING

Toelichting bij de ontwerpboom.

In het onderstaande zullen de oplossingen die in de ontwerpboom aangegeven zijn als niet van toepassing, toegelicht worden. Daarna zal uit de wel van toepassing zijnde oplossingen een keuze worden gemaakt.

De niet van toepassing zijnde oplossingen:

1. Een draaiing om de verticale as.

Deze mogelijkheid is niet verder meegenomen omdat het een bewegingswerk vraagt dat niet bijdraagt tot het oplossen van het gestelde probleem. Aangezien hier ook geen ruimteproblemen zijn die extra draaiingen nodig maken wordt van deze mogelijkheid verder afgezien.

2. In 'z' richting de bak omhoogtrekken.

Dit vraagt extra portalen o.i.d. waaraan de kabels bevestigd kunnen worden. T.o.v. het opvijzelen lijkt dit een dure en ingewikkelde oplossing, dus verder niet in de beschouwing mee te nemen.

3. Een combinatie van duwen en trekken.

Hiervoor gelden dezelfde overwegingen als onder 2 is geschetst.

4. Beweging in 'z' en 'x' richting.

Dit zou een variabele kanaallengte en een extra onderstellengte met zich meebrengen. Beide zijn niet erg realistisch en dus niet in de beschouwing op te nemen.

5. Beweging in 'z', 'y' en 'x' richting.

Vanwege de combinatie 'z' en 'x' die hier in terugkomt is deze oplossing als bij 4 niet van belang.

6. Beweging van bak en onderstel in 'z' en 'y' richting.

Dit zou een variabele deurbreedte impliceren, hetgeen niet erg realistisch is, vandaar dat dat deze oplossing niet in de beschouwing zal worden meegenomen.

De overgebleven mogelijkheden zijn dus:

1. De bak opvijzelen vanaf het onderstel
2. In 'y' richting een console van 3m aanbrengen waardoor de bak in 'y'richting kan bewegen.
3. De bak als "schutsluis" te gebruiken voor het overwinnen van de verschillen in waterstand in bak en benedenpand.
- 4,5. De mogelijke combinaties van bovenstaande alternatieven.

4 en 5 worden bepaald minder praktisch geacht, omdat dan steeds twee soorten voorzieningen getroffen moeten worden die beide geld kosten en tijd nodig hebben voor de bediening. Voor beide aspecten zal in het algemeen gelden dat een wat grotere voorziening weinig meer kost dan een wat kleinere en dat één grotere minder kost dan twee kleinere voorzieningen; dus is de keuze te bepalen uit 1,2 en 3.

Van deze drie alternatieven lijkt nummer 3 het meest zinvol omdat:

1. Het in verhouding weinig meer zal kosten om de bak iets hoger te maken.
2. In de bak toch al een zekere overhoogte aanwezig is die tijdelijk wel wat kleiner kan worden genomen tijdens het schutproces.
3. Weinig bewegingswerk nodig zal zijn dat in verhouding veel onderhoud vergt.
4. Voor het altijd aanwezige lekwater en het water tussen bak- en kanaal deur toch al een voorziening als b.v. een kelder met pomp aanwezig moet zijn om water terug te pompen. Hier geldt dus weer dat het in verhouding weinig meer zal kosten om de installatie wat groter te maken.

De nadelen t.o.v. de andere twee alternatieven zijn dan:

1. Ook de deuren in de bak moeten hoger worden uitgevoerd
2. De schutcyclus zal naar alle waarschijnlijkheid meer

verlengd worden dan bij mechanische beweging.

In het verdere ontwerp zal dan ook met oplossing 3 verder worden gewerkt.

3.2. Het dimensioneren van de bak.

3.2.1. Inleiding

In de vorige paragraaf is als oplossing voor het optreden van variabele waterstanden in het benedenpand gekozen voor een wat diepere bak die als "schutsluis" dienst kan doen. Met behulp van de nu bekende extreme waterstanden en uit de eisen voor de scheepvaart zal nu eerst de dwarsdoorsnede van de bak worden bepaald. Er wordt hierbij van uitgegaan dat extra waterdrukken t.g.v. het in beweging zetten van de bak niet hoger zullen zijn dan de hoogste aan te houden statische waterdruk.

De aan te houden maten zijn nu:

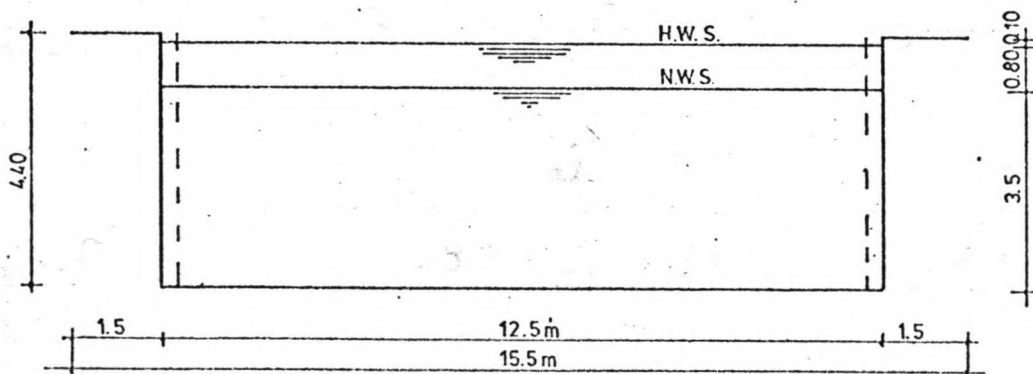


FIG. 4

In het vooronderzoek waren al de maten $12 \times 3,5 \text{ m}^2$ vastgesteld. De geschatte benodigde extra breedte voor de bevestiging van wrijfhouten o.i.d. langs de wanden van de bak is 0,5m. Hiermee komt de totale inwendige breedte op 12,5m. Een console is nodig aan weerszijden van de bak, i.v.m. de bevestiging van bolders en voor controle. De totale breedte komt hiermee op 15,5m.

In de vorige paragraaf is bepaald dat 0,80m overhoogte nodig is voor de hoge watersranden in het benedenpand. Voor de in deze toestand benodigde extra overhoogte is 0,10m aangehouden, aangezien deze toestand slechts van korte duur-, en enige overslag niet erg is.

Met bovenstaande gegevens kan nu worden overgegaan tot het dimensioneren van het dwarsprofiel van de stalen bak.

De extreme statische waterdrukken die zich voordoen op de wanden zijn dus:

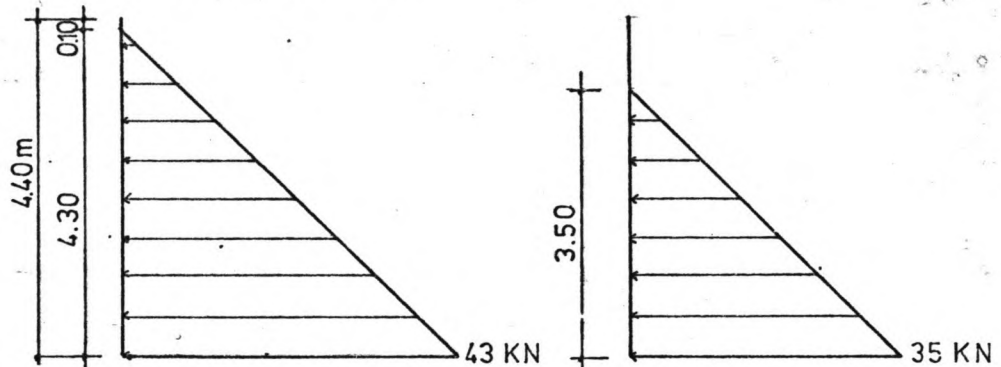


FIG.5

Duidelijk is dat het geval van een extreem hoge waterstand in de bak maatgevend zal zijn.

3.2.2. Berekening van de wanden

Bij de berekening van de wanden wordt nu in eerste instantie uitgegaan van de volgende opbouw:

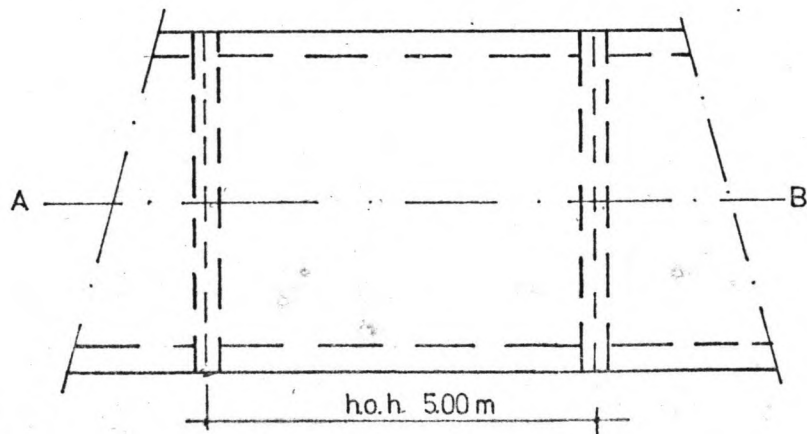
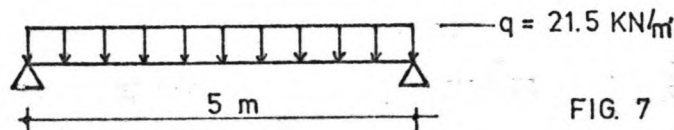


FIG6

Dus vierzijdig ondersteunde plaatvelden met een lengte van 5m.

De plaat wordt nu over de midden doorsnede A-B (zie fig.6) als ligger geschematiseerd:



Voor een breedte van 1m uit het hart van de plaat geeft dit:

$$M = 1/8ql^2 = 1/8 \cdot 1,5 \cdot 21,5 \cdot 5^2 = 100,8 \text{ KNm}$$

$$\sigma_{xx} = \frac{M \cdot \frac{1}{2}t}{1/12 \cdot 1 \cdot t^3} = \frac{6M}{t^2} = \frac{1}{t^2} \cdot 604,8 \text{ KPa}$$

$$(1 \text{ Pa} = 1 \text{ N/m}^2 ; 1 \text{ MPa} = 1 \text{ N/mm}^2)$$

Er wordt van uitgegaan dat geconstrueerd zal worden met staal Fe 510 met $\sigma_e = 360 \text{ MPa}$.

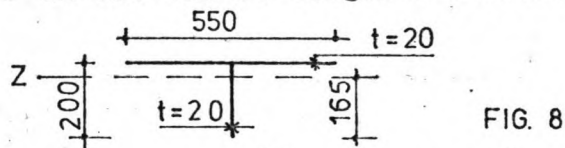
Nu moet gelden dat σ_{xx} kleiner is dan σ_e , dus

$$\frac{604,8}{t^2} \leq 360 \cdot 10^3 \text{ dus } t^2 \geq \frac{604,8}{360 \cdot 10^3} = 1,98 \cdot 10^{-3}$$

$t = 4,4 \cdot 10^{-2}$, dus t moet groter of gelijk zijn dan 44mm. Dit is nogal dik.

Daarom worden in langsrichting van de bak verstijvingen aangebracht om deze plaatdikte te verminderen.

Ga uit van de volgende doorsnede:



$$I = 1/12 \cdot 550 \cdot 20^3 + 550 \cdot 20 \cdot 25^2 + 1/12 \cdot 20 \cdot 180^3 + 180 \cdot 20 \cdot 75^2$$

$$= 37,2 \cdot 10^6 \text{ mm}^4$$

$$M = 1/8 \cdot 1,5 \cdot 21,5 \cdot 0,55 \cdot 5^2 = 55,4 \text{ KNm} \Rightarrow \sigma = \frac{55,4 \cdot 10^6 \cdot 165}{37,2 \cdot 10^6}$$

= 245,8 MPa. Dit is wat aan de lage kant.

Indien een plaatdikte van 15mm wordt toegepast volgt:

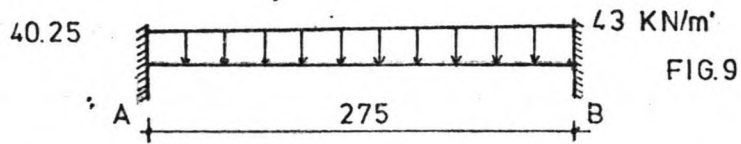
$$I = 1/12 \cdot 550 \cdot 15^3 + 550 \cdot 15 \cdot 25^2 + 1/12 \cdot 15 \cdot 180^3 + 180 \cdot 15 \cdot 75^2$$

$$= 27,8 \cdot 10^6 \text{ mm}^4$$

$$\text{dus: } \sigma = \frac{55,4 \cdot 10^6 \cdot 165}{27,8 \cdot 10^6} = 328,8 \text{ MPa.}$$

Dit wordt voorlopig aangehouden.

Nabij de aansluiting wand-vloer is de plaat als volgt te zien:



In het algemene geval met q_1 , q_2 en l , en als geldt

$q_1 < q_2$ dan:

$$M_A = 1/20 \cdot q_1 \cdot l^2 + 1/30 \cdot q_2 \cdot l^2 \text{ en}$$

$$M_B = 1/30 \cdot q_1 \cdot l^2 + 1/20 \cdot q_2 \cdot l^2, \text{ dus hier:}$$

$$M_A = (1/20 \cdot 40,25 + 1/30 \cdot 43) (0,275)^2 \cdot 1,5 = 0,39 \text{ KNm}$$

$$M_B = (1/30 \cdot 40,25 + 1/20 \cdot 43) (0,275)^2 \cdot 1,5 = 0,40 \text{ KNm.}$$

$$\sigma = \frac{M \cdot y}{I} = \frac{0,40 \cdot 10^6 \cdot 7,5}{1/12 \cdot 1000 \cdot 15^3} = 10,7 \text{ MPa. Dit is veel}$$

kleiner dan 360 en geeft dus totaal geen problemen.

Het volgende veld is echter 2 maal zo lang, dus wellicht is dat maatgevend. q_1 en q_2 zijn resp. 34,75 KN en 40,25 KN en $l = 550$ mm, dus $M_B = 1,44$ KNm.

Hieruit volgt: $\sigma = 38,4$ MPa, dus geen problemen.

In deze situatie geldt voor de belasting op de "liggertjes" het volgende:

$$R_B = 3/20 \cdot q_1 \cdot l + 7/20 \cdot q_2 \cdot l \text{ en}$$

$$R_A = 7/20 \cdot q_1 \cdot l + 3/20 \cdot q_2 \cdot l. \text{ Dus op de onderste ligger werkt een belasting van:}$$

$$R_B = (7/20 \cdot 40,25 \cdot 0,275 + 3/20 \cdot 43 \cdot 0,275 + 3/20 \cdot 34,75 \cdot 0,55 + 7/20 \cdot 40,25 \cdot 0,55) \cdot 1,5 = 24,40 \text{ KN/m' .}$$

Op de een na onderste ligger geldt dan analoog:

$$q = 28,67 \text{ KN/m' ; dit is maatgevend.}$$

Het maatgevend moment wordt dan $1/12 \cdot q \cdot l^2$ met $q = 28,67 \text{ KN/m'}$

en $l = 5$ m. Hieruit volgt: $M = 59,73$ KNm; verder:

$$y = 165 \text{ mm en } I = 27,8 \cdot 10^6 \text{ mm}^4 \text{ (zie blz.21)}$$

$$\text{dus: } \sigma = \frac{59,73 \cdot 10^6 \cdot 165}{27,8 \cdot 10^6} = 354 \text{ MPa, dus voldoet.}$$

Nu de huiddikte en de verstijvingen bekend zijn, kunnen de "opleggingen" berekend worden.

Aangezien deze kolommen om de vijf meter worden geplaatst wordt de maatgevende belasting:

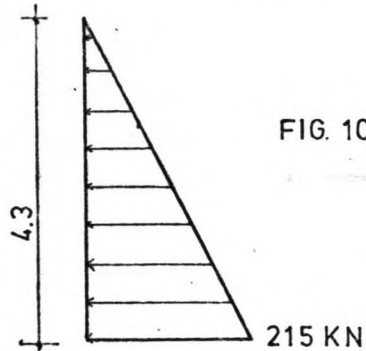


FIG. 10

De kolommen worden aan de onderzijde ingeklemd gedacht, dus is het optredende moment: $M = 1/6 \cdot q \cdot l^2$
 $= 1/6 \cdot 215 \cdot 1,5 \cdot 4,3^2 = 993,8 \text{ KNm}$.

verder geldt: $\sigma = \frac{M}{W}$ $W = \frac{M}{\sigma}$ Hier moet gelden:

$$W \geq \frac{M}{\sigma_e} = \frac{993,8 \cdot 10^3}{360 \cdot 10^6} = 2,761 \cdot 10^{-3} \text{ m}^3 = 2761 \text{ cm}^3.$$

Kies nu bijvoorbeeld een HE-B 400 met $W = 2880 \text{ cm}^3$, dan is $\sigma = 345 \text{ MPa}$. Aangezien de wanden uitgevoerd gedacht worden als een orthotrope plaat, doet de huid dienst als "bovenflens" van het profiel. De dikte van de plaat bedraagt 15 mm terwijl de normale flens een dikte heeft van 24 mm. Voor de meewerkende breedte moet dus gelden: $15 \cdot b = 24 \cdot 300$ $b = 480 \text{ mm}$. Dit lijkt zeker gerechtvaardigd.

Zoals uit de fig. 4 op blz.19 is aangegeven wordt aan beide zijden van de bak een looppad gedacht met een breedte van 1,5m. Op dit pad is dan tevens ruimte voor de bolders. Voor de belasting op dit pad wordt 1 KN/m^2 inclusief het eigen gewicht aangenomen. Het is te beschouwen als een uitgekraagde ligger met een lengte van $1,50 - 0,40 = 1,10 \text{ m}$.

Dus $M_{\max} = \frac{1}{2} \cdot q \cdot l^2 = \frac{1}{2} \cdot 1 \cdot 1,5 \cdot 1,10^2 = 4,54 \text{ KNm}$.
 voor het weerstandsmoment moet nu gelden:

$$W \geq \frac{4,54 \cdot 10^6}{360} = 12611 \text{ mm}^3 = 12,6 \text{ cm}^3. \text{ Een gehalveerd}$$

I.N.P. profiel 180 voldoet hieraan met $W = 14,5 \text{ cm}^3$
 In plaats hiervan lijkt het wellicht verstandiger een plaat te nemen die als looppad kan dienen met $d = 10 \text{ mm}$ en om de vijf meter een schotje met de-

zelfde dikte, aangepast aan het moment.

Het eigen gewicht van de staalplaat bedraagt nu:

$78.0,01.1,5 = 1,17 \text{ KN/m'}$. Dit is al meer dan de aan-
gehouden belasting. Daarom te rekenen met 2 KN/m^2 .

Controle van de plaat midden tussen twee kolommen:

$$M = \frac{1}{2} \cdot q \cdot l^2 = \frac{1}{2} \cdot 2 \cdot 1,5 \cdot 1,40^2 = 2,94 \text{ KNm.}$$

De hoekoplossing is gedacht als staat weergegeven
in onderstaande figuren.

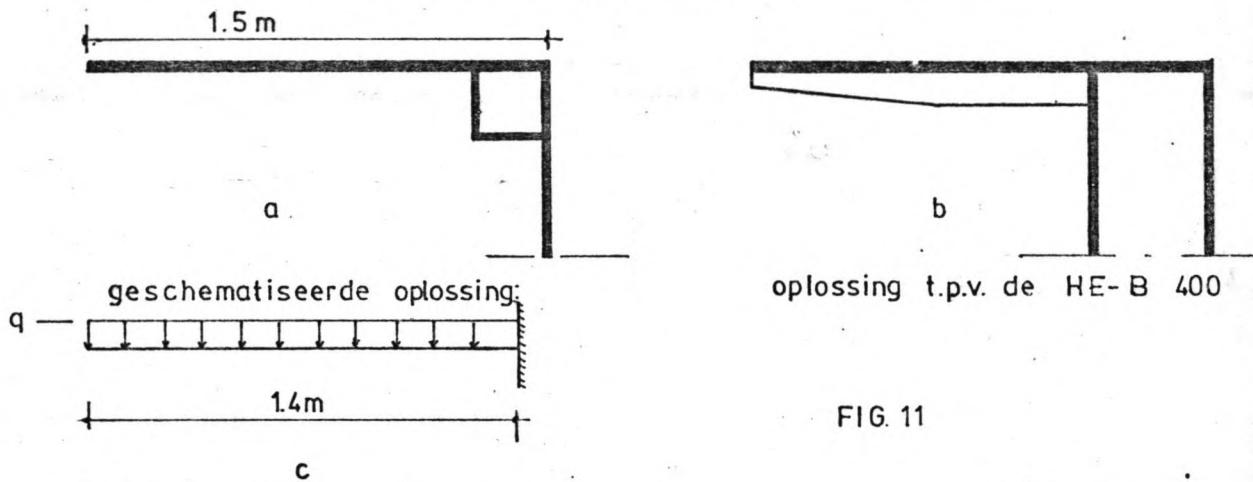


FIG. 11

$$\sigma = \frac{2,94 \cdot 10^6 \cdot 5}{1/12 \cdot 1000 \cdot 10^3} = 176,4 \text{ MPa dus voldoet ruimschoots.}$$

De doorbuiging bedraagt dan: $\frac{2,0 \cdot 10^3 \cdot 1,4^4}{8 \cdot 210 \cdot 10^9 \cdot 1/12 \cdot 1.0,01^3}$
 $= 0,055 \text{ m}$. Dit is op zich te veel, daarom t.p.v. de
kolommen verstijvingen aanbrengen.

Indien gerekend wordt met de dwarsdoorsnede zoals
die getekend is in onderstaande fig.12 dan:

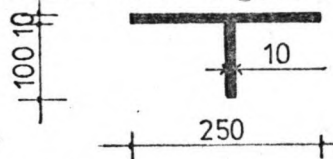


FIG. 12

$$z = \frac{10 \cdot 100 \cdot 50 + 10 \cdot 250 \cdot 105}{10 \cdot 100 + 10 \cdot 250} = 89 \text{ mm.}$$

$$I = 1/12 \cdot 250 \cdot 10^3 + 10 \cdot 250 \cdot 16^2 + 1/12 \cdot 10 \cdot 100^3 + 10 \cdot 100 \cdot 39^2$$

$$= 3,0 \cdot 10^6 \text{ mm}^4$$

Zoals uit de figuur blijkt is voor de meewerkende
breedte 250 mm aangehouden.

$$M_{\max} = 2 \cdot 4,54 = 9,08 \text{ dus: } \sigma = \frac{9,08 \cdot 10^6 \cdot 89}{3 \cdot 10^6} = 269 \text{ MPa.}$$

$$\text{De doorbuiging bedraagt nu: } y = \frac{q \cdot l^4}{8EI} = \frac{5 \cdot 2 \cdot 10^3 \cdot 1,1^4}{8 \cdot 210 \cdot 10^9 \cdot 3 \cdot 10^{-6}}$$

$= 2,9 \cdot 10^{-3} \text{ m} = 2,9 \text{ mm}$. Dit is wel toelaatbaar. Tussen twee verstijvingen zal de doorbuiging echter toch aanzienlijk zijn, daarom lijkt het raadzaam het aantal te verdubbelen.

De doorbuiging van de kolommen bij de gegeven belasting op blz. 23 wordt:

$$\delta = \frac{q \cdot l^4}{30EI} = \frac{215 \cdot 10^3 \cdot 4,3^4}{30 \cdot 210 \cdot 10^9 \cdot 57680 \cdot 10^{-8}} = 20 \cdot 10^{-3} \text{ m} = 20 \text{ mm}.$$

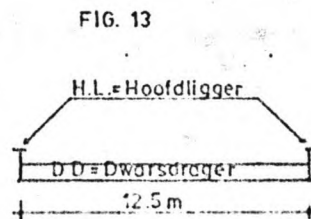
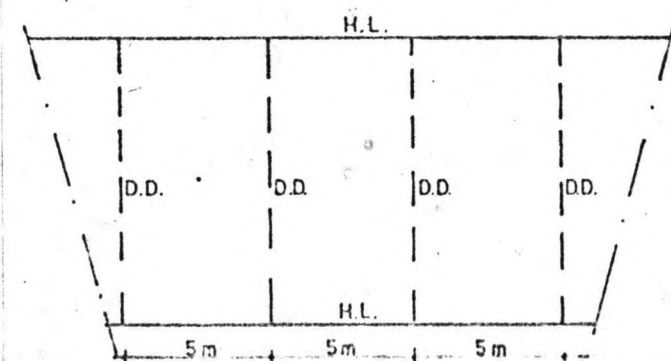
bij een normale waterstand van 3,5 m bedraagt ze 7,3 mm. Dit is een verschil van 12,7 mm, maar indien een HE-B 650 met $I = 210616 \text{ cm}^4$ wordt toegepast, wordt $\delta = 5,5 \text{ mm}$; bij een normale waterstand geldt: $\delta = 0$, dus als dit profiel aan de uiteinden wordt toegepast, dan zullen er geen problemen optreden bij de deuren. In het midden is deze uitbuiging wel aanvaardbaar.

De uitbuiging is verder wellicht te beperken als het moment gelijkmatig verdeeld over de lengte wordt afgevoerd. Dit zou kunnen bij een bak die geheel is opgebouwd uit orthotrope elementen. Dit zal nader onderzocht worden.

3.2.3 Berekening vloer.

3.2.3.1 berekening dwarsdragers.

Indien de dwarsdragers evenals de kolommen om de vijf meter aangebracht worden en door twee hoofdliggers worden ondersteund, (zie fig. 13) dan: $M = 1/8 \cdot q \cdot l^2$
 $= 1/8 \cdot 5 \cdot 43 \cdot 1,5 \cdot 12,5^2 = 6298,8 \text{ KNm}$.



Vanuit de wanden wordt echter een moment van 993,1 + 9,08 = 1002,2 KNm (zie blz.23 en 24) overgebracht. Daarom moet hier gerekend worden met 6298,8-1002,2 = 5296,6 KNm. Hieruit volgt voor W:

$$W \geq \frac{5296,6 \cdot 10^3}{360 \cdot 10^6} = 14,713 \cdot 10^{-3} \text{ m} = 14713 \text{ cm}^4. \text{ Dit is}$$

groter dan een HE-M 1000 met $W = 14330 \text{ cm}^4$. De aanname van een scharnierende verbinding tussen de dwarsdragers en de hoofdliggers lijkt hier echter niet erg realistisch.

Indien gerekend wordt met een inklemming, bedraagt het maximale moment $1/12 \cdot q \cdot l^2$ dus $M = 8/12 \cdot 6298,8 = 4199,2 \text{ KNm}$. Hier komt het moment uit de wanden echter nog bij, dus te rekenen met $4199,2 + 1002,2 = 5201,4 \text{ KNm}$. Dit is nagenoeg hetzelfde moment, daarom voor de veiligheid toch maar met $M = 5296,6 \text{ KNm}$ te rekenen.

Indien de dwarsdragers om de 4,5 m worden aangebracht, evenals de kolommen, dan wordt het benodigde weerstandsmoment $4,5/5 \cdot 14713 = 13242 \text{ cm}^4$ en dan voldoet de HE-M 1000 wel. Voor de huiddikte geldt nu een berekening die geheel analoog is aan de berekening van de wand. Indien, i.v.m. de maatvoering, de verstijvingen h.o.h. 500 mm worden aangebracht en de plaatdikte weer 15 mm bedraagt, dan volgt:

De q-last per ligger bedraagt: $q = 0,5 \cdot 4,3 \cdot 1,5 = 32,25 \text{ KN/m}$ dus $M_{\text{max}} = 1/12 \cdot q \cdot l^2 = 1/12 \cdot 32,25 \cdot 4,5^2 = 54,4 \text{ KNm}$. Dit is exact hetzelfde moment als berekend op blz.21 , dus ook de verstijvingen kunnen dezelfde zijn.

3.2.3.2 Berekening hoofdliggers

Bij de berekening van de hoofdliggers wordt uitgegaan van een ligger op drie steunpunten.

Deze keuze komt voort uit de volgende overwegingen:

1. De overspanning mag niet te groot worden, want anders worden de optredende momenten te groot.

2. De overspanning moet liefst zo groot mogelijk zijn om zo weinig mogelijk onderstellen te krijgen die over de baan moeten gaan bewegen.

3. Er geen funderingsproblemen te verwachten zijn.

Uit deze strijdige overwegingen is dus voorlopig gekozen voor drie steunpunten als volgt:

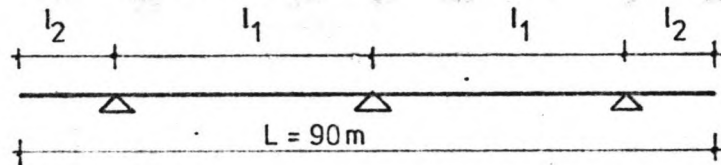


FIG. 14

De lengte $L = 90$ m komt voort uit de scheepvaart eis dat de nuttige baklengte 85 m moet zijn (zie het vooronderzoek), de deuren een zekere dikte hebben, veiligheidsvoorzieningen voor de deuren moeten worden getroffen die ruimte kosten en enige overlengte vereist is. De lengtes l_1 en l_2 kunnen als volgt bepaald worden: De momentenverdeling t.g.v. een q -last bij een ligger op 3 steunpunten is als volgt:

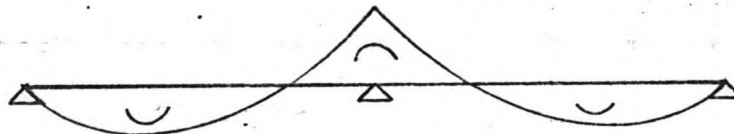


FIG. 15

en ten gevolge van een moment aan beide zijden:

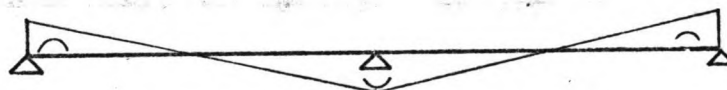


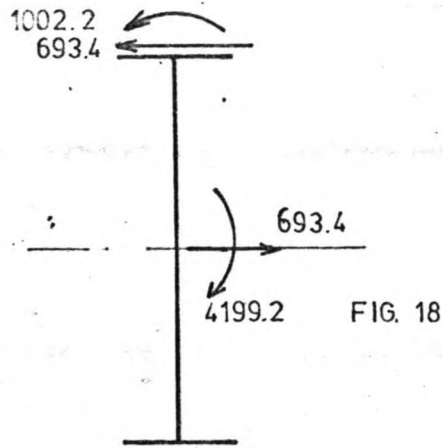
FIG. 16

Zoals eenvoudig is in te zien zal de momentenverdeling optimaal zijn als geldt: $M = 1/16 q \cdot l_1^2$.

Verder geldt: $M = \frac{1}{2} \cdot q \cdot l_2^2$, dus: $\frac{1}{2} \cdot q \cdot l_2^2 = 1/16 \cdot q \cdot l_1^2$

Hieruit volgt dat $l_2 = 1/8 \sqrt{8} \cdot l_1$.

De totale lengte bedraagt 90 m, dus $1/4 \sqrt{8} \cdot l_1 + 2 \cdot l_1 = 90 \text{ m} \Rightarrow l_1 = 33 \text{ m}$ dus: $l_2 = 12 \text{ m}$.



De vertikale krachten zijn hier weggelaten omdat ze geen bijdrage aan het wringend moment leveren.

$$M_{\text{wtotaal}} = 4199,2 - 1002,2 - 0,5 \cdot 693,4 = 2850,3 \text{ KNm.}$$

In één veld van 33 m wordt dit moment 8 keer overgedragen.

Indien gerekend wordt met een gelijkmatig verdeelde wringlast op de hoofdligger wordt dit: $q_w = 8 \cdot \frac{2850,3}{33}$
 $= 691 \text{ KN.}$ Nu geldt: $M_{\text{wmax}} = \frac{1}{2} \cdot q_w \cdot l = \frac{1}{2} \cdot 691 \cdot 33 = 11401,5 \text{ KNm.}$

$$\sigma_{\text{xymax}} = \frac{T \cdot t}{I_w} = \frac{11401,5 \cdot 15}{I_w} \quad . \text{ De } I_w \text{ is hier de } I_w \text{ van}$$

de totale hoofdligger.

$$I_w = 1/3 \cdot 4400 \cdot 15^3 + 2 \cdot 1/3 \cdot 302 \cdot 40^3 + 1/3 \cdot 928 \cdot 21^3 = 20,7 \cdot 10^6 \text{ mm}^4$$

$$\Rightarrow \sigma_{\text{xymax}} = 8262 \text{ MPa, veel te groot dus.}$$

Deze oplossing met deze hoofdligger stijf vast aan het onderstel voldoet niet. Een andere mogelijkheid, m.b.v. een wringstijve hoofdligger zal nog nader onderzocht worden. Indien de wringende momenten niet worden afgedragen, zal de constructie meer vervormen. In het laatste geval verandert er voor de wanden en de dwarsdragers qua sterkte niets, omdat voor de dwarsdragers toch al gerekend was met het moment voor een scharnierende oplegging (zie blz. 25)

De doorbuiging van de dwarsdragers is nu:

$$\frac{5}{384} \cdot \frac{q \cdot l^4}{EI} = \frac{5}{384} \cdot \frac{4,5 \cdot 43 \cdot 12,5^4}{210 \cdot 10^9 \cdot 722299 \cdot 10} = 4,1 \cdot 10^{-2} \text{ m} = 41 \text{ mm,}$$

bij 4,3 m water in de bak. Bij 3,5 m wordt dit:

$$35/43 \cdot 41 = 33 \text{ mm. Dus een verschil van 8mm.}$$

De hoekverdraaiing aan de uiteinden is $\varphi = \frac{q \cdot l^3}{24EI}$, dus

$$\text{bij } 4,3 \text{ m water: } \varphi = \frac{4,5 \cdot 43 \cdot 12,5^3}{24 \cdot 210 \cdot 10^6 \cdot 722299 \cdot 10^{-8}} = 1,0 \cdot 10^{-2}$$

Dit geeft een maximale uitwijking van de wanden van $\delta = 1,0 \cdot 10^{-2} \cdot 4,4 = 45,7 \cdot 10^{-3} \text{ m} = 45,7 \text{ mm}$; bij 3,5 m water wordt dit:

$$\varphi = \frac{35}{43} \cdot 1,0 \cdot 10^{-2} = 0,8 \cdot 10^{-2}; \delta = \frac{35}{43} \cdot 45,7 = 37,2 \text{ mm}$$

dus een verschil van 8,5 mm.

De doorbuiging van de wanden zelf moet echter ook nog in rekening gebracht worden. Voor een driehoeksbe-

lasting geldt: $\delta = \frac{q \cdot l^4}{40EI}$, dus bij 4,3 m water:

$$\delta = \frac{4,5 \cdot 43 \cdot 4,4^4}{40 \cdot 210 \cdot 10^6 \cdot 57680 \cdot 10^{-8}} = 15,0 \cdot 10^{-3} \text{ m} = 15 \text{ mm}.$$

Bij 3,5 m water: $\delta = 35/43 \cdot 15 = 12,2 \text{ mm}$.

Dus de totale verplaatsingen bij 4,3 m en 3,5 m water zijn: $45,7 - 15 = 30,7 \text{ mm}$ resp. $37,2 - 12,2 = 25,0 \text{ mm}$.

Dus resteert een verschil van 5,7 mm.

De hier berekende vervormingen zijn zeer acceptabel te noemen. Een nadeel van deze constructie is dat bij de vloer een vrij oneconomische hoeveelheid materiaal wordt toegepast. Dit is wellicht te verbeteren door toepassing van orthotrope elementen. Dit zal in de volgende paragraaf onderzocht worden.

Eerst zal weer de oplossing bekeken worden waarbij gebruik wordt gemaakt van wringstijve elementen, die vergeleken wordt met een constructie waarbij de wringing niet wordt opgenomen.

3.2.4. Berekening van de bak indien uitgevoerd in uitsluitend orthotrope elementen.

Hierbij wordt gedacht aan een bak die in principe uit drie elementsoorten bestaat, n.l. de wanden, de vloer en twee wringstijve elementen die voor de verbinding zorgen. In schema dus:

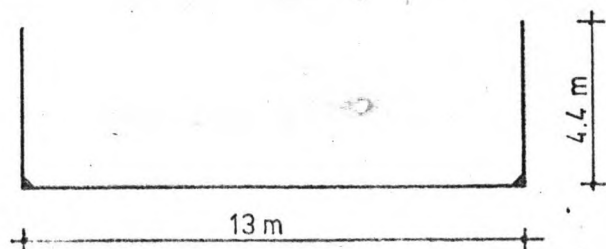


FIG. 19

3.2.4.1. Berekening van de wanden.

De maatgevende waterdruk is als aangegeven op blz.20 (fig.5)

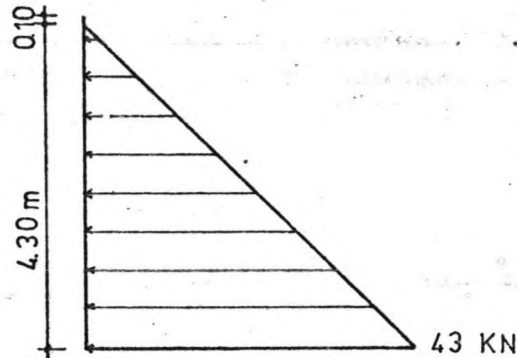


FIG. 20

Het maximaal optredende moment bedraagt dus: $M_{\max} = 1/6 q \cdot l^2$
 dus hier: $M = 1/6 \cdot 43 \cdot 1,5 \cdot 4,3^2 = 198,8 \text{ KNm}$.

$\sigma_e = 360 \text{ MPa} \Rightarrow W \gg \frac{198,8 \cdot 10^6}{360} = 552,1 \cdot 10^3 \text{ mm}^3$ bij 1 m breedte.

Ga uit van het volgende element:

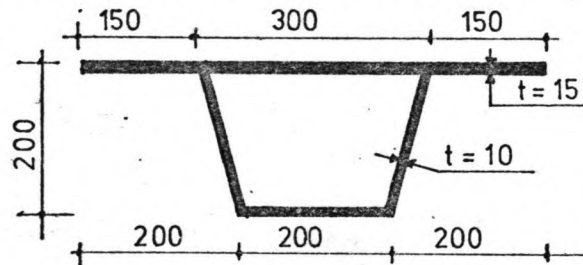


FIG. 21

$$z = \frac{600 \cdot 15 \cdot 192,5 + 2 \cdot 206 \cdot 10 \cdot 100 + 200 \cdot 10 \cdot 5}{600 \cdot 15 + 2 \cdot 206 \cdot 10 + 200 \cdot 10} = 143 \text{ mm}$$

$$I = 1/12 \cdot 600 \cdot 15^3 + 600 \cdot 15 \cdot 49,5^2 + 2 \cdot 1/12 \cdot 10 \cdot 206^3 + 2 \cdot 10 \cdot 206 \cdot 43^2 + 1/12 \cdot 200 \cdot 10^3 + 200 \cdot 10 \cdot 138^2$$

$$= 82,5 \cdot 10^6 \text{ mm}^4$$

$$\Rightarrow W = \frac{82,5 \cdot 10^6}{143} = 577,0 \cdot 10^3 \text{ mm}^3 \text{ bij } b = 600 \text{ mm}.$$

Vereist was $552,1 \cdot 10^3 \text{ mm}^3$ bij 1000mm, dus dit voldoet.

Voor de doorbuiging geldt: $\delta = \frac{q \cdot l^4}{30EI}$, dus hier:

$$\frac{43 \cdot 10^3 \cdot 0,6 \cdot 4,3^4}{30 \cdot 210 \cdot 10^9 \cdot 81,5 \cdot 10^{-6}} = 0,0169 \text{ m} = 16,9 \text{ mm}.$$

Bij een waterstand van 3,5 m wordt dit: $35/43 \cdot 16,9 = 13,8 \text{ mm}$; dit geeft een verschil van 3,1 mm. Dit zal geen problemen geven.

In verband met de maatvoering van de wand moeten nu de consoles om de 2,40 m geplaatst worden. De hoekoplossing wordt nu:

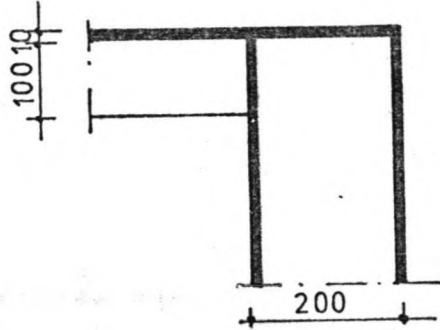


FIG. 22

3.2.4.2. Berekening van de vloer.

Hier is het belastingsgeval als volgt:

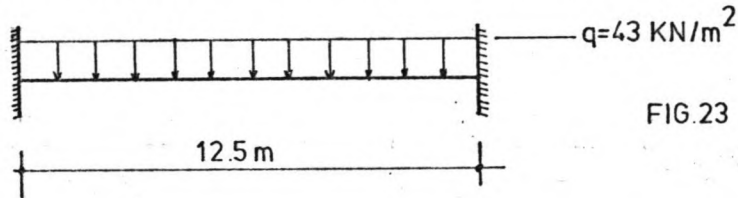


FIG. 23

$$M_{\max} = 1/12 \cdot q \cdot l^2 = 1/12 \cdot 43 \cdot 1,5 \cdot 12,5^2 = 839,8 \text{ KNm.}$$
$$\sigma_e = 360 \text{ MPa} \Rightarrow W \geq \frac{839,8 \cdot 10^6}{360} = 2,3 \cdot 10^6 \text{ mm}^3 \text{ per strekkende meter.}$$

Voor de wanden was gevonden: $W = 0,6 \cdot 10^6 \text{ mm}^3$ bij $b = 0,6 \text{ m} \hat{=} W = 1 \cdot 10^6 \text{ mm}^3$ per strekkende meter. W moet nu dus ongeveer 2,5 keer zo groot gemaakt worden. Neem het volgende aan:

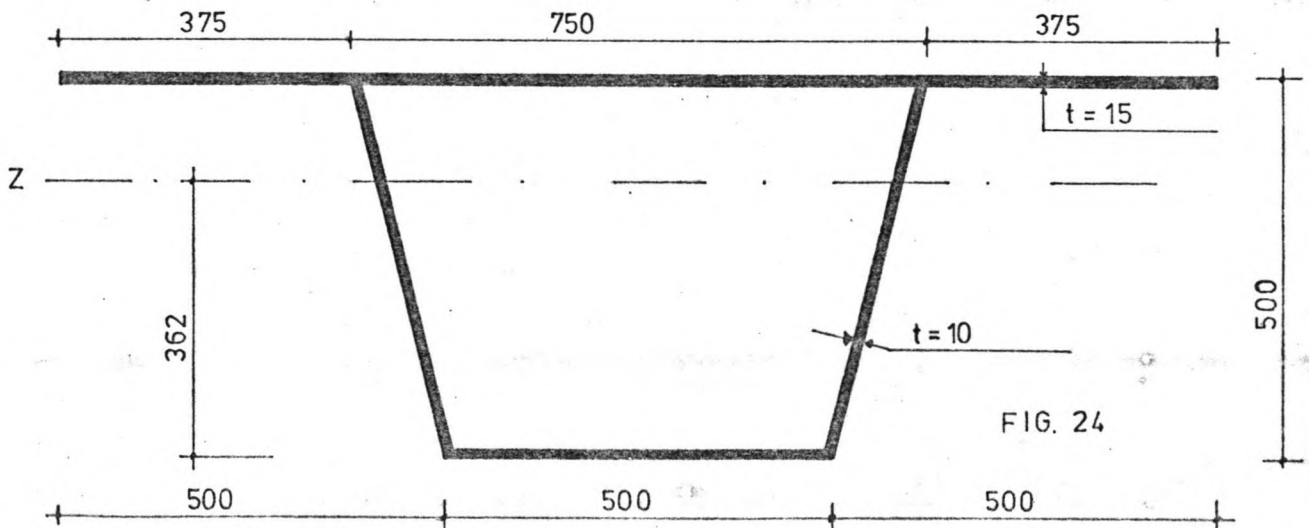


FIG. 24

$$z = \frac{1500 \cdot 15 \cdot 492,5 + 2 \cdot 515 \cdot 10 \cdot 250 + 500 \cdot 10 \cdot 5}{1500 \cdot 15 + 2 \cdot 515 \cdot 10 + 500 \cdot 10} = 362 \text{ mm.}$$

$$I = 1/12 \cdot 1500 \cdot 15^3 + 1500 \cdot 15 \cdot 130,5^2 + 2 \cdot 1/12 \cdot 10 \cdot 515^3 + 2 \cdot 10 \cdot 515 \cdot 112^2 + 1/12 \cdot 500 \cdot 10^3 + 500 \cdot 10 \cdot 357^2$$

= 1,38 · 10⁹ mm⁴ per strekkende meter is dit:

$$\frac{1,38 \cdot 10^9}{1,5} = 918 \cdot 10^6 \text{ mm}^4 \Rightarrow W = \frac{918 \cdot 10^6}{362} = 2,5 \cdot 10^6 \text{ mm}^3$$

dus voldoet.

$$\text{Doorbuiging: } \delta = \frac{5}{384} \cdot \frac{q \cdot l^4}{EI} = \frac{5}{384} \cdot \frac{43 \cdot 10^3 \cdot 12,5^4}{210 \cdot 10^9 \cdot 918 \cdot 10^6}$$

= 5,0,014m = 70 mm. dit is vrij veel.

Bij 3,5 m waterdiepte: $\delta = \frac{35}{43} \cdot 70 = 57,0 \text{ mm}$; dus een verschil van 13 mm, dit is acceptabel.

Contrôle plaat: t.g.v. q-last en de "overspanning" van 750 mm: $M = 1/12 \cdot q \cdot l^2 = 1/12 \cdot 43 \cdot 1,5 \cdot 0,75^2 = 3,0 \text{ KNm}$.

$$\Rightarrow \sigma = \frac{3,0 \cdot 10^6 \cdot 7,5}{1/12 \cdot 750 \cdot 15^3} = 107,5 \text{ MPa. dit voldoet.}$$

Contrôle op plooien:

Beschouw de middelste meter plaat, dan:

$$\alpha = \frac{1000}{750} \quad (\text{zie N.E.N. 3851 art.2.6 e.v.})$$

$$\psi = 1$$

$$\text{In het midden midden geldt: } M = 1/24 \cdot q \cdot l^2 = 839,8 \cdot \frac{1}{2} = 419,9 \text{ KNm.}$$

$$\Rightarrow \sigma_1 = \frac{419,9 \cdot 10^6 \cdot 138}{918 \cdot 10^6} = 63 \text{ MPa.}$$

$$\sigma_E = 19 \cdot \left(\frac{100 \cdot t}{b} \right)^2 = 19 \cdot \left(\frac{100 \cdot 15}{750} \right)^2 = 76 \text{ MPa.}$$

Uit de tabel volgt: $k = 4 \Rightarrow \sigma_{kr} = 4 \cdot 76 = 304 \gg 63$ dus voldoet.

Nabij de oplegging: Nu de verstijvingen controleren.

uit de tabel volgt weer $k = 4 \quad \sigma_{kr} = 360 \text{ (max.)}$

$$\Rightarrow \sigma_E \leq 90 \quad \text{bij } b = 500: t \geq 5 \cdot \sqrt{\frac{90}{19}} = 10,9 \approx 11 \text{ mm.}$$

De verstijvingen moeten dus 11 mm dik gemaakt worden.

3.2.4.3. Berekening wringstijf element en hoofdligger.

Op dit element werken de volgende krachten:

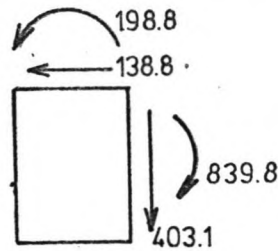


FIG. 25

Er wordt voorlopig van uitgegaan dat de bak weer wordt opgelegd op drie steunpunten, als is berekend op blz. 27. Indien van een koker wordt uitgegaan met afmetingen 400 x 1000 met een plaatdikte van 20 mm dan:

$$M_{wmax} = \frac{1}{2} \cdot q_w \cdot l.$$

$$q_w = 839,8 \cdot 0,2 \cdot 403,1 - 198,8 - 138,7 \cdot 0,5 = 652,3 \text{ KNm/m'}$$

$$\Rightarrow M_{wmax} = \frac{1}{2} \cdot 652,3 \cdot 3,33 = 10762 \text{ KNm.}$$

$$\sigma_{xs} = \frac{T}{2At} = \frac{10762 \cdot 10^6}{2 \cdot 360 \cdot 960 \cdot 20} = 778,5 \text{ MPa. Dit is veel te veel.}$$

Oplegging op 3 steunpunten lijkt toch niet de oplossing, want ook voor de functie als hoofdligger moet een aanzienlijke spanning opgenomen kunnen worden. Hierdoor zou het vermoedelijk een ligger worden met afmetingen van ongeveer 1 x 2 m. Dit impliceert grote plaatvelden en dus plooigevoeligheid.

Indien de ligger wordt opgelegd op 4 steunpunten, dan is het volgende schema aan te houden:

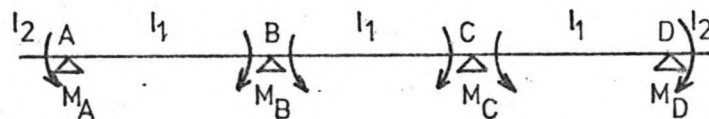


FIG. 26

De gaapvergelijkingen zijn nu:

$$\varphi_B = \frac{M_B \cdot l_1}{3EI} + \frac{M_A \cdot l_1}{6EI} - \frac{q \cdot l_1^3}{24EI} = \frac{-M_B \cdot l_1}{3EI} - \frac{M_C \cdot l_1}{6EI} + \frac{q \cdot l_1^3}{24EI}$$

$$\varphi_C = \frac{M_B \cdot l_1}{6EI} + \frac{M_C \cdot l_1}{3EI} - \frac{q \cdot l_1^3}{24EI} = \frac{-M_C \cdot l_1}{3EI} - \frac{M_D \cdot l_1}{6EI} + \frac{q \cdot l_1^3}{24EI}$$

Uit deze vergelijkingen volgt:

$$\begin{aligned} 2/3 M_B + 1/6 M_C &= 1/6 M_A + 1/12 \cdot q \cdot l_1^2 \\ 1/6 M_B + 2/3 M_C &= -1/6 M_D + 1/12 \cdot q \cdot l_1^2 \quad (x -4) \\ \hline - 15/6 M_C &= -1/6 M_A - 4/6 M_D - 1/4 \cdot q \cdot l_1^2 \end{aligned}$$

Aangezien $M_A = M_D$ volgt: $M_C = 1/5 M_A + 1/10 \cdot q \cdot l_1^2 = M_B$

De optimale momenten verdeling wordt bereikt als

$$M_B = M_C = M_A = M_D = M \quad \text{dus: } 4/5 M = 1/10 \cdot q \cdot l_1^2$$

$M = 1/8 \cdot q \cdot l_1^2$. Verder geldt: $M_A = \frac{1}{2} \cdot q \cdot l_2^2$, dus:

$$\frac{1}{2} \cdot q \cdot l_2^2 = 1/8 \cdot q \cdot l_1^2 \quad \text{hieruit volgt: } l_2^2 = 1/4 \cdot l_1^2,$$

$$\text{dus } l_2 = \frac{1}{2} \cdot l_1 \Rightarrow 4 \cdot l_1 = 90 \text{ m} \Rightarrow l_1 = 22,5 \text{ m} \Rightarrow M = 63,3 \cdot q.$$

Bij de eerder bekeken oplegging op drie steunpunten geldt: $M = 68,1 \cdot q$. De winst is dus vrij gering.

Gezien de voorgaande berekeningen lijkt het zinvol om te onderzoeken of de vloer toch vrij dragend is uit te voeren, en de wanden op een element zijn te plaatsen dat de wringing kan opnemen.

De berekening van de vloer loopt dan als volgt:

$$\begin{aligned} M_{\max} &= 1/16 \cdot q \cdot l^2 \quad (\text{zie blz. 27}) \quad l = 33 \text{ m en } q = 1,5 \cdot 43 \\ &= 64,5 \text{ KN/m}^2 \end{aligned}$$

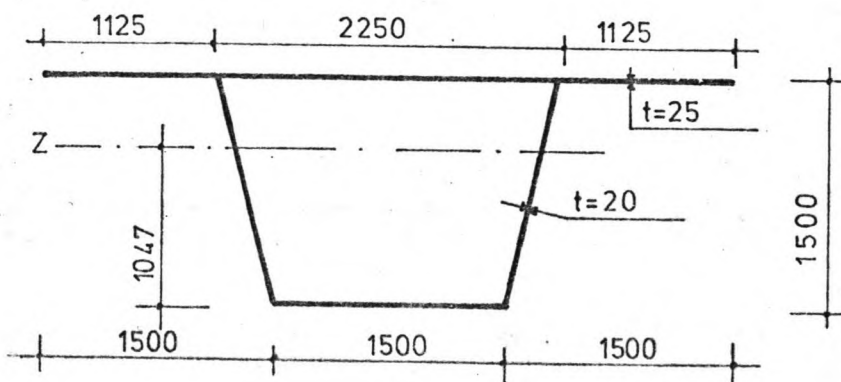
$$\text{dus } M = 1/16 \cdot 64,5 \cdot 33^2 = 4390 \text{ KNm/m'}$$

$\sigma_e = 360 \text{ MPa}$; enige reserve te houden voor de schuifspanningen en het eigen gewicht; ga uit van $\bar{\sigma} = 300 \text{ MPa}$

$$\Rightarrow W \geq \frac{4390 \cdot 10^6}{300} = 14,6 \cdot 10^6 \text{ mm}^3, \text{ dit is ongeveer 6 maal zo}$$

groot als de ligger van blz. 32. De ligger wordt dus ongeveer $\sqrt{6}$ maal zo groot.

Neem b.v. :



$$z = \frac{4500 \cdot 25 \cdot 1487,5 + 2 \cdot 1546 \cdot 20 \cdot 750 + 1500 \cdot 20 \cdot 10}{4500 \cdot 25 + 2 \cdot 1546 \cdot 20 + 1500 \cdot 20} = 1047$$

$$I = 1/12 \cdot 4500 \cdot 25^3 + 4500 \cdot 25 \cdot 440,5^2 + 2 \cdot 1/12 \cdot 20 \cdot 1546^3 + 2 \cdot 20 \cdot 1546 \cdot 297^2 + 1/12 \cdot 1500 \cdot 20^3 + 1500 \cdot 20 \cdot 1037^2$$

$$= 71,9 \cdot 10^9 \text{ mm}^4. \text{ Hieruit volgt: } W = 68,6 \cdot 10^6 \text{ mm}^3$$

dus per m¹ : $W = 68,6 \cdot 10^6 / 4,5 = 15,3 \cdot 10^6 \text{ mm}^3$. Dit voldoet.

Deze oplossing met een vrijdragende vloer eist dus een constructiehoogte van 1,5 m t.o.v. 0,5 m bij een ingeklemde vloer. Het gewicht van beide vloeren bedraagt resp. 3,54 KN/m² en 1,97 KN/m². Dus een verschil van 1,57 KN/m². Over het totaal oppervlak van de bak geeft dit: 90.12,5.1,57 = 1766 KN.

Indien het contragewicht in beton uitgevoerd zou worden betekent dit 1766/24 = 73,6 m³ extra.

Bij een geschat oppervlak van het contragewicht van 50 x 12 m² geeft dit 0,12 m extra hoogte. In het totaal zou dit betekenen dat ongeveer 1,2 m extra ontgraven moet worden in het grondwater. Gezien deze nadelen lijkt de eerder gevonden oplossing met een wringstijf element toch zo gek nog niet. Met deze oplossing zal dan ook verder gewerkt worden.

Kies nu de volgende ligger:

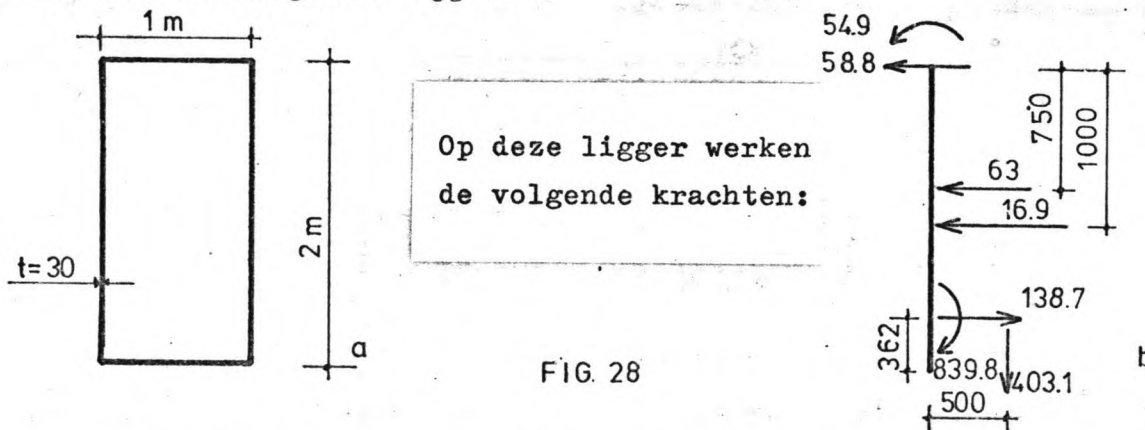


FIG. 28

$$q_w = 839,8 - 54,9 - 58,8 \cdot 1 - 63 \cdot 0,25 - 138,7 \cdot 0,638 + 403,1 \cdot 0,5 = 823,4 \text{ KN}$$

$$M_{wmax} = \frac{1}{2} \cdot q_w \cdot l = \frac{1}{2} \cdot 823,4 \cdot 3,3 = 13586 \text{ KNm.}$$

$$\sigma_{xs} = \frac{T}{2 \cdot A \cdot t} = \frac{13587 \cdot 10^6}{2 \cdot 940 \cdot 1940 \cdot 30} = 124,2 \text{ MPa.}$$

$$\text{e.g. ligger: } (2.1000.30 + 2.1940.30)78.10^{-6} = 13,76 \text{ KN/m'}$$

$$\text{e.g. wand: } (600.15 + 2.206.10 + 200.10)78.10^{-6} = 1,18 \text{ KN/m'}$$

$$\text{totaal: } \underline{\underline{14,9 \text{ KN/m'}}}$$

De totale q wordt dus: $403,1 + 14,9.1,5 = 425,5 \text{ KN/m'}$

$$M = 1/16.q.l^2 = 1/16.425,5.33^2 = 28961 \text{ KNm.}$$

Indien de wand als symmetrisch profiel wordt beschouwd, dan geldt bij de volgende profiel maten:

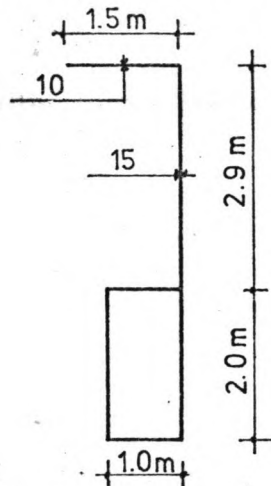


FIG.29

$$z = \frac{1500.10.4895 + 2900.15.3450 + 176400.1000}{1500.10 + 2900.15 + 176400} = 1702 \text{ mm}$$

$$I = 1/12.1500.10^3 + 1500.10.3193^2 + 1/12.15.2900^3 + 15.2900.1748^2 + 2.1/12.1000.30^3 + 1000.30(283^2 + 1687^2) + 2.1/12.30.2000^3 + 2.2000.30.702^2$$

$$= 0,503.10^{12} \text{ mm}^4$$

$$\Rightarrow W = 0,157 \text{ m}^3$$

$$\Rightarrow \sigma_{\max} = \frac{28961.10^3}{0,157} .10^{-6} = 184,5 \text{ MPa dus voldoet.}$$

$$\text{In de ligger: } \sigma_{\max} = \frac{28961.1.702}{0,503} .10^{-3} = 97,9 \text{ MPa.}$$

$$\text{T.g.v. D: } D_{\max} = \frac{1}{2}.q.l = \frac{1}{2}.(403,1 + 14,9).33 = 6897 \text{ KN}$$

$$\Rightarrow \tau_{\text{onderflens}} = \frac{D.S_{\text{af}}}{b.I_z} = \frac{6897.10^3.1.0,03.1,687}{0,03.0,503} .10^{-6}$$

$$= 23,1 \text{ MPa.}$$

$$\Rightarrow \tau_{\text{tot}} = 124,2 + 23,1 = 147,3 \text{ MPa}$$

$$\Rightarrow \sigma_c = \sqrt{97,9^2 + 3.147,3^2} = 273,2 \text{ MPa. Deze ligger}$$

voldoet dus.

$$I_w = \frac{4 \cdot A^2 \cdot t}{1} = \frac{4 \cdot (940 \cdot 1940)^2 \cdot 30}{6000} = 6,7 \cdot 10^{10} \text{ mm}^4$$

$$\varphi_{\max} = 1/4 \cdot \theta \cdot l = 1/4 \cdot \frac{M}{GI_w} \cdot l = 1/4 \cdot \frac{13587 \cdot 10^6 \cdot 33000}{81 \cdot 10^3 \cdot 6,7 \cdot 10^{10}}$$

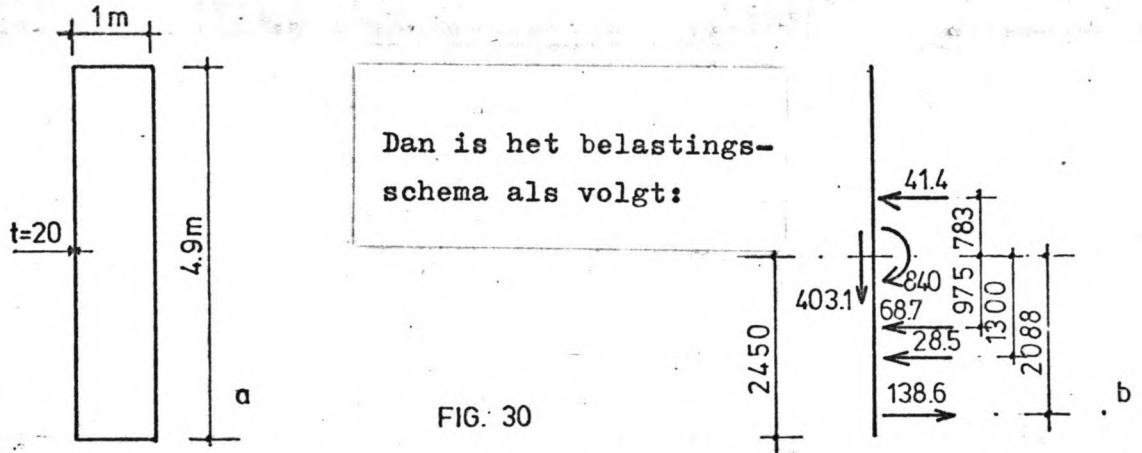
$$= 2,1 \cdot 10^{-2}$$

⇒ uitwijking boven: $\delta_{\max} = 3,2 \cdot 2,1 \cdot 10^{-2} = 0,066 \text{ m} = 66 \text{ mm}$.

Bij 3,5 m water dus $\frac{35}{43} \cdot 66 = 53,7 \text{ mm}$, dus 12,3 mm

verschil. Dit is op zich wel acceptabel, maar het is wellicht eenvoudiger om één koker als wand te nemen.

b.v.:



$$q_w = 839,8 - 41,4 \cdot 0,783 + 68,7 \cdot 0,97 + 28,5 \cdot 1,3 - 138,6 \cdot 2,088 + 403,1 \cdot 0,5$$

$$= 823,2 \text{ KN}$$

$$M_{w\max} = \frac{1}{2} \cdot q_w \cdot l = \frac{1}{2} \cdot 823,2 \cdot 3,33 = 13583 \text{ KNm}$$

$$\sigma_{xs} = \frac{T}{2 \cdot A \cdot t} = \frac{13583 \cdot 10^6}{2 \cdot 4860 \cdot 960 \cdot 20} = 72,8 \text{ MPa}$$

e.g. ligger: $(2,4,9 + 2) \cdot 0,02 \cdot 78 \cdot 1,5 = q = 27,6 \text{ KN/m'}$

extra te rekenen voor verstevigingen:

$9 \cdot 10 \cdot 200^{-6} \cdot 78 \cdot 1,5 = 2,1 \text{ KN/m'}$, totaal dus ongeveer

30 KN/m'. De totale q wordt hiermee:

$$q = 30 + 403,1 = 435 \text{ KN/m'}$$

$$M = 1/16 \cdot q \cdot l^2 = 1/16 \cdot 435 \cdot 3,33^2 = 29607 \text{ KNm}$$

$$I = 2 \cdot 1/12 \cdot 20 \cdot 4900^3 + 2 \cdot 1/12 \cdot 1000 \cdot 20^3 + 2 \cdot 1000 \cdot 20 \cdot 2440^2$$

$$= 0,63 \cdot 10^{12} \text{ mm}^4$$

$$\Rightarrow W = 0,26 \cdot 10^9 \Rightarrow \sigma = 115 \text{ MPa}$$

$$T.g.v. D: D_{\max} = \frac{1}{2} \cdot q \cdot l = \frac{1}{2} \cdot 435 \cdot 3,33 = 7177,5 \text{ KN}$$

$$\tau_{\text{onderflens}} = \frac{7177,5 \cdot 10^3 \cdot 1000 \cdot 20 \cdot 2450}{2 \cdot 20 \cdot 0,63 \cdot 10^{12}} = \frac{1}{2} \cdot 27,9 = 14,0 \text{ MPa}$$

$$\Rightarrow \tau_{\text{tot}} = 14,0 + 72,8 = 86,8 \text{ MPa}$$

$$\sigma_c = \sqrt{115^2 + 3 \cdot 86,8^2} = 189,3 \text{ MPa, dus totaal geen probleem}$$

$$I_w = \frac{4 \cdot A^2 \cdot t}{1} = \frac{4(960 \cdot 4860)^2 \cdot 30}{11880} = 2,2 \cdot 10^{11} \text{ mm}^4$$

$$\varphi_{\text{max}} = 1/4 \cdot \theta \cdot l = \frac{1}{4} \cdot \frac{M \cdot l}{GI_w} = \frac{1}{4} \cdot \frac{13583 \cdot 10^6 \cdot 33000}{81 \cdot 10^3 \cdot 2,2 \cdot 10^{11}} = 6,3 \cdot 10^{-3}$$

$$\Rightarrow \delta_{\text{max}} = 6,3 \cdot 10^{-3} \cdot 2,45 = 0,0154 \text{ m} = 15,4 \text{ mm}$$

De hoekverdraaiing bij de deuren is nu:

$$\varphi_{\text{max}} = \frac{1}{2} \cdot \theta \cdot l = \frac{1}{2} \cdot \frac{M \cdot l}{GI_w} = \frac{1}{2} \cdot \frac{823,2 \cdot 10^3 \cdot 12000^2}{81 \cdot 10^3 \cdot 2,2 \cdot 10^{11}} = 3,3 \cdot 10^{-3}$$

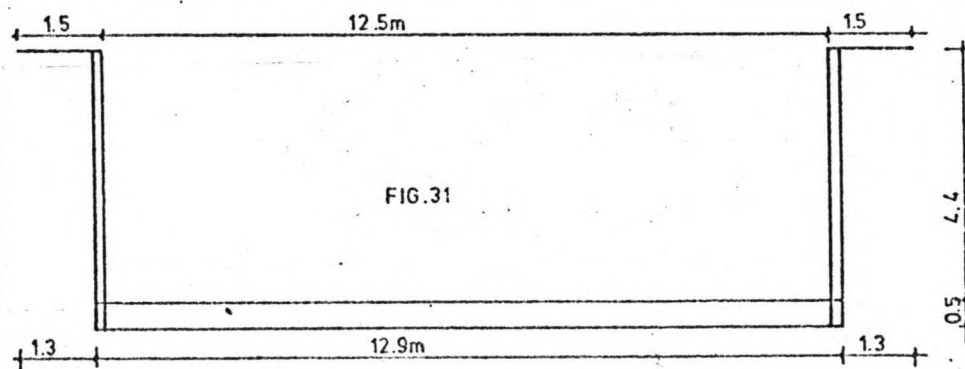
$$\Rightarrow \delta_{\text{max}} = 3,3 \cdot 10^{-3} \cdot 2,45 = 8,1 \cdot 10^{-3} \text{ m} = 8,1 \text{ mm.}$$

bij 3,5 m water dus : $\frac{35}{43} \cdot 8,1 = 6,6 \text{ mm}$. Het verschil bedraagt dus 1,5 mm. Dit is verwaarloosbaar.

3.2.4.4. Berekening zonder wringstijf element.

Indien geen gebruik wordt gemaakt van wringstijve elementen, dan worden wanden en vloeren dus aan elkaar verbonden d.m.v. een wringslap lichaam, b.v. een HE profiel, of door de wand direct aan de vloer te bevestigen.

Dit laatste lijkt het eenvoudigst. De oplossing komt er dan als volgt uit te zien:

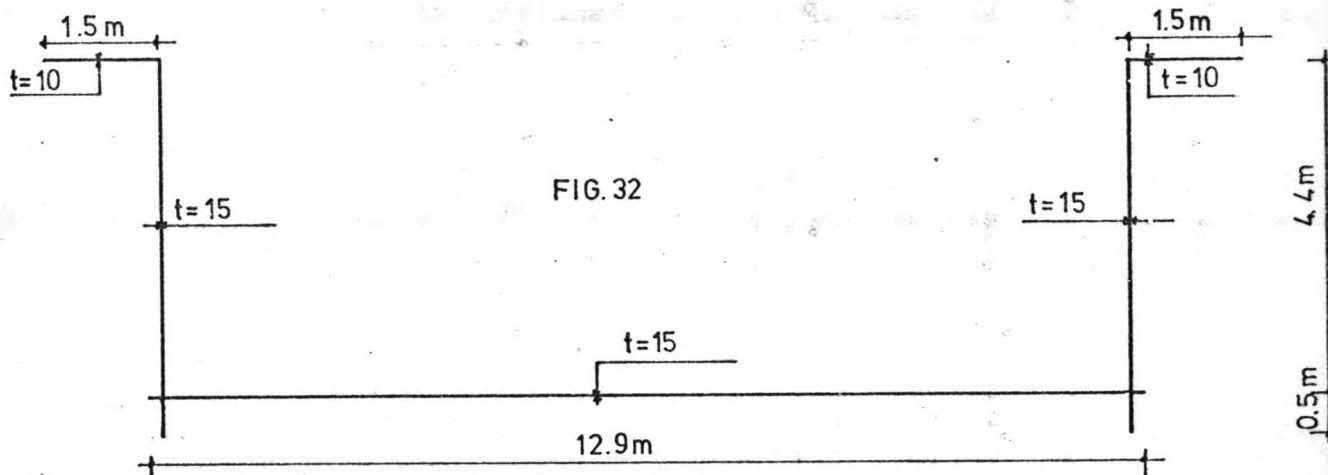


Het eigen gewicht bedraagt nu:

$$4400 \cdot 2(600 \cdot 15 + 2 \cdot 206 \cdot 10 + 200 \cdot 10) \cdot \frac{1000}{600} + 2 \cdot 1500 \cdot 10 \cdot 1000 + 12900(1500 \cdot 15 + 2 \cdot 515 \cdot 11 + 500 \cdot 11) \cdot \frac{1000}{1500} = 616,218 \cdot 10^6 \text{ mm}^3/\text{m}'$$

$$\Rightarrow G = 616,218 \cdot 10^{-3} \cdot 78 = 48,1 \text{ KN/m}'$$

t.g.v. het water is de belasting: $12,5 \cdot 43 = 537,5 \text{ KN/m'}$
 De totale belasting inclusief belastingcoefficient is
 dus: $q = 1,5(537,5 + 48,1) = 878,4 \text{ KN/m'}$.
 Aangezien de verstijvingen slap zullen zijn t.o.v. de
 platen zelf kan de constructie als volgt geschemati-
 seerd worden:



$$z = \frac{2(1500 \cdot 10 \cdot 4895 + 4900 \cdot 15 \cdot 2450) + 12900 \cdot 15 \cdot 492,5}{2(1500 \cdot 10 + 4900 \cdot 15) + 12900 \cdot 15}$$

$$= 1626 \text{ mm.}$$

$$I = 2 \left(\frac{1}{12} \cdot 1500 \cdot 10^3 + 1500 \cdot 10 \cdot 3269^2 + \frac{1}{12} \cdot 15 \cdot 4900^3 \right. \\ \left. + 15 \cdot 4900 \cdot 824^2 \right) + \frac{1}{12} \cdot 12900 \cdot 15^3 + 12900 \cdot 15 \cdot 1133^2$$

$$= 0,96 \cdot 10^{12} \text{ mm}^4 = 0,96 \text{ m}^4$$

$$M = 1/16 \cdot q \cdot l^2 \text{ (zie blz.27)} \Rightarrow M = 1/16 \cdot 878,4 \cdot 33^2 = 59786,1 \text{ KNm.}$$

$$\Rightarrow \sigma_{\max} = \frac{59786,1 \cdot 3,274}{0,96} \cdot 10^{-3} = 203,9 \text{ MPa. Dit voldoet dus.}$$

De doorbuiging van de wanden was (zie blz.31):

16,9 en 13,8 mm bij resp. 4,3 en 3,5 m waterdiepte.

De doorbuiging van de vloer was (zie blz.33):

70 en 57 mm bij resp. 4,3 en 3,5 m waterdiepte.

De hoekverdraaiing nabij de wanden is: $\frac{q \cdot l^3}{24EI}$, dus
 bij 4,3 m water: $\varphi = \frac{4,3 \cdot 10^3 \cdot 12,5^3}{24 \cdot 210 \cdot 10^9 \cdot 985 \cdot 10^6} = 16,9 \cdot 10^{-3}$

\Rightarrow een verplaatsing van bovenkant wand van $16,9 \cdot 10^{-3} \cdot 4540$
 $= 76,8 \text{ mm}$; bij 3,5 m water: $\frac{35}{43} \cdot 76,8 = 62,5 \text{ mm}$.

De totale verplaatsingen van bovenkant wand worden nu:

bij 4,3 m: $75,8 - 16,9 = 59,9 \text{ mm}$ en bij 3,5 m:

$62,5 - 13,8 = 48,7 \text{ mm}$, een verschil van 11,2 mm.

Dit is acceptabel.

Spanningscontrole van de looppaden.

T.g.v. de belasting van water en eigen gewicht bedraagt de spanning 203,9 MPa. (zie blz.40).

T.g.v. de verticale belasting en het eigen gewicht van het looppad:

$$M = \frac{1}{2} \cdot q \cdot l^2 = \frac{1}{2} \cdot 2 \cdot 1,5 \cdot 2,40 \cdot 1,40^2 = 7,1 \text{ KNm}$$

$$\sigma = \frac{7,1 \cdot 10^6 \cdot 89}{3 \cdot 10^6} = 209,4 \text{ MPa.}$$

$$\text{dus: } \sigma_c = \sqrt{209,4^2 + 203,9^2} = 292,3 \text{ MPa dus voldoet.}$$

Spanningscontrole van de wanden.

Alleen het punt nabij de aansluiting vloer - wand doet hier ter zake, want de maximale spanning in langsrichting is weliswaar 203,9 MPa, maar dit is boven in de wand, waar verder geen spanningen meer optreden.

Dus bij de aansluiting wand - vloer bedraagt de spanning:

$$\sigma_{\parallel} = \frac{59786,1 \cdot 1,1 \cdot 126}{0,96} \cdot 10^{-3} = 70,1 \text{ MPa.}$$

$$\sigma_{\perp} = \frac{198,8 \cdot 10^6 \cdot \frac{600}{1000} \cdot 57}{82,5 \cdot 10^6} = 82,4 \text{ MPa}$$

$$\Rightarrow \sigma_c = \sqrt{70,1^2 + 82,4^2} = 108,2 \text{ MPa}$$

Dit geeft dus ook geen problemen, ook al zijn de schuifspanningen t.g.v. de dwarskracht verwaarloosd.

Spanningscontrole van de vloer.

$$\sigma_{\parallel} = 70,1 \text{ MPa (zie bij de wanden)}$$

$$\sigma_{\perp} = \frac{M \cdot y}{I} \quad M = 1/8 \cdot q \cdot l^2 = 1/8 \cdot 43 \cdot 1,5 \cdot 12,5^2 = 1260 \text{ KNm.}$$

Dit wordt echter gereduceerd door het moment uit de wanden: $M_{\text{wand}} = 198,8 \text{ KNm}$ (zie blz. 31)

$$\Rightarrow M = 1260 - 198,8 = 1061,2 \text{ KNm.}$$

$$\Rightarrow W \geq \frac{1061,2 \cdot 10^6}{360} = 2,95 \cdot 10^6 \text{ mm}^3. \quad W_{\text{vloer}} = 2,5 \cdot 10^6 \text{ mm}^3,$$

dus te klein. Doordat de vloer nu niet meer is ingeklemd voldoet het eerder gekozen profiel niet meer.

Kies daarom het volgende profiel:

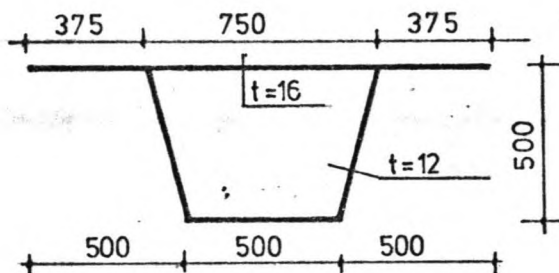


FIG 33

Nu geldt: $z = 353 \text{ mm}$; $I = 1,59 \cdot 10^9 \text{ mm}^4$. Per strekkende meter geldt nu: $I = 1062 \cdot 10^6 \text{ mm}^4 \Rightarrow W = 3,01 \cdot 10^6 \text{ mm}^3$. Dit is groter dan $2,95 \cdot 10^6 \text{ mm}^3$, dus dit voldoet.

$$\sigma_1 = \frac{1061,2 \cdot (500 - 353)}{1062} = 146,9 \text{ MPa.}$$

$$\sigma_c = \sqrt{146,9^2 + 70,1^2} = 162,8 \text{ MPa dus voldoet.}$$

3.2.5. Keuze uit de alternatieven.

Uit de beide alternatieven die nu zeer globaal zijn doorgerekend moet nu een keuze gemaakt gaan worden.

Het eerste alternatief, de oplossing met wringstijve kokers, heeft het voordeel van de stijfheid van de constructie. Deze stijfheid gaat echter gepaard met grote krachten (wringende momenten) die aan het onderstel overgedragen moeten worden. Een ander nadeel van deze constructie is dat beide kokerliggers bestaan uit grote gedrukte plaatvelden, waardoor het aantal aan te brengen verstijvingen niet gering zal zijn.

Het tweede alternatief, de oplossing zonder wringstijf element, heeft als nadeel dat de vervormingen relatief groot zijn t.o.v. alternatief 1. Daartegenover staat dat de constructie zelf eenvoudiger van opzet is, en dat geen momenten aan het onderstel overgedragen behoeven te worden, wat tot een lichtere constructie zal leiden van het onderstel.

Bovenstaande overwegingen in beschouwing nemend wordt nu gekozen voor alternatief 2. voornamelijk vanwege de eenvoudiger constructie van zowel bak als onderstel.

Nadrukkelijk wordt er nog op gewezen dat voorgaande berekeningen niet als definitief gezien moeten worden. Voor een definitief ontwerp zullen nog vele aanvullende berekeningen nodig zijn. Omdat het hier in eerste instantie gaat om de bepaling van het eigengewicht wordt van die berekening afgezien.

3.3. Krachten die door de deuren op de bak worden overgebracht.

Indien uitgegaan wordt van het extreme geval dat de deuren hun krachten afdragen naar beide zijkanten, dan worden de totale oplegreacties op de wanden:

$$R_{\text{wand}} = \frac{1}{2} \cdot \frac{1}{2} \cdot 4,3 \cdot 43,1 \cdot 5,12,5 = 876 \text{ KN.}$$

De oppervlakte van de wand bedraagt: $4900 \cdot 15 = 73500 \text{ mm}^2$ (zie blz.40). Op enige afstand van de deur wordt de spanning dus:

$$\sigma = \frac{876 \cdot 10^3}{73500} = 11,8 \text{ MPa. Voor twee deuren dus } 23,6 \text{ MPa.}$$

dus: $\sigma_{\eta} = 70,1 + 23,6 = 93,7 \text{ MPa}$ (zie blz.41).

Dit geeft geen problemen. Boven in de wand wordt de spanning: $\sigma_{\eta} = 203,9 + 23,6 = 227,5 \text{ MPa}$, ook geen probleem.

Nabij de deuren zullen wellicht enige aanpassingen aan de wand moeten worden aangebracht.

In het geval dat de deuren zowel op de wanden als op de vloer worden opgelegd, worden de spanningen nog lager, zodat ook dan geen problemen te verwachten zijn.

3.4. Dimensionering van het onderstel.

3.4.1 Bepaling van de maatgevende belasting.

Het eigen gewicht van de bak is:

$$\begin{aligned} & (2.4400(600.15 + 2.206.10 + 200.10) \cdot \frac{1000}{600} + 2.1500.10.1000 \\ & + \frac{1000}{1500} \cdot 12900(1500.16 + 2.515.12 + 500.12)) \cdot 78 \cdot 10^{-9} \\ & = G = 48,1 \text{ KN/m} \quad \times 1,5 = q_{eg} = 72,1 \text{ KN/m} \end{aligned}$$

Ten gevolge van het water:

$$q_w = 12,5 \cdot 4,3 \cdot 1,5 = 806,3 \text{ KN/m}$$

$$\text{Dus: } q_{tot} = 72,1 + 806,3 = 900 \text{ KN/m}$$

Uitgaande van 3 steunpunten worden nu de oplegreac-
ties:

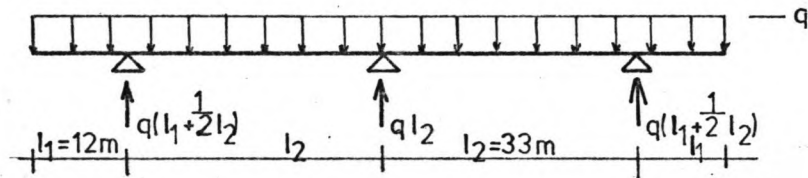


FIG. 34

De maatgevende oplegreactie is dus: $q \cdot l_2 = 900 \cdot 33 = 29700 \text{ KN}$.

3.4.2. De bepaling van het type onderstel.

Bij het verplaatsen van de bak kan men zich afvragen op welke wijze dit dient te geschieden. In het voorgaande, en in het vooronderzoek is steeds gewerkt met het idee van een bak en een contragewicht met dezelfde massa die beiden over een baan bewegen.

In het algemeen valt bij beweging aan een aantal mogelijkheden te denken:

1. glijden
2. rollen
3. drijven
4. zweven

en wellicht combinaties van meerdere van de vier genoemde mogelijkheden.

Mogelijkheid 3 is zonder meer niet van toepassing, omdat de dan te vinden oplossing geen dwarshelling

meer zou zijn zoals in het vooronderzoek d.m.v. een ontwerpboom al is aangetoond.

Bij mogelijkheid 4 kan gedacht worden aan:

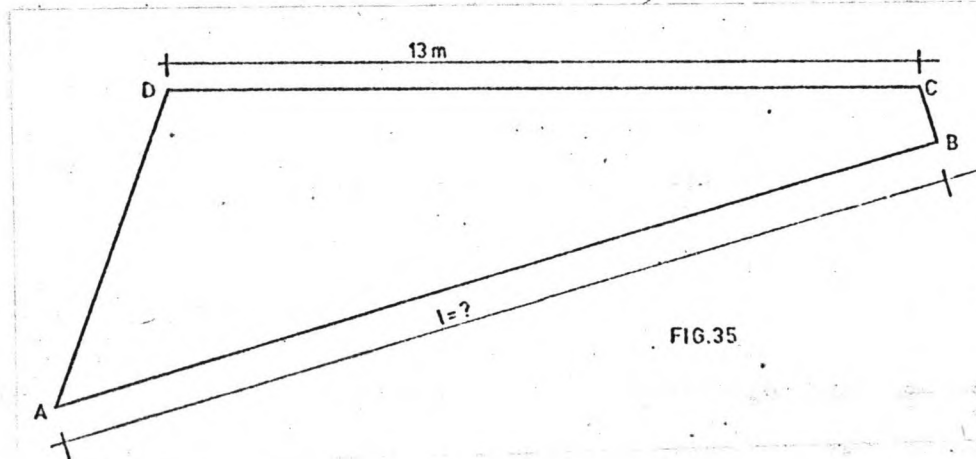
- a. een electromagnetisch veld
- b. een luchtkussen

Beide mogelijkheden zijn zeer energie intensief en dus duur; reden om ook deze mogelijkheid niet verder mee te nemen.

De twee meest serieuze mogelijkheden zijn dus glijden en rollen. De eerste van de twee heeft een duidelijk nadeel t.o.v. de tweede, te weten: bij glijden moet gedurende de gehele bewegingsperiode arbeid geleverd worden om de altijd aanwezige wrijving, hoe gering die wellicht ook te maken is, te overwinnen, terwijl bij rollen de wrijving geen arbeid levert. Bovendien wordt ernstig betwijfeld of bij glijden de wrijvingscoëfficiënt blijvend erg klein gehouden kan worden terwijl ook toepassing van een contragewicht minder zin heeft bij zo'n oplossing omdat ook daarbij wrijving overwonnen moet worden.

Bovenstaande is dan ook de reden dat gekozen wordt voor een beweging m.b.v. wielen waarbij geen wrijvings- maar wel enige rolweerstand overwonnen moet worden.

Het onderstel zal nu de volgende vorm hebben:



De lengte A-B moet nu ongeveer bepaald worden. Ze moet niet te groot gekozen worden i.v.m. een steeds

hoger wordende constructie bij het langer worden van A-B, wat steeds meer ontgraving kost. A-B mag ook niet te kort worden omdat dan wellicht geen ruimte genoeg aanwezig is voor de wielstellen.

Om over dit laatste iets te kunnen zeggen zal nu eerst bepaald worden welke wiellasten nog toelaatbaar zijn.

3.4.2.1. Bepaling van de maximale wiellast.

Volgens (4) blz. 297 geldt:

$$d \geq \frac{F}{P_{so} \cdot c_1 \cdot c_2 \cdot c_3 (b_s - 2r_s)}$$

Waarin : d = de diameter van het wiel

F = de wiellast

$P_{so} = 5,6$ MPa

b_s = de railkopbreedte

r_s = de afrondingsstraal

c_1, c_2, c_3 zijn constanten voor $\sigma_B = 70$ Kp/cm²;
 $n = 5,6$ min⁻¹; $BD \leq 16\%$.

Indien gekozen wordt voor een wiel met een diameter van 1 m, zie (5) blz. 158 en een railprofiel nr.5 (zie blz 162) met $b_s = 90$ mm en $r_s = 8$ mm dan geldt:

$$F \leq 1000(5,6 \cdot 1,16 \cdot 1,16 \cdot 1,25(90 - 16)) \cdot 10^{-3} = 697 \text{ KN.}$$

Volgens Hertz zijn de spanningen nu: (zie(4) vgl.2.174).

$$P_H = \frac{E}{2(1-\nu^2)} : \frac{F}{r \cdot b_k}$$

Waarin : $E = 210 \cdot 10^3$ N/mm²

$\nu = 0,3$

$r = 500$ mm

$b_k = b_s - 2r_s = 74$ mm

$$\text{Dus: } P_H = \frac{210 \cdot 10^3}{2(1-0,3^2)} \cdot \frac{690 \cdot 10^3}{500 \cdot 74} = 827,6 \text{ MPa.}$$

Dit vereist hoogwaardig materiaal, maar dat is wel te realiseren. In het navolgende zal dan ook voor de wiel-
last 690 KN aangehouden worden.

3.4.2.2. Globale bepaling van de afmetingen van het onderstel.

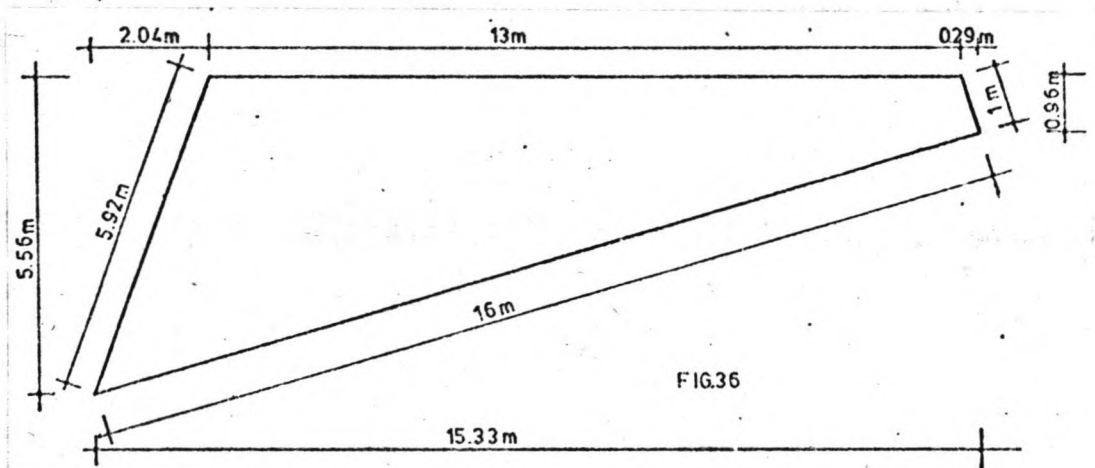
De maatgevende oplegreactie was $R = 29700 \text{ KN}$; inclusief de aanwezige belastingsfactor van 1,5. Dus voor de wielstellen te rekenen met $\frac{29700}{1,5} = 19800 \text{ KN}$.

Het minimaal benodigd aantal wielen bedraagt dus:

$n = \frac{19800}{690} = 28,7 \Rightarrow 29$ wielen. Gekozen wordt voor twee wielen naast elkaar, dus wielparen. Bij 29 wielen geeft dit 15 wielparen die minimaal nodig zijn.

Aangezien enige tussenruimte nodig is en de buitendiameter van de wielen 1,05 m bedraagt, is voor de lengte van A-B (zie fig. 35) ongeveer 16 m vereist.

Indien nu poot C-B loodrecht op de baan wordt gekozen met een lengte van 1 m, dan liggen alle maten vast; zie fig. 36.



3.4.3. Dimensionering van het onderstel als raamwerk.

In het voorgaande, bij de bepaling van het minimum aantal wielstellen, is er al stilzwijgend van uitgegaan dat het onderstel in zijn geheel zal worden ondersteund. Dit omdat zo'n statisch onbepaalde oplossing een grotere veiligheid heeft bij bezwijken van een wielstel dan een statisch bepaalde oplossing. Bovendien wordt de beschikbare ruimte optimaal benut, doordat er geen wielstellen buiten de basis A-B komen

te staan.

Het belastingschema is nu als volgt:

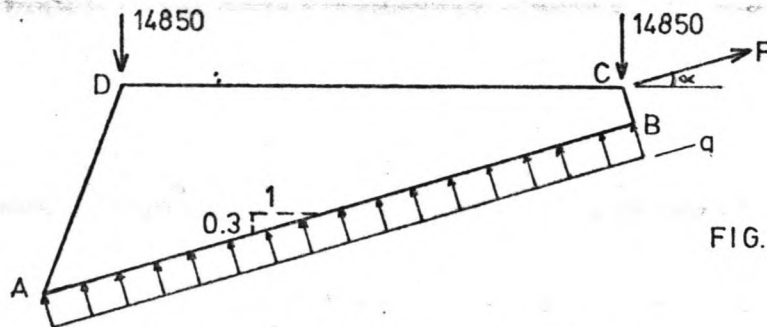


FIG. 37

Uit het momentenevenwicht om C volgt:

$$16 \cdot q \cdot 8 = 14850 \cdot 13 \Rightarrow q = 1856,25 \text{ KN/m'}$$

Verder moet gelden:

$$(1) \Sigma H = 0: 0,3 \cdot \frac{16 \cdot q}{1,09} = F \cdot \cos \alpha$$

$$F = 8625,66 \text{ KN}$$

$$(2) \Sigma V = 0: \frac{16 \cdot q}{1,09} + F \cdot \sin \alpha = 29700$$

$$\alpha = 8,3496^\circ$$

De hellingshoek van de baan bedraagt $16,70^\circ = 2 \cdot \alpha$

De vasthoudkracht heeft dus een richting die niet evenwijdig is met de baan. Aangezien dit wel een vereiste is voor de voortbeweging is het dus niet mogelijk een geheel gelijkmatige ondersteuning te realiseren met dit raamwerk.

Indien in de vergelijkingen (1) en (2) voor α de baan-helling wordt gesubstitueerd volgt: $F = 8534,23 \text{ KN}$; $q = 1777,96 \text{ KN/m'}$. Bij een gelijkblijvende lengte van A-B moet de afstand van de resultante van de q-last tot punt C gelden:

$$16 \cdot 1777,96 \cdot r = 13 \cdot 14850 \Rightarrow r = 6,787 \text{ m.}$$

Dit leidt tot het volgende raamwerk:

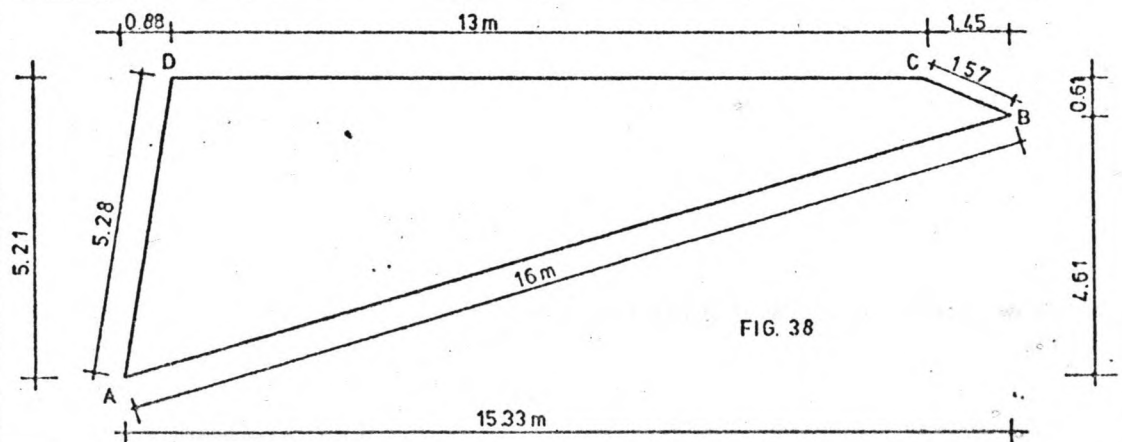


FIG. 38

Het belastingschema en de aanname van de inwendige momenten en de stijfheden is nu als volgt:

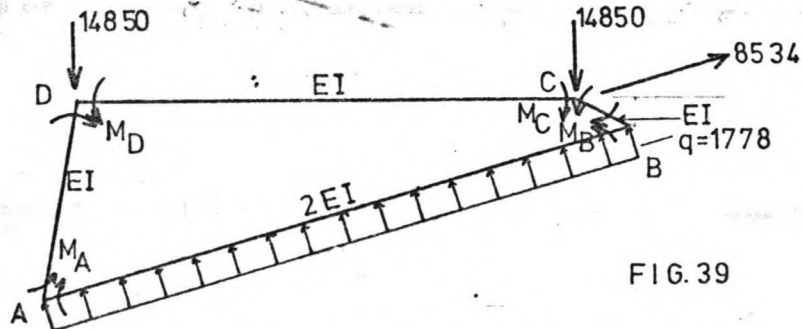


FIG. 39

De "gaapvergelijkingen" worden nu:

$$\angle A: \frac{M_A \cdot 5,28}{3EI} + \frac{M_D \cdot 5,28}{6EI} - \frac{q \cdot 16^3}{48EI} + \frac{M_B \cdot 16}{12EI} + \frac{M_A \cdot 16}{6EI} = 0 \quad (1)$$

$$\angle B: \frac{M_A \cdot 16}{12EI} - \frac{q \cdot 16^3}{48EI} + \frac{M_B \cdot 16}{6EI} + \frac{M_B \cdot 1,57}{3EI} + \frac{M_C \cdot 1,57}{6EI} = 0 \quad (2)$$

$$\angle C: \frac{M_B \cdot 1,57}{6EI} + \frac{M_C \cdot 1,57}{3EI} + \frac{M_C \cdot 13}{3EI} + \frac{M_D \cdot 13}{6EI} = 0 \quad (3)$$

$$\angle D: \frac{M_C \cdot 13}{6EI} + \frac{M_D \cdot 13}{3EI} + \frac{M_D \cdot 5,28}{3EI} + \frac{M_A \cdot 5,28}{6EI} = 0 \quad (4)$$

Dit zijn 4 vergelijkingen met 4 onbekenden, een oplosbaar stelsel dus.

Na enig rekenwerk volgt: $M_A = 23527,35$ KNm;

$M_B = 37778,83$ KNm; $M_C = -617,56$ KNm; $M_D = -3178,23$ KNm.

In het raamwerk treden dus de volgende krachten op:

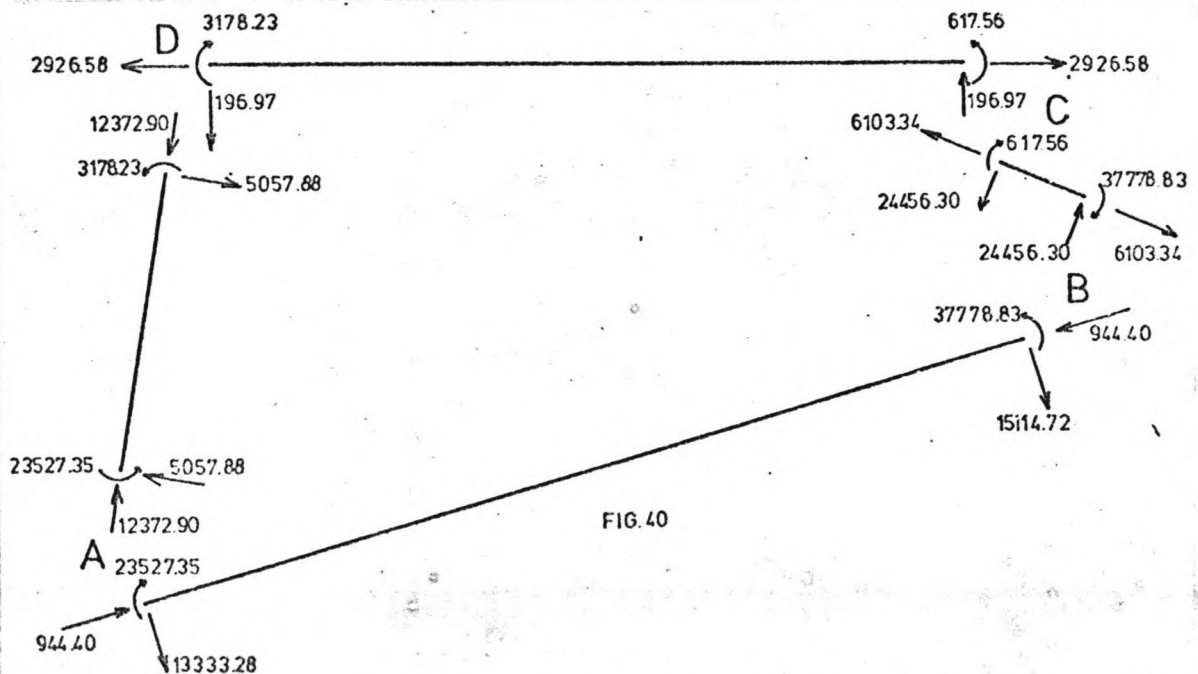
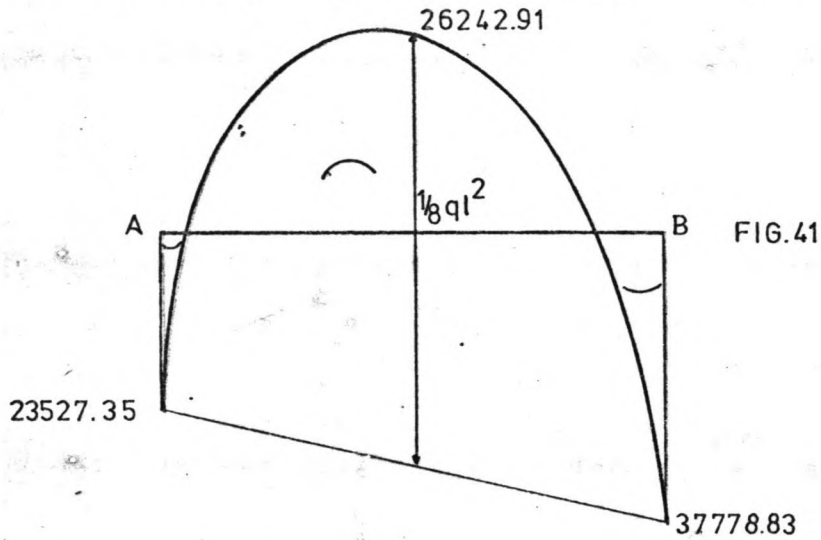


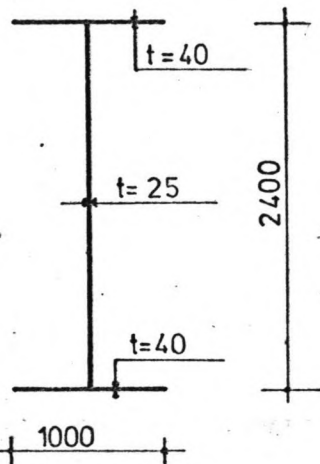
FIG. 40

Voor staaf AB geldt het volgende momentenverloop:



$$M_{\max} = 37778,83 \text{ KNm}; \sigma_e = 360 \text{ MPa, dus } W \geq \frac{37779}{360} \cdot 10^6 = 104,9 \cdot 10^6 \text{ mm}^3$$

Kies bijvoorbeeld het volgende profiel:



$$I = 2 \cdot \frac{1}{12} \cdot 1000 \cdot 40^3 + 2 \cdot 1000 \cdot 1180^2 \cdot 40 + \frac{1}{12} \cdot 25 \cdot 2320^3$$

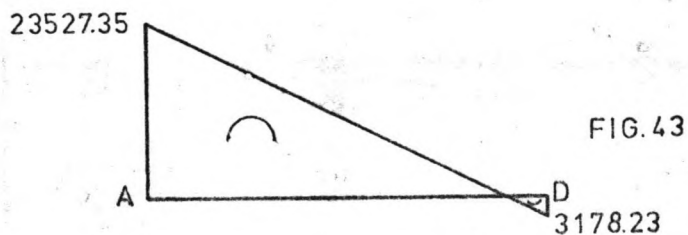
$$= 137,4 \cdot 10^9 \text{ mm}^4$$

$$\text{dus } W = \frac{137,4 \cdot 10^9}{1200} = 114,5 \cdot 10^6 \text{ mm}^3.$$

$$\sigma = \frac{M}{W} + \frac{N}{A} = \frac{3779 \cdot 10^6}{114,5 \cdot 10^6} + \frac{944,40 \cdot 10^3}{138 \cdot 10^3} = 336,8 \text{ MPa.}$$

Dit profiel zal dus wel voldoen.

Voor staaf AD geldt het volgende momentenverloop:



$$M_{\max} = 23527 \text{ KNm}, \sigma_e = 360 \text{ MPa}, \text{ dus}$$

$$W \geq \frac{23527 \cdot 10^6}{360} = 65,4 \cdot 10^6 \text{ mm}^3$$

Kies bijvoorbeeld het volgende profiel:

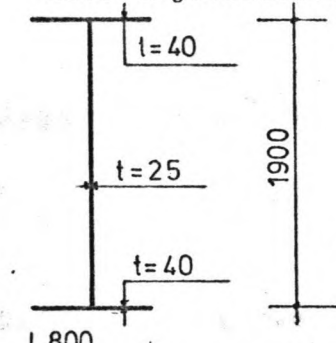


FIG.44

$$I = 2 \cdot \frac{1}{12} \cdot 800 \cdot 40^3 + 2 \cdot 800 \cdot 40 \cdot 930^2 + \frac{1}{12} \cdot 25 \cdot 1820^3$$

$$= 67,9 \cdot 10^9 \text{ mm}^4$$

$$\text{dus } W = \frac{67,9 \cdot 10^9}{950} = 71,5 \cdot 10^6 \text{ mm}^3$$

$$\sigma = \frac{M}{W} + \frac{N}{A} = \frac{23527}{71,5} + \frac{12373}{109,5} = 442 \text{ MPa}. \text{ Dit voldoet niet.}$$

Kies daarom het volgende profiel:

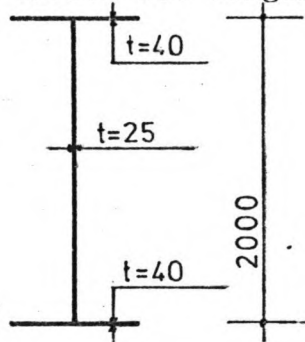


FIG.45

$$I = 2 \cdot \frac{1}{12} \cdot 850 \cdot 40^3 + 2 \cdot 850 \cdot 40 \cdot 980^2 + \frac{1}{12} \cdot 25 \cdot 1920^3$$

$$= 80,1 \cdot 10^9 \text{ mm}^4$$

$$\text{dus } W = \frac{80,1 \cdot 10^9}{1000} = 80,1 \cdot 10^6 \text{ mm}^3$$

$$\sigma = \frac{M}{W} + \frac{N}{A} = \frac{23527}{80,1} + \frac{12373}{116} = 400 \text{ MPa}.$$

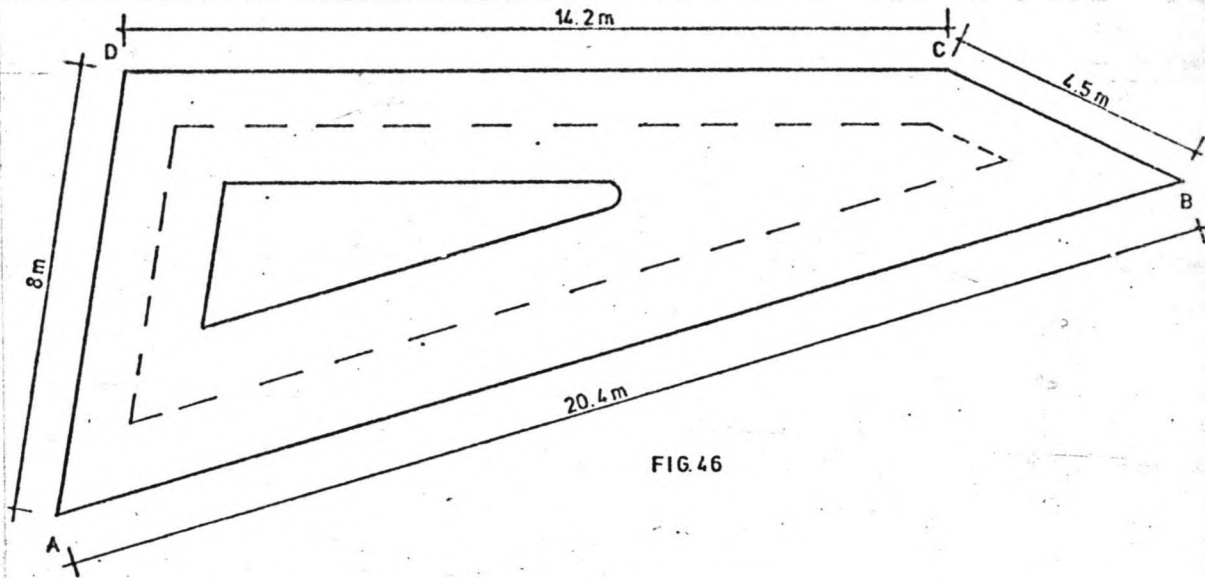
Dit is ook te hoog. Bij hoek A zal het moment echter gereduceerd worden vanwege de overlapping van de staven AB en AD.

Pas op ongeveer 1 m van de hoek moet het moment opgenomen worden door het in fig.45 getekende profiel. Hier moet dus gerekend worden met $M = 18469 \text{ KNm}$.

$$\text{dan: } \sigma = \frac{18469}{80,1} + \frac{12373}{116} = 337 \text{ MPa}. \text{ en voldoet dus.}$$

Ook voor staaf CD wordt dit profiel aangehouden, i.v.m. de gedane aanname voor de onderlinge stijfheden.

Staaft CB valt geheel weg in de hoekoplossing.
Het onderstel komt er nu dus ongeveer als volgt uit te zien:



Gezien de grote afmetingen van bovenstaande oplossing lijkt dit niet het meest optimale onderstel, zeker niet qua gewicht. In het navolgende zal dan ook een andere oplossing bekeken worden.

3.4.4. Dimensionering van het onderstel als vakwerk.

Bij deze oplossing wordt de basis AB nog wel gezien als een op buiging belaste ligger, zodat het voordeel van de statische onbepaaldheid m.b.t. de wielstellen gehandhaafd blijft. De ligger zal echter veel lichter uitgevoerd kunnen worden doordat ze nu op meerdere plaatsen ondersteund wordt.

Voor het vakwerk wordt voorlopig de volgende vorm gekozen:

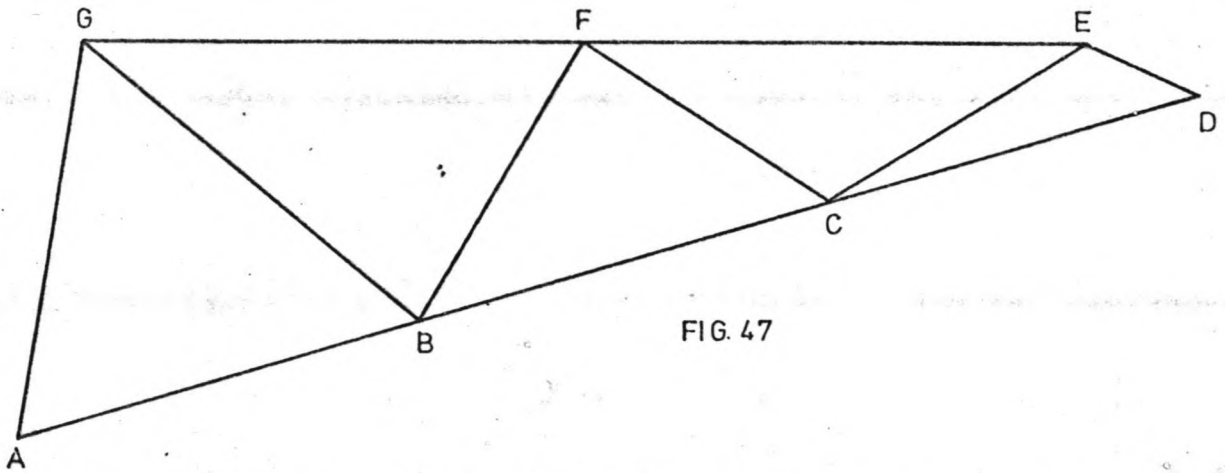


FIG. 47

AD kan nu gezien worden als een ligger op 4 steunpunten, belast door een gelijkmatige belasting van $q = 1778 \text{ KN/m'}$.
Dus als volgt:

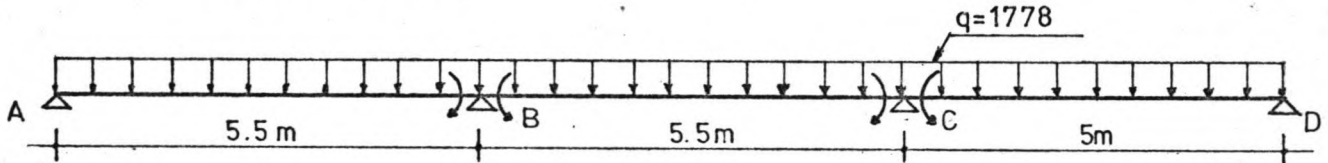


FIG. 48

De vergelijkingen worden nu:

$$\varphi_B : \frac{q \cdot 5,5^3}{24EI} - \frac{M_B \cdot 5,5}{3EI} = \frac{M_B \cdot 5,5}{3EI} - \frac{q \cdot 5,5^3}{24EI} + \frac{M_C \cdot 5,5}{6EI} \quad (1)$$

$$\varphi_C : -\frac{M_B \cdot 5,5}{6EI} + \frac{q \cdot 5,5^3}{24EI} - \frac{M_C \cdot 5,5}{3EI} = \frac{M_C \cdot 5}{3EI} - \frac{q \cdot 5^3}{24EI} \quad (2)$$

Uit deze vergelijkingen volgt: $M_B = 5544,2 \text{ KNm}$

$$M_C = 4715,4 \text{ KNm}$$

De oplegreacties worden nu:

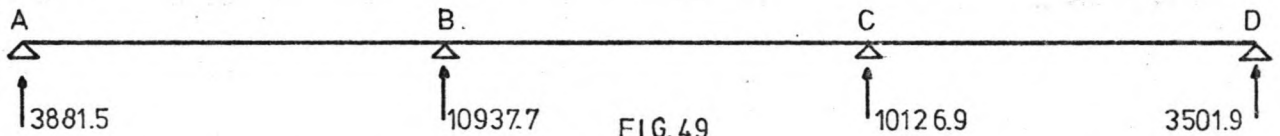


FIG. 49

En de Momentenlijn:

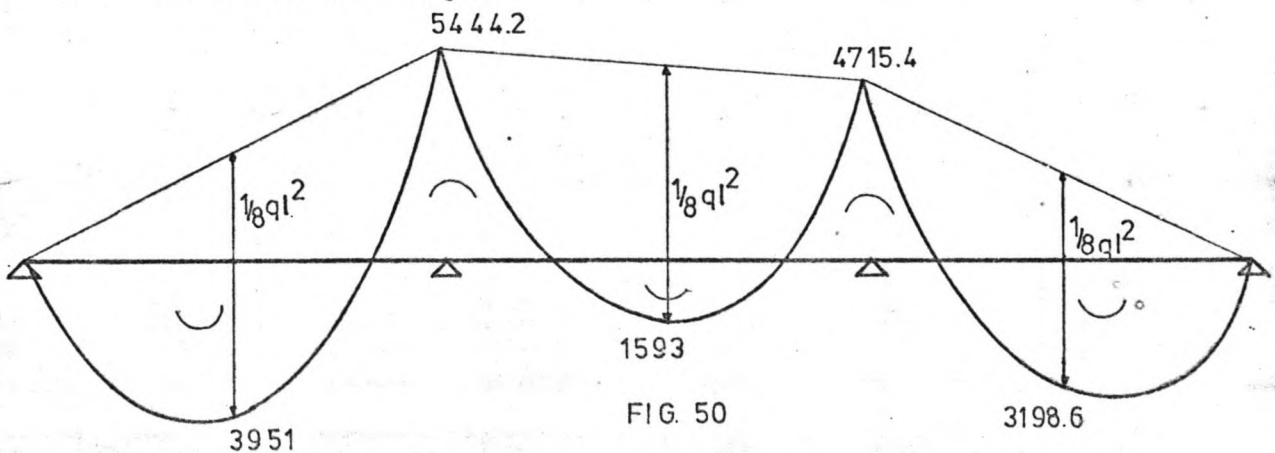
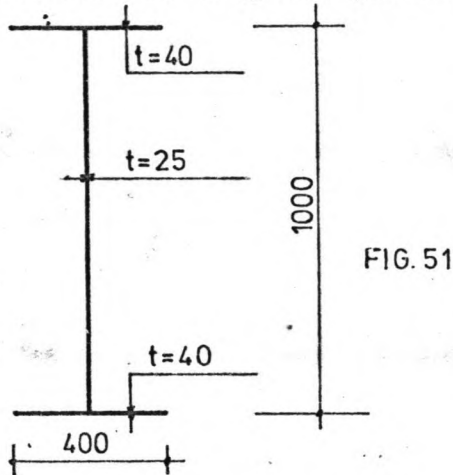


FIG. 50

Het maximaal moment is dus $M_B = 5544,2 \text{ KNm}$. W moet dus groter zijn dan: $\frac{5544,2}{360} \cdot 10^6 = 15,4 \cdot 10^6 \text{ mm}^3$.

Kies bijvoorbeeld het volgende profiel:



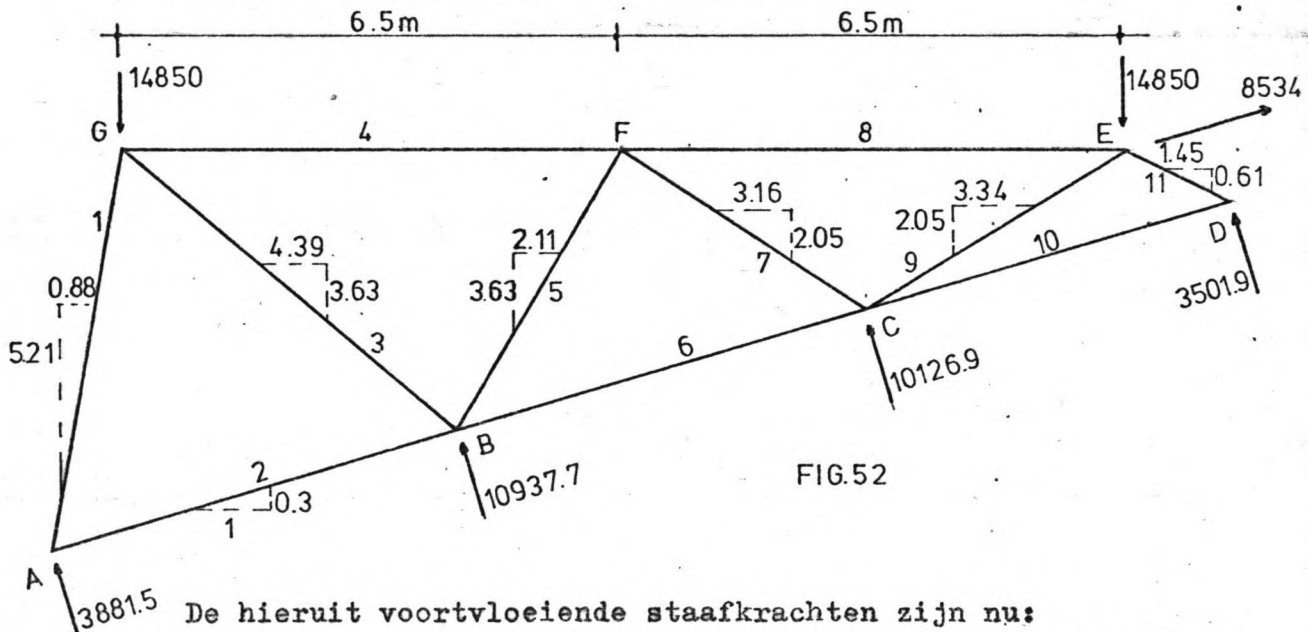
$$I = 2 \cdot \frac{1}{12} \cdot 400 \cdot 40^3 + 2 \cdot 400 \cdot 40 \cdot 480^2 + \frac{1}{12} \cdot 25 \cdot 920^3$$

$$= 8,9 \cdot 10^9 \text{ mm}^4$$

$$\Rightarrow W = 18,0 \cdot 10^6 \text{ mm}^3$$

Dit profiel zal dus voldoen t.a.v. het moment.

De belastingen op het vakwerk worden dus:



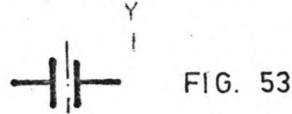
De hieruit voortvloeiende staafkrachten zijn nu:

$S_1 = -4463,3 \text{ KN}$	$S_5 = + 3923,7 \text{ KN}$	$S_9 = -19606,5 \text{ KN}$
$S_2 = +1315,0 \text{ KN}$	$S_6 = -10647,9 \text{ KN}$	$S_{10} = + 4270,6 \text{ KN}$
$S_3 = -16397,2 \text{ KN}$	$S_7 = - 6233,1 \text{ KN}$	$S_{11} = + 5522,8 \text{ KN}$
$S_4 = +12592,5 \text{ KN}$	$S_8 = +19793,5 \text{ KN}$	

Met behulp van bovenstaande krachten kunnen de staven gedimensioneerd worden:

$$S_1 = -4463,3 \text{ KN dus } A \geq \frac{F}{\bar{\sigma}} = \frac{4463,3 \cdot 10^3}{360} = 12,4 \cdot 10^3 \text{ mm}^2$$

Kies b.v. een combinatie van gehalveerde HE-A profielen als volgt:



Qua oppervlak voldoen 2 profielen uit HE-A 340 met een totale A van $13,34 \cdot 10^3 \text{ mm}^2$.

Het is echter een drukstaaf en moet dus gecontroleerd worden op knik.

Volgens N.E.N. 3851 -2.5.3 moet de grootste waarde van λ_x en λ_{iy} aangehouden worden.

Hier geldt: $l_{kx} = l_{ky} = 4,68 \text{ m}$.

$$I_x = 2 \cdot I_y' = 2 \cdot 3718; A = 2 \cdot 66,7 \quad i_x = \frac{3718}{66,7} = 7,5 \text{ cm}$$

$$\lambda_x = \frac{l_{kx}}{i_x} = \frac{4,68}{0,075} = 62,4 \Rightarrow \omega = 1,54 \text{ (zie tabel 4 N.E.N.3851)}$$

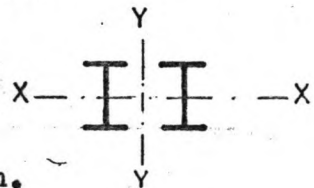
De λ_y zal over het algemeen geen probleem opleveren, omdat deze eenvoudig is te verkleinen door het wat verder uit elkaar plaatsen van de samenstellende delen van de staaf. Op λ_y wordt dan ook in het vervolg niet meer gecontroleerd.

Nu geldt:

$$\omega \cdot \frac{F}{A} \leq \bar{\sigma} \text{ dus hier: } 1,54 \cdot \frac{4463,3 \cdot 10^3}{13,34 \cdot 10^3} = 515, \text{ dus dit}$$

profiel voldoet niet.

Kies daarom het volgende:



Twee HE-A 260 profielen.

$$\text{Nu is } \lambda_x = \frac{4,68}{0,11} = 42,5 \text{ dus: } \omega = 1,22$$

$$\text{en } \sigma = 1,22 \cdot \frac{4463 \cdot 10^3}{2 \cdot 8,68 \cdot 10^3} = 313,6 \text{ MPa dus voldoet.}$$

Staat 3: $S_3 = -16397,2 \text{ KN}$. $l_{kx} = 5,10 \text{ m}$.

Kies twee HE-A 650 profielen als in fig 54.

$$\text{Nu geldt: } \lambda_x = \frac{5,10}{0,269} = 18,9 \Rightarrow \omega = 1,0 \Rightarrow \sigma = \frac{16397}{2 \cdot 24,16} = 339 \text{ MPa}$$

dus voldoet.

Staaft 4: $S_4 = +12593 \text{ KN}$ dus $A = \frac{12593 \cdot 10^3}{360} = 34,98 \cdot 10^3 \text{ mm}^2$

Kies dus twee HE-A 450 profielen met een totale $A = 35,6 \cdot 10^3 \text{ mm}^2$.

Staaft 5: $S_5 = +3924 \text{ KN}$ dus $A = \frac{3924 \cdot 10^3}{360} = 10,9 \cdot 10^3 \text{ mm}^2$.

Kies dus twee HE-A 220 profielen met een totale $A = 12,86 \cdot 10^3 \text{ mm}^2$

Staaft 7: $S_7 = -6233,1 \text{ KN}$; $l_{kx} = 3,10 \text{ m}$.

Kies twee HE-A 280 profielen. Nu geldt $\lambda_x = \frac{3,10}{0,119} = 26,05$ dus $\omega = 1,04$ en $\sigma = \frac{6233}{2,9,73} \cdot 1,04 = 320,3 \text{ MPa}$ dus voldoet.

Staaft 8: $S_8 = +19794 \text{ KN}$ dus $A = \frac{19794 \cdot 10^3}{360} = 54,98 \cdot 10^3 \text{ mm}^2$.

Kies dus twee HE-A 800 profielen met een totale $A = 57,16 \cdot 10^3 \text{ mm}^2$.

Staaft 9: $S_9 = -19606,5 \text{ KN}$; $l_{kx} = 1,40 \text{ m}$.

Kies twee HE-A 800 profielen. Nu geldt: $\lambda_x = \frac{1,40}{0,326} = 4,3$ $\omega = 1,00$ en $\sigma = \frac{19606,5}{2,28,58} = 343 \text{ MPa}$ dus voldoet.

Staaft 11: $S_{11} = +5522,8 \text{ KN}$ dus $A = \frac{5523 \cdot 10^3}{360} = 15,34 \cdot 10^3 \text{ mm}^2$

Kies dus twee HE-A 260 profielen met een totale $A = 17,36 \cdot 10^3 \text{ mm}^2$.

Alleen de staven 2, 6 en 10 moeten nu nog gecontroleerd worden. Gekozen was voor het profiel van fig. 51. De maatgevende normaalkracht is $S_6 = -10647,9 \text{ KN}$.

De optredende normaalspanningen zijn dus:

$$\sigma = \frac{5544,2 \cdot 10^6}{18,0 \cdot 10^6} + \frac{10647,9 \cdot 10^3}{55 \cdot 10^3} = 501,6 \text{ MPa. Het profiel voldoet dus niet.}$$

Kies daarom het volgende profiel:

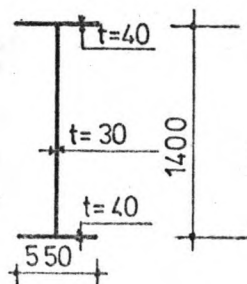


FIG.55

$$I = 2.1/12.550.40^3 + 2.550.40.680^2 + 1/12.30.1320^3$$

$$= 26,1 \cdot 10^9 \text{ mm}^4.$$

$$W = \frac{26,1}{700} \cdot 10^9 = 37,3 \cdot 10^6 \text{ mm}^3$$

$$A = 2.550.40 + 1320.30 = 83,6 \cdot 10^3 \text{ mm}^2$$

$$\sigma = \frac{5544,2 \cdot 10^6}{37,3 \cdot 10^6} + \frac{10647,9 \cdot 10^3}{83,6 \cdot 10^3} = 276 \text{ MPa.}$$

De maatgevende dwarskracht voor BC treedt op, direct rechts van B en heeft een grootte van $D = 5040,2 \text{ KN}$.

$$\text{dus } \tau = \frac{D \cdot S}{b \cdot I} = \frac{5040,2 \cdot 10^3 \cdot 550.40.680}{30 \cdot 26,1 \cdot 10^9} = 96,3 \text{ MPa}$$

$$\sigma_c = \sqrt{276^2 + 3 \cdot 96,3^2} = 322,5 \text{ MPa. Dit profiel voldoet dus wel.}$$

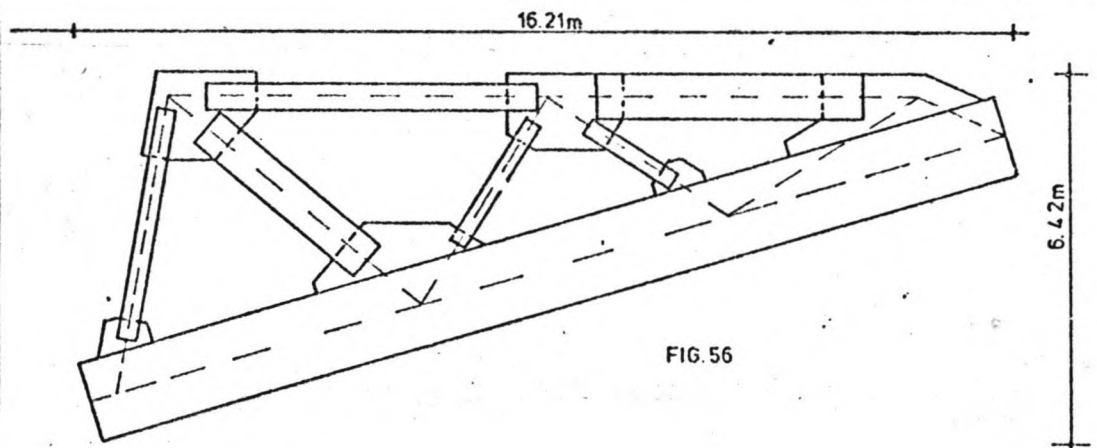
De maximale doorbuiging treedt op in veld A-B, zie fig.50.

$$\delta = \frac{5}{384} \cdot \frac{q \cdot l^4}{EI} - \frac{M_B \cdot l^2}{16EI} = \frac{5}{384} \cdot \frac{1778 \cdot 10^3 \cdot 5,5^4}{210 \cdot 10^9 \cdot 26,1 \cdot 10^{-3}}$$

$$- \frac{5544,2 \cdot 5,5^2 \cdot 10^3}{16 \cdot 210 \cdot 10^9 \cdot 26,1 \cdot 10^{-3}} = 1,95 \cdot 10^{-3} \text{ m} = 2 \text{ mm, zodat}$$

deze ligger wel als oneindig stijf mag worden beschouwd t.o.v. een veren pakket.

Het onderstel komt er dus als volgt uit te zien:



Duidelijk is dat de aangenomen schematisatie bij hoek E slecht opgaat; de staven 9 en 11 vervallen feitelijk. Een verdere optimalisatie en detaillering is dus wel gewenst. Aangezien het gewicht van het geheel niet wezenlijk meer zal verschillen van een vervolmaakt onderstel wordt hier verder geen aandacht meer aan besteed.

3.4.5. Keuze van het onderstel.

In het voorgaande zijn nu twee typen onderstel door- gerekend. Uit de figuren 46 en 56 is duidelijk te zien dat het vakwerk een aanzienlijk compactere op- lossing tot gevolg heeft dan een raamwerk.

De gewichten van raamwerk en vakwerk zijn resp: 340 KN en 171,6 KN. Het raamwerk is dus bijna twee keer zo zwaar.

Vanwege z'n compactheid en het lagere gewicht wordt dan ook gekozen voor het vakwerk.

3.4.6. Stabiliteit in langsrichting van de bak.

Tot nog toe is alleen nog maar gekeken naar de sta- biliteit van het onderstel in dwarsrichting van de bak. Door golfbewegingen in langsrichting van de bak t.g.v. scheepsbewegingen zullen echter ook krachten in langsrichting opgenomen moeten worden.

Verder is het zo dat de loopwielen uitgevoerd worden gedacht zonder flenzen, om de rolweerstand te beper- ken. Voor de geleiding wordt gedacht aan een aantal wielen met een verticale as. Ook deze wielen geven krachten in langsrichting.

Om deze krachten op te kunnen nemen wordt gedacht aan een dubbel vakwerk tussen de drie ondersteuning van de bak in. Aan de uiteinden van deze vakwerken kunnen dan ook de geleidingswielen bevestigd worden.

Het voert te ver om hiervoor een berekening te maken, daarom wordt voor bovengenoemde constructie een ge- wicht van 170 KN per vakwerk aangenomen, dus $4 \times 170 = 680\text{KN}$ in totaal, inclusief de wielen.

3.4.7. Nadere uitwerking van de wielstellen.

Bij de berekening van het onderstel is er van uitgegaan dat de wielen statisch onbepaald met het onderstel worden verbonden, zodanig dat een gelijkmatig verdeelde "belasting op" het onderstel ontstaat. Om dit te bereiken wordt de belasting vanuit het onderstel d.m.v. een verenpakket op de wielstellen overgebracht. Gezien de grote krachten die per wiel worden toegelaten zal nu eerst worden aangetoont dat het inderdaad mogelijk is om zo'n verenpakket te construeren.

Per wiel is de maximale wiellast 690 KN, dus per stel te rekenen met ongeveer 1400 KN voor het verenpakket. Met behulp van Nomogram 13.43 uit (6) is het mogelijk een globale indruk te krijgen van veerdiameters en spanningen bij een gegeven veerbelasting. Hieruit blijkt dat een veer met een diameter van 100 mm en een draaddiameter van 35 mm een kracht kan opnemen van 100 KN. Dit zou betekenen dat 14 veren nodig zijn per wielstel.

Indien een spoorbreedte wordt aangehouden van 1,50 m betekent dit twee rijen van 7 à 8 veren, hetgeen goed mogelijk is.

Eventueel is de benodigde ruimte nog te beperken door het toepassen van veernesten, zie par. 13.7 (6). De benodigde veerstijfheid is te regelen door het kiezen van het aantal windingen per veer.

Een andere wellicht interessante mogelijkheid is de toepassing van schotelveren (zie par. 19.2 (6)). Hierbij is een kracht van 250 KN per veer goed mogelijk, zie tabel 19.1 (6), bovendien is hierbij de veerconstante eenvoudig te regelen. Het is dus heel goed mogelijk een aan de gestelde eisen voldoende verenpakket te construeren. Van nadere detaillering wordt verder afgezien.

De wielstellen komen er nu ongeveer als volgt uit te zien:

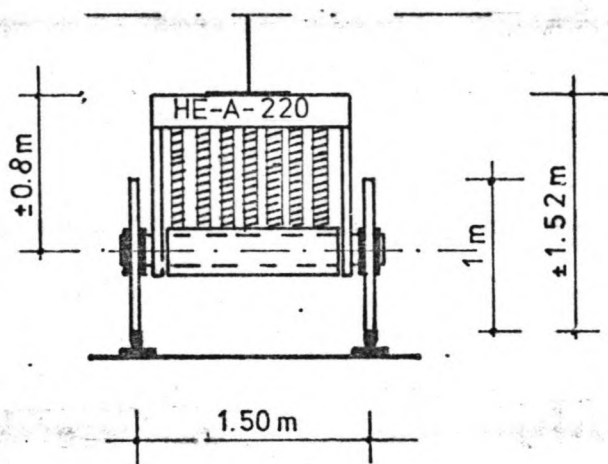


FIG.57

De HE-A 220 uit fig 57 komt voort uit de volgende overwegingen:

Er moet een kracht van ca. 1400 KN overgebracht worden d.m.v. een verend ondersteunde ligger met een lengte van 1 m. Het maximale moment bedraagt nu $1/8.F.l = 175 \text{ KNm}$, dus W moet groter zijn dan $\frac{175 \cdot 10^6}{360} = 480 \cdot 10^3 \text{ mm}^3$ HE-A 220.

Het gewicht per wielstel komt nu op ongeveer 30 KN. Op blz.47 was al bepaald dat minimaal 15 wielstellen nodig zijn. Omdat het uitvallen van één wielstel mogelijk moet zijn worden er hier dus 16 geplaatst. Bovendien is er nog een extra veiligheid aanwezig, doordat tot dusver steeds is gerekend met een bak met een waterdiepte van 4,3 i.p.v. 3,5 m, zodat nog een extra veiligheid aanwezig is (een factor van ongeveer $\frac{4,3}{3,5} = 1,2$). Gesteld kan dus worden dat de constructie nu ruim veilig is.

3.4.8. Bepaling van het totale gewicht.

Nu alle onderdelen globaal gedimensioneerd zijn kan het totale gewicht bepaald worden; dit is dan tevens het gewicht wat het contra gewicht moet krijgen.

Water	: 90.3,5.12,5.10	= 39375 KN
Bak	: 48,1.90(zie blz.39)	= 4329 KN
Deuren	: 2.90 (schatting)	= 180 KN
Onderstel	: 3.170 + 680 (zie blz.50)	= 1190 KN
Wielstellen:	3.16.30	= 1440 KN
		<hr/>
	totaal:	46514 KN

Dus te rekenen met 47000 KN.

I.v.m. extra voorzieningen t.b.v. de bewegingswerken wordt verder gerekend met 48000 KN.

3.4.9. Overzicht van de Bakconstructie.

In de onderstaande figuren is nog eens de tot dusver berekende constructie getekend d.m.v. een aantal aanzichten en doorsnedes.

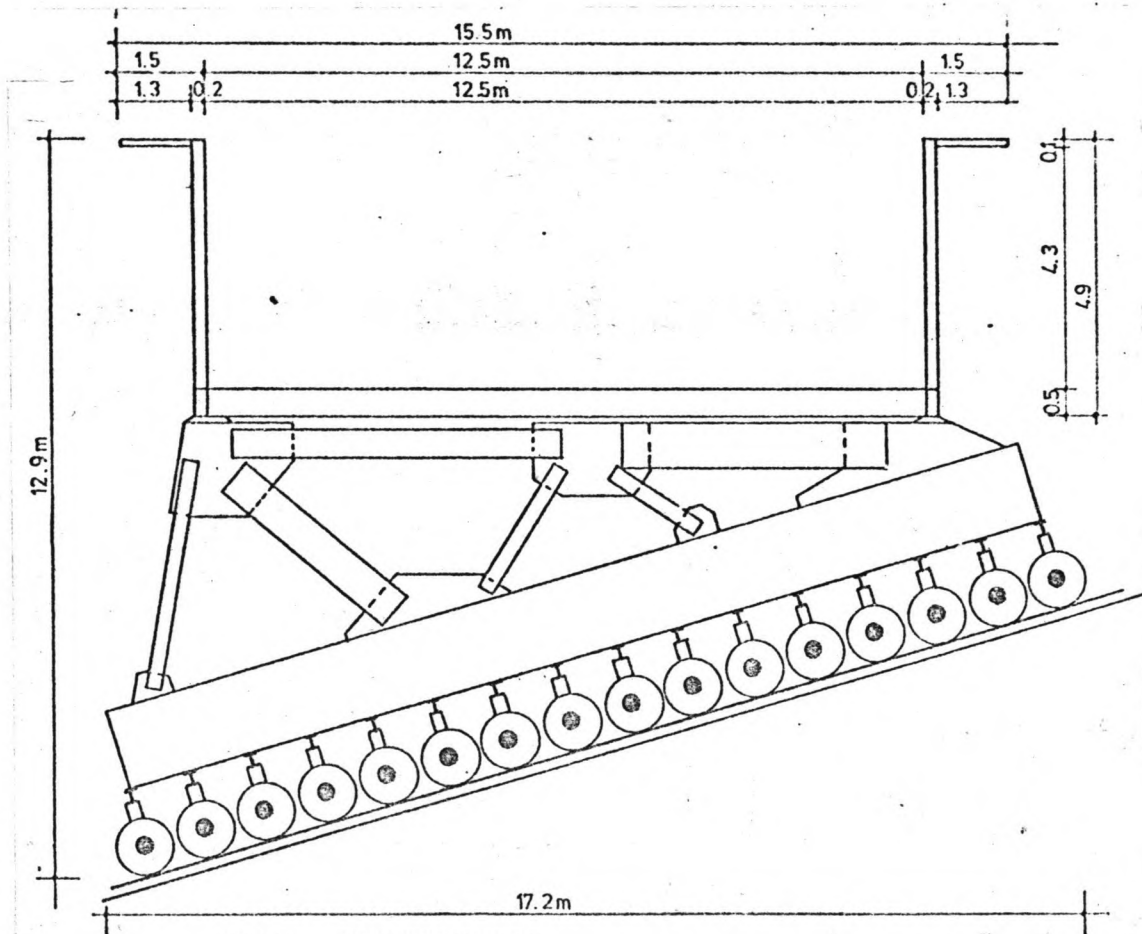


FIG. 58 DWARSDOORSNEDE
Schaal 1:100

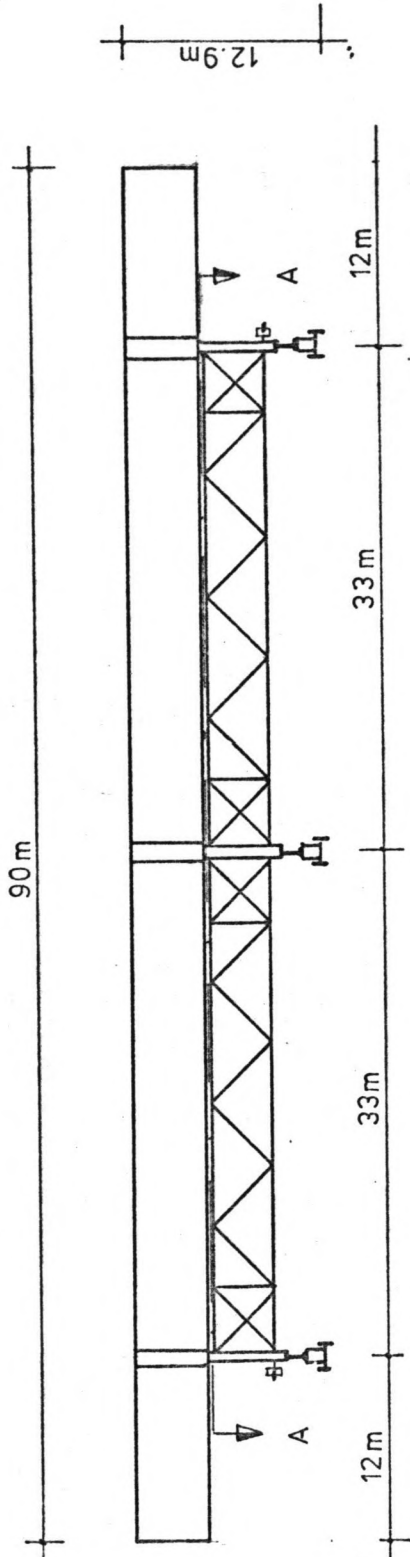


FIG. 59 AANZICHT
Schaal 1:500

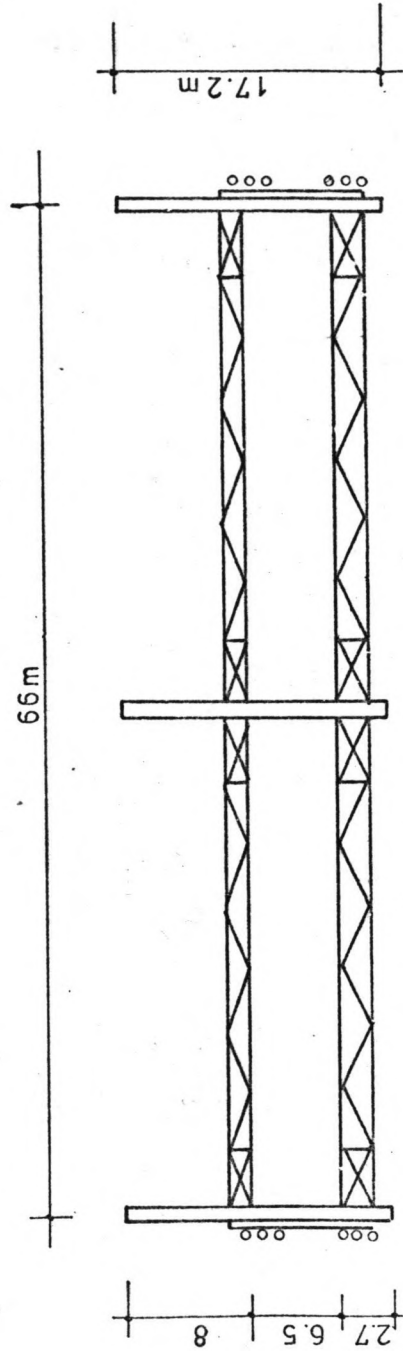


FIG. 60 AANZICHT A-A
BOVEN AANZICHT ONDERSTEL
Schaal 1:500

4. Dimensionering van het contragewicht.

4.1. Bepaling van de randvoorwaarden en materiaalkeuze.

In hoofdstuk 3.4.8. is het totale gewicht van de bak met water bepaald, waarbij voor de waterstand 3,5 m. is aangehouden, zodat dit gewicht tevens het totale gewicht is van het te construeren contragewicht.

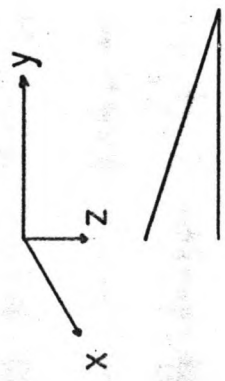
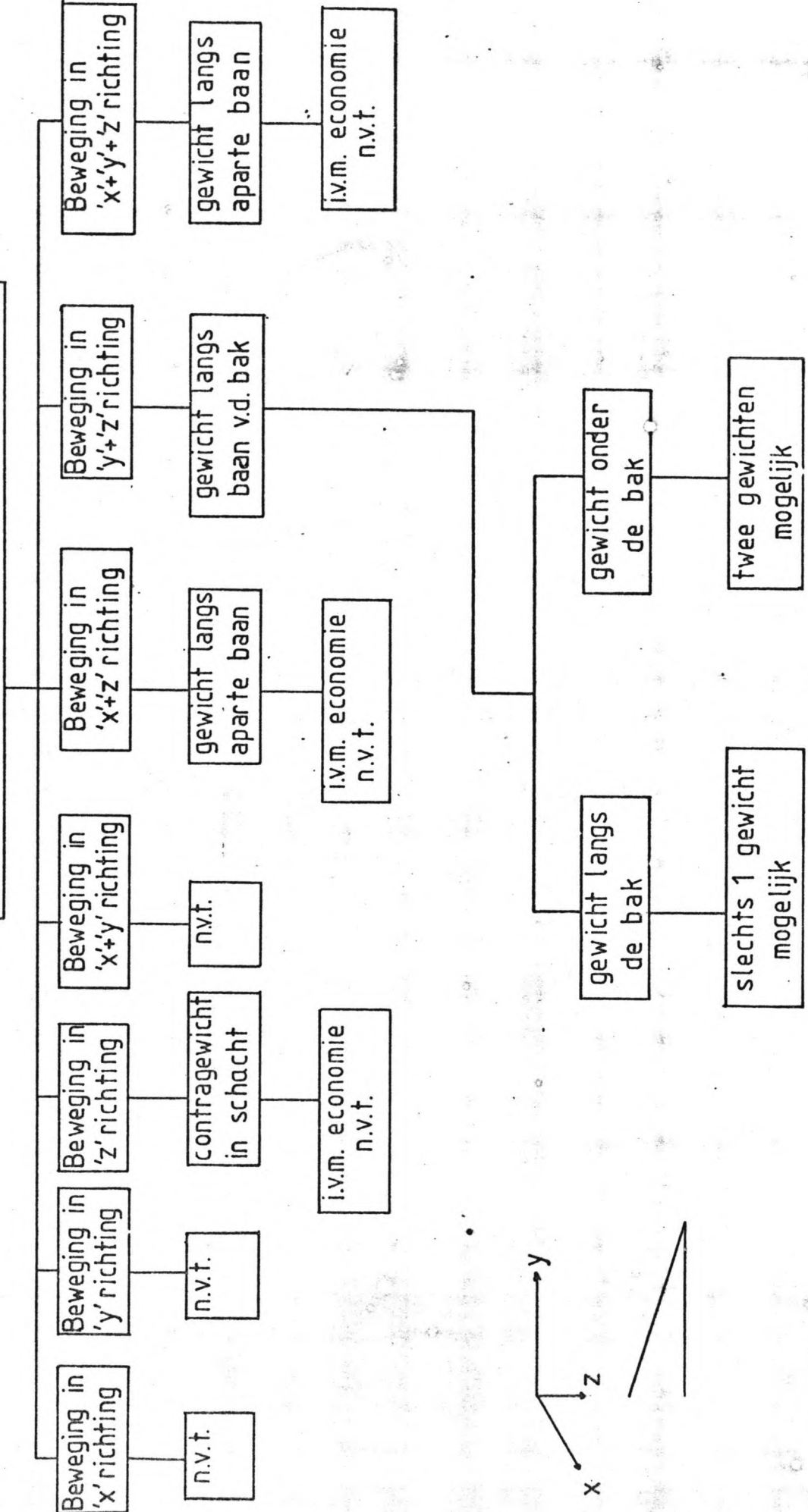
Dit bedraagt 48.000 KN.

Een tweede eis waaraan het contragewicht moet voldoen heeft betrekking op de beschikbare ruimte.

Tot nog toe is nl. niet bepaald hoe en waar precies het contragewicht, of de contragewichten, moeten gaan bewegen en hoe groot het (ze) moet(en) worden.

Daarom zal nu eerst onderzocht worden welke mogelijkheden er zijn om het contragewicht een plaats in de constructie te geven. Dit zal m.b.v. een ontwerpboom gebeuren, zie de volgende bladzijde.

P.F.B.: BEPALING v.d. BAAN v.h. CONTRAGEWICHT



toelichting bij de ontwerpboom.

Bij de verplaatsing van het contragewicht in de richtingen 'x' ; 'y' en 'x' + 'y' heeft het geen functie als contragewicht, omdat het dan geen hoogteverschil overwint. Deze mogelijkheden zijn hier dus niet van toepassing.

Bij verplaatsing in de richting 'x' + 'z' en 'x' + 'y' + 'z' moet het gewicht verplaatst worden langs een andere baan dan waarlangs de bak zich verplaatst. Nog afgezien van de ruimteproblemen die dit met zich mee brengt kan gesteld worden dat een extra baan voor het contragewicht een duurdere oplossing is dan die waarbij bak en contragewicht langs dezelfde baan bewegen. Daarom wordt ook van deze mogelijkheden afgezien.

Bij verplaatsing in de 'z' richting moet het gewicht gaan bewegen in een aparte schacht. Een voordeel van deze oplossing boven die met beweging in 'y' + 'z' richting is dat het gewicht nu lichter uitgevoerd kan worden.

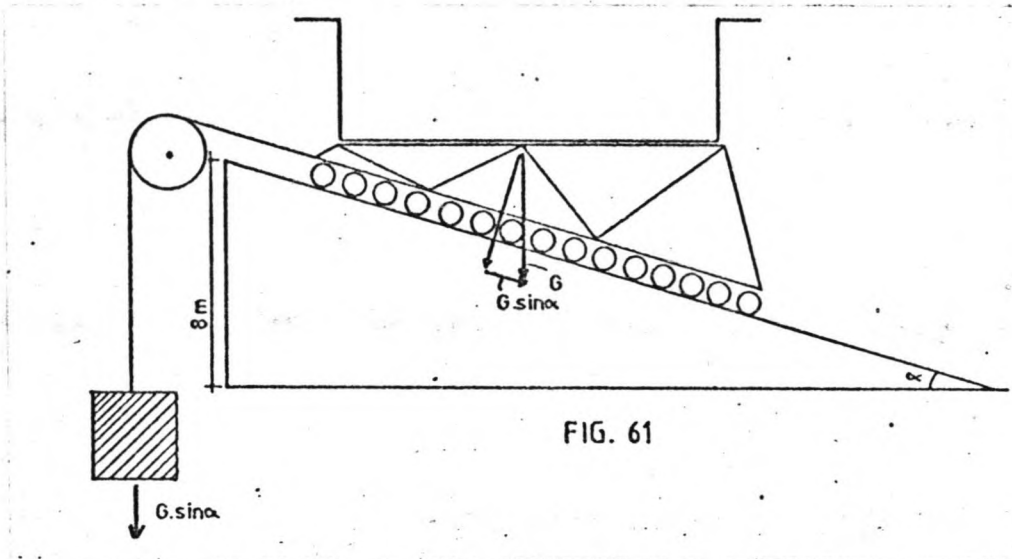
Het benodigde gewicht wordt nu nl. $G \sin \alpha = 48.000 \cdot \sin 16,6^\circ = 13.800 \text{ KN}$, een factor van bijna 3,5 lichter dus.

(zie ook fig.61)

Bovendien wordt op deze manier ook de te overwinnen rolweerstand van het geheel verkleind; alleen de bak geeft nu nl. een rolweerstand, waardoor het bewegingswerk wellicht lichter uitgevoerd kan worden. Verder worden de kabelkrachten uiteraard kleiner bij deze oplossing dan bij de beweging in 'y' + 'z' richting.

Een groot nadeel van deze oplossing is echter dat de schacht even diep moet zijn als de lengte van de baan is. Deze bedraagt $((8,0)^2 + (8,0/0,3)^2)^{\frac{1}{2}} = 27,8 \text{ m}$. Een zo diepe schacht is een heel dure constructie; naar alle waarschijnlijkheid duurder dan de winst die de eerder genoemde voordelen opleveren. Feitelijk zou dit nader onderzocht moeten worden, omdat een lichter

bewegingswerk ook minder energiekosten impliceert, wat, zoals in het vooronderzoek is vastgesteld een belangrijke factor is in het geheel.



Aangezien zo'n onderzoek in het kader van dit afstudeerwerk te ver zou voeren wordt aangenomen dat de bouwkosten van de schacht maatgevend zijn in deze.

Een variant op het getekende in fig. 61 is afgebeeld in de fig. 62. Hier is dus i.p.v. een diepe schacht gewerkt met een toren. Deze kan in principe van een variabele hoogte zijn, indien dan tevens gebruik wordt gemaakt van een schacht met een variabele diepte. Het nadeel van een toren is echter dat deze twee maal het gewicht van het contragewicht moet dragen en dus grote geconcentreerde lasten naar de ondergrond af moet dragen en daarom een minder eenvoudige fundering met zich meebrengt. De overige nadelen van deze oplossing zijn:

1 De toren wordt ongeveer 15 à 30 m hoog, hetgeen geen fraai gezicht is in het landschap, te meer als men bedenkt dat een gewicht van 13.800 KN bij een dichtheid van 50 KN/m^3 nog altijd 276 m^3 groot is, wat impliceert dat de torens nogal robuust zullen moeten worden.

2 Het bewegingswerk wordt gecompliceerder doordat minstens één extra trommel nodig is.

Gezien bovenstaande nadelen blijkt dit ook niet de aangewezen oplossing.

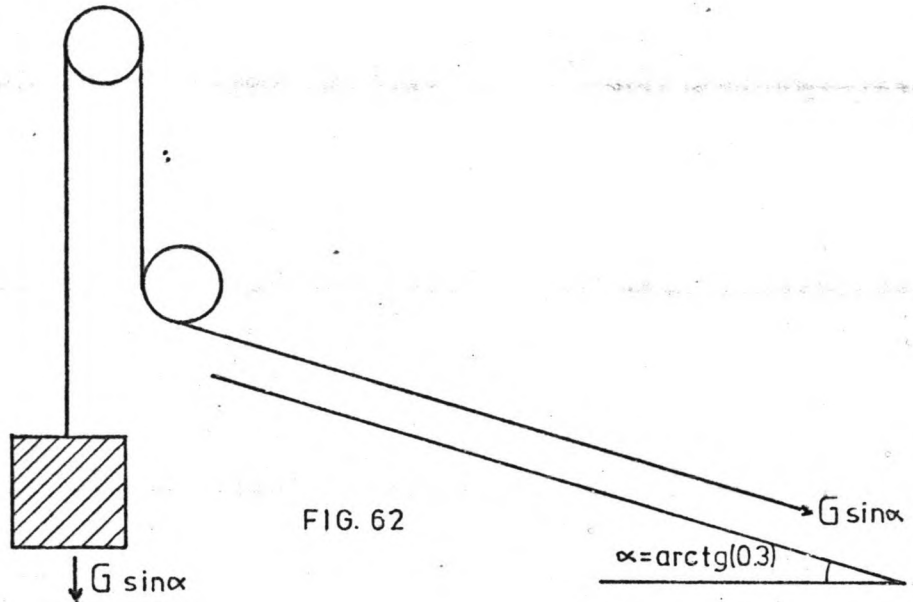


FIG. 62

Vandaar dan ook dat gekozen wordt voor een beweging in 'y' + 'z' richting langs dezelfde baan als de bak.

Bij dit alternatief doen zich weer twee mogelijke alternatieven voor:

- 1 Het contragewicht beweegt zich langs de bak .
- 2 Het contragewicht beweegt zich onder de bak .

Van beide mogelijkheden is een afbeelding gemaakt, zie de fig. 63 en 64. Uit deze figuren blijkt dat oplossing 1 duidelijk meer ruimte vergt en een moeilijker te construeren bewegingswerk zal eisen. Oplossing 2 heeft het nadeel dat wellicht dieper ontgraven moet worden, maar dit zal slechts gering zijn, gezien de constructie van de onderstellen. Gezien het geringe te verwachten verschil in baan-diepte en het veel grotere verschil in baanoppervlak tussen de oplossingen 1 en 2 wordt dan ook gekozen voor oplossing 2.

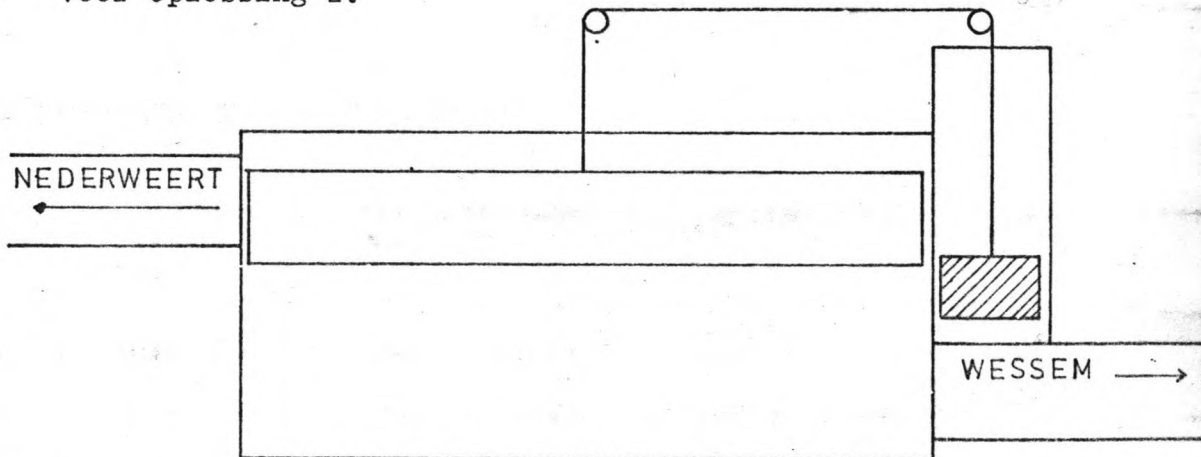


FIG. 63

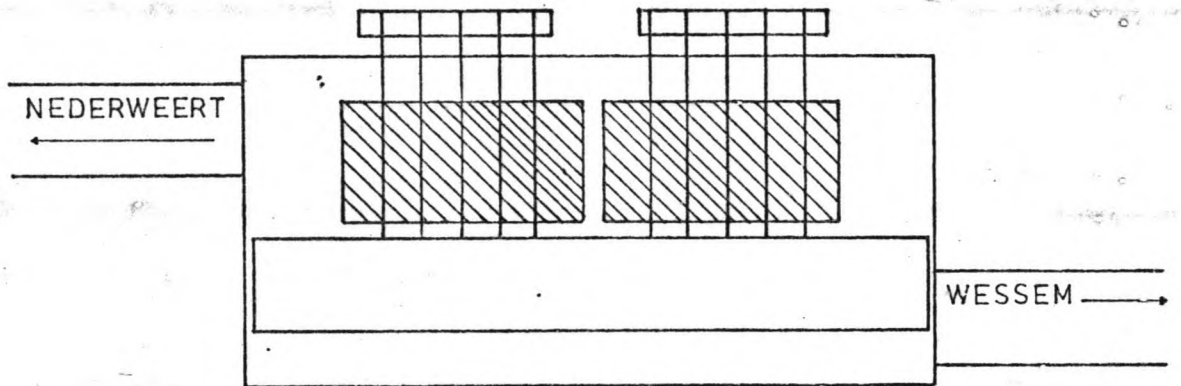


FIG. 64

De beschikbare ruimte voor deze oplossing wordt bepaald door de plaats van de onderstellen van de bak. Deze staan h.o.h 33m uit elkaar. De aangehouden spoorbreedte is 1,5 m; zodat tussen de onderstellen twee ruimtes overblijven met een lengte van ongeveer 31m.

De breedte van het contragewicht mag niet breder zijn dan de breedte van de bak met onderstel, dus 17 m. (zie fig. 58) Voor de oppervlakte van het contragewicht wordt nu gekozen: 2 gewichten van $16 \times 28 \text{ m}^2$; totaal dus 896 m^2 .

De randvoorwaarden voor het contragewicht liggen nu vast, alleen moet nu nog een keuze gemaakt worden voor het toe te passen materiaal. Duidelijk is dat een zwaar materiaal de voorkeur geniet boven een licht materiaal, omdat dan een zo klein mogelijk contragewicht wordt verkregen.

Gezien deze eis en de huidige prijzen van de verschillende materialen komen staal en beton in aanmerking. Een voordeel van staal is het hoge volume gewicht, een nadeel is dat het meer onderhoud vraagt, en t.o.v. beton ook duurder is.

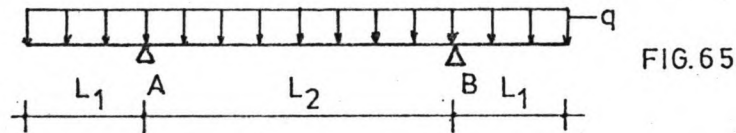
Gekozen wordt nu voor de oplossing van een betonnen bak die gevuld wordt met schroot en daarna verder wordt geïnjecteerd met een zand-cement specie, zodat de dichtheid zo hoog mogelijk wordt.

4.2 Dimensionering van het contragewicht met onderstel.

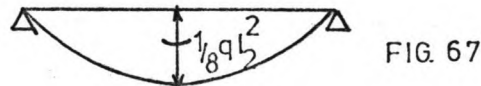
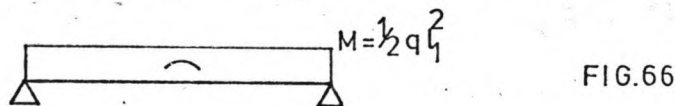
4.2.1. Dimensionering op moment.

Nu de afmetingen en het gewicht van de contragewichten bekend zijn, kan tot de dimensionering worden overgegaan. Aangenomen wordt dat twee opleggingen per contragewicht voldoende is. In het totaal zijn er dan dus vier opleggingen t.o.v. drie onder de bak; ruim voldoende dus.

Zoals in de vorige paragraaf al gezegd is wordt voor elk contragewicht gedacht aan een bak gevuld met schroot. Daarom zal nu eerst een bak gedimensioneerd worden. Uitgegaan wordt van de volgende situatie:



Dus een statisch bepaalde "ligger" op twee steunpunten. De momentlijn hiervoor kan nu samengesteld worden uit twee delen, nl. de momenten t.g.v. de overstekken l_1 en t.g.v. de last op AB.



Een optimale momenten verdeling wordt nu bereikt

$$\text{indien geldt: } M = \frac{1}{2} \cdot \frac{1}{8} q l_2^2 \Leftrightarrow$$

$$\frac{1}{2} q l_1^2 = \frac{1}{16} q l_2^2 \Leftrightarrow$$

$$l_2^2 = 8 l_1^2 \Rightarrow l_2 = 2 l_1 \sqrt{2}.$$

$$\text{Verder geldt: } 2l_1 + l_2 = 28 \text{ m} \Leftrightarrow (2 + 2\sqrt{2}) l_1 = 28 \Rightarrow$$

$$l_1 = 5,80 \text{ m}$$

$$l_2 = 16,40 \text{ m.}$$

Voor M_{max} geldt nu:

$$M_{max} = \frac{1}{2} q l_1^2 = \frac{1}{2} q \cdot 5,80^2 = 16,82 q.$$

De q -last moet nu berekend worden uit de helft van het totaal gewicht min het gewicht van de wielstellen. Voor de wielstellen worden dezelfde gekozen als die bij de bak gebruikt werden. Dit om een eventuele uitwisseling mogelijk te maken in het geval van calamiteiten.

Hoewel de belasting per wiel nu minder is als bij de bak wordt om bovenstaande reden dezelfde wieldiameter aangehouden, wat het bijkomende voordeel heeft dat de rol weerstand nu minder is dan bij een kleinere wieldiameter. q wordt dus:

$$q = \left(\frac{1}{2} \cdot 48000 - 4/3 \cdot 1440 \right) 1/28 = 788,6 \text{ KN/m}^1.$$

$$\text{Dus } M_{max} = 16,82 \cdot 788,6 = 13623,8 \text{ KNm}.$$

Er wordt van uitgegaan dat de draagkracht geheel wordt ontleent aan de vloer van het gewicht die wordt uitgevoerd in gewapend beton, kwaliteit B30 en waarin wapeningsstaal Fe B 400 wordt toegepast.

$$\text{Nu geldt: } \frac{M_{u \max}}{bh^2} \approx 4400 \quad \text{zie G.T.B. 1974 - 11.3.d.}$$

$$\text{dus } h_{\min}^2 \geq \frac{1,7 \cdot 13623,8 \cdot 10^3}{16 \cdot 10^3 \cdot 4400} \Rightarrow h_{\min} \geq 0,57 \text{ m}$$

De dikte voor de vloer wordt dus ongeveer 0,60 m.

$$\omega_0 = 1,24 \Rightarrow A_a = 1,24 \cdot 1 \cdot 0,55 \cdot 10^4 = 6820 \text{ mm}^2/\text{m breedte.}$$
$$\Rightarrow \phi 32 - 115.$$

4.2.2 Controle van de dwarskracht:

Eerst wordt de maximale dwarskracht bepaald m.b.v. de dwarskrachtenlijn:

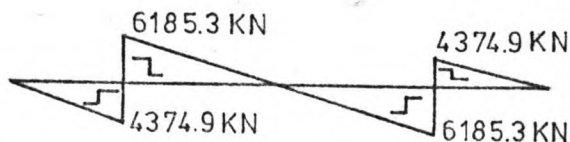


FIG. 68

Dus: $T_{dmax} = 6185,3 \cdot 1,7 = 10515 \text{ KN}$

$$\tau_d = \frac{T_d}{b \cdot h} = \frac{10515 \cdot 10^3}{16 \cdot 10^3 \cdot 570} = 1,2 \text{ MPa}$$

dit moet kleiner zijn dan τ_1 zie VB '74 E-504.2
met $\tau_1 = 0,5 \cdot f_b$. Hier geldt (B30): $\tau_1 = 0,75 \text{ MPa}$
dus kleiner dan τ_d .

indien $\tau_d \leq \tau_1$ dan moet voor h gelden:

$$h \geq \frac{10515}{16 \cdot 0,75} = 876 \text{ mm.} \Rightarrow h = 0,90 \text{ m.}$$

$$\frac{M_u}{bh^2} = \frac{1,7 \cdot 13623,8}{16 \cdot (0,90)^2} = 1787 \Rightarrow \omega_0 = 0,47$$

$$\Rightarrow A_a = 0,47 \cdot 1 \cdot 0,90 \cdot 10^4 = 4230 \text{ mm}^2/\text{m breedte} \Rightarrow \emptyset 25-110$$

De totale dikte van de vloer wordt dus 0,95 m.

dus: $G_{beton} = 0,95 \cdot 16 \cdot 28 \cdot 25 = 10640 \text{ KN}$.

Het geïnjecteerde schroot moet dus

$$\frac{1}{2} \cdot 48000 - \frac{4}{3} \cdot 1440 - 10640 = 11440 \text{ KN wegen.}$$

Aangenomen wordt nu dat het geïnjecteerde schroot een
dichtheid haalt van 6000 Kg/m^3 ; zie ook (10).

waar voor het geheel een dichtheid van 5000 Kg/m^3 werd
bereikt. Nu moet gelden:

$$16 \cdot 28 \cdot d \cdot 60 = 11440 \Rightarrow d = 0,43 \text{ m.}$$

Dit betekent dat de totale hoogte van de betonmassa
ongeveer 1,35 m zal bedragen. Gezien de hoogte van
het onderstel van de bak een gunstige hoogte. Hier-
door is het mogelijk dat het contragewicht op rail-
banen komt te lopen die evenhoog liggen als die van
de bak, wat het betonwerk aanzienlijk vereenvoudigt.
De vrije ruimte onder de bak is nl. voldoende om het
contragewicht door te laten.

Dit laatste is tevens een reden om niet verder te gaan
met een optimalisatie van de afmetingen van het contra-
gewicht. Een wat compactere oplossing wordt nl. wel-
licht verkregen door niet uit te gaan van een plaat als
drager van het geïnjecteerde schroot, maar een bak met
wanden en tussenribben. Aangezien de eerder berekende
afmetingen geen problemen opleveren wordt die oplossing
verder aangehouden.

4.2.3 Inleiding van de krachten uit het beton in de wielstellen.

Gezien de diameter van de wielen ($D=1\text{m}$) is het nauwelijks mogelijk om 16 wielparen per steunpunt te plaatsen, bij een breedte van het contragewicht van 16 m. Het is bovendien niet nodig, omdat de twee contragewichten elk op twee steunpunten, in het totaal dus op vier, komen te staan en de bak maar op 3 steunpunten; er zijn dus nu minder wielparen per steunpunt nodig dan bij de bak die er 16 heeft. Er wordt dan ook gekozen voor 15 wielparen per steunpunt.

In het totaal wordt één contragewicht dus gedragen door 60 wielen. Het totaal te dragen gewicht bedraagt $24000 - 30 \cdot 30 = 23100 \text{ KN}$, dus per wiel een last van 385 KN.

Aangezien één wielpaar per steunpunt moet kunnen uitvallen moet gerekend worden met

$$\frac{1}{2} \cdot \frac{1}{2} \cdot \frac{23180}{14} = 412,5 \text{ KN.}$$

Om nu niet de druksterkte van het beton te overschrijden moet deze last van 412,5 KN gespreid worden. Het minimaal benodigde oppervlak is:

$$\frac{412,5 \cdot 1,7 \cdot 10^3}{f_b} = \frac{412,5 \cdot 1,7 \cdot 10^3}{18} = 39,0 \cdot 10^3 \text{ mm}^2.$$

Bij toepassing van een HE-A 400 bedraagt het nuttige oppervlak: $829,49 = 40621 \text{ mm}^2$, ruim voldoende dus. Indien nu twee HE-A profielen in de bodem van de vloer gestort worden, dan zullen nabij de opleggingen geen problemen ontstaan.

Voor de geleiding van de contragewichten zal weer gebruik worden gemaakt van wielen met een verticale as. Hiervoor is het wel nodig om op de baan verhogingen aan te brengen waarlangs deze wielen kunnen rijden. De optredende krachten zullen t.o.v. de optredende

momenten in de vloer t.g.v. het gewicht gering zijn.
Van een verdere berekening hiervoor wordt dan ook
afgezien. De contragewichten komen er dus uit te
zien als in onderstaande figuren is getekend.

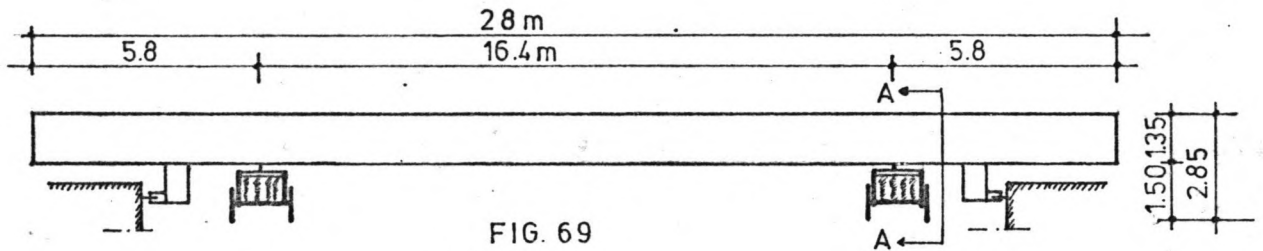


FIG. 69
AANZICHT

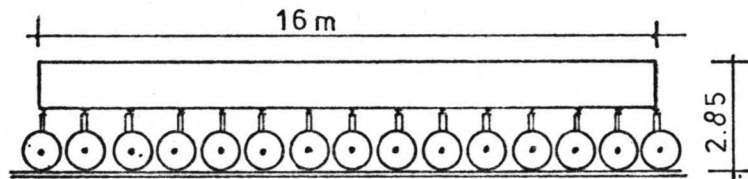


FIG. 70 DOORSNEDE A - A

5. Dimensionering van de bewegingswerken.

5.1. Bepaling van de optredende krachten en de mogelijke principes van aandrijving.

5.1.1 De optredende krachten

Deze zijn hier:

- I De component van het eigengewicht van de bak en het contragewicht langs de baan, dus $G \sin \alpha$ zie fig. 71
- II De rolweerstand van bak en contragewicht.
- III De versnellingskrachten en vertragingsskrachten op bak en contragewicht.
- IV Een optredende onbalans t.g.v. kleine fluctuaties in de kanaal waterstand. Gerekend wordt met ± 100 mm t.o.v. het normale kanaalpeil.
- V Krachten t.g.v. calamiteiten.
- VI Windkrachten.

ad I De component van het eigen gewicht:

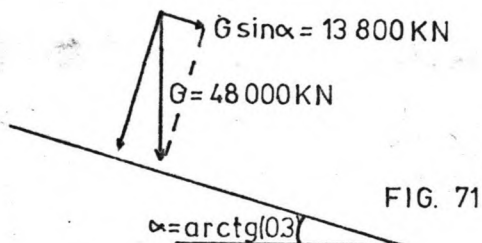


FIG. 71

Deze bedraagt dus voor zowel de bak als het contragewicht ongeveer 13.800 KN.

ad II Berekening van de rolweerstand.

Volgens (4) hoofdstuk 3.3.4 geldt het volgende:

$$F_{rf} = F_R \frac{2}{d} \left(f + \mu_z \frac{dz}{2} \right)$$

Waarin:

F_{rf} = de totale wiellast = wiellast + eigen gewicht wiel.

d = de diameter van het wiel.

f = 0,05 cm voor een gladde rail. (rollende wrijving)

μ_z = 0,0015 - 0,003 voor kogellagering

= 0,08 voor glijdlagering.

De hier aangehouden waarden zijn:

$$F_{rf} \approx G \cos \alpha = 48000 \cdot \cos (\arctg(0,3)) \approx 46000 \text{ KN}$$

$$d = 1000 \text{ mm}$$

$\mu_z = 0,003$, gekozen is hier dus voor een kogel-lagering omdat dit een nogal duidelijke besparing geeft van het te installeren vermogen.

$$dz = 190 \text{ mm (lagerdiameter)}$$

Dus:

$$F_{rf} = 46000 \cdot \frac{2}{1000} \left(0,5 + 0,003 \frac{190}{2} \right) = 72,2 \text{ KN.}$$

Ook dit getal geldt weer voor zowel bak als contragewicht.

ad III De versnellings- en vertragingskrachten.

De in het vooronderzoek aangenomen versnelling is:

$$a = \pm 0,005 \text{ m/sec}^2 \text{ gedurende } 60 \text{ sec, dus } V_{\max} = 0,3 \text{ m/s.}$$

$$\text{Nu geldt; } F_a = m \cdot a = 4800 \cdot 10^3 \cdot 5 \cdot 10^{-3} \cdot 10^{-3} = 24 \text{ KN}$$

voor beide onderdelen.

ad IV Krachten t.g.v. onbalans.

Aangenomen wordt een fluctuatie van 0,1 m rond het gemiddelde kanaalpeil.

Het gewicht van deze massa is dus:

$$G_{\text{onb.}} = 0,1 \cdot 12,5 \cdot 90 \cdot 10 = 1125 \text{ KN.}$$

Het bewegingswerk hoeft echter alleen de component langs de baan op te vangen, dus

$$F_{\text{onb.}} = 1125 \sin (\arctg 0,3) = 325 \text{ KN.}$$

ad V Krachten t.g.v. calamiteiten.

Een aantal theoretisch mogelijke calamiteiten zijn:

a Het bezwijken van de bak, of een deel daarvan waardoor de bak leegloopt.

b Het bezwijken van het aandrijfwerk.

c Het bezwijken van het verbindingsmiddel tussen bak en contragewicht.

ad a Dit geval kan zich voordoen bij het niet goed sluiten van de deuren op het moment dat de bak in beweging is, of door gaten in de bak die kunnen ontstaan indien een schip in de bak zinkt waardoor puntlasten ontstaan waarop niet gerekend is.

ad b Dit geval is voor de dimensionering van het aandrijfwerk niet van belang, doel van de dimensionering is dat dit geval zich niet voordoet.

ad c Ook dit geval is niet van belang voor de dimensionering van het bewegingswerk omdat, indien dit geval zich voordoet, het bewegingswerk geen functie meer heeft. Dit geval is trouwens eenvoudig te onder-
vangen door het overdimensioneren van de verbindings-
middelen. Gezien de grote lengte wordt hier gekozen voor kabels, dus overdimensioneren wil hier zeggen: het plaatsen van één of twee extra kabels.

Het meest serieuze geval is dus a. In plaats van 13800KN bedraagt de kracht langs de baan dan minimaal $8600 \sin(\arctg(0,3)) = 2471 \text{KN}$. Dit verschil moet dus opgevangen kunnen worden in korte tijd.

ad VI Windkrachten.

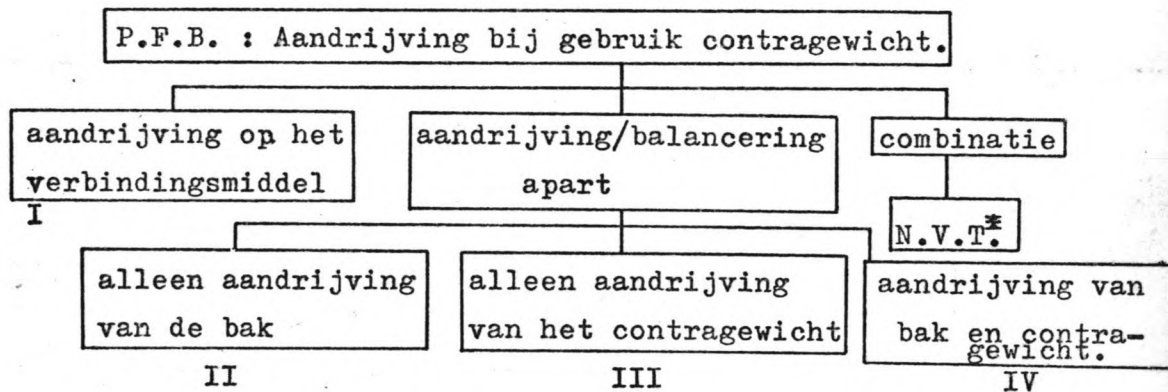
Volgens de V.O.S.B 1963 moet voor bruggen een horizontale belasting van $1,5 \text{ KN/m}^2$ op het getroffen oppervlak aangehouden worden.

Het getroffen oppervlak is hier de zijwand van de bak, het overige wordt verwaarloosd en bedraagt $90 \cdot 4,9 = 441 \text{ m}^2$.

De horizontale belasting bedraagt dus: $441 \cdot 1,5 = 661,5 \text{ KN}$. Aangezien het hier echter een dwarshelling betreft die geheel beschut ligt en geen brug die in de wind hangt, lijkt bovengenoemd getal voor dit geval sterk overdreven. Voor F_{wind} langs de baan wordt dan ook aangehouden: $F_w = 300 \text{ KN}$.

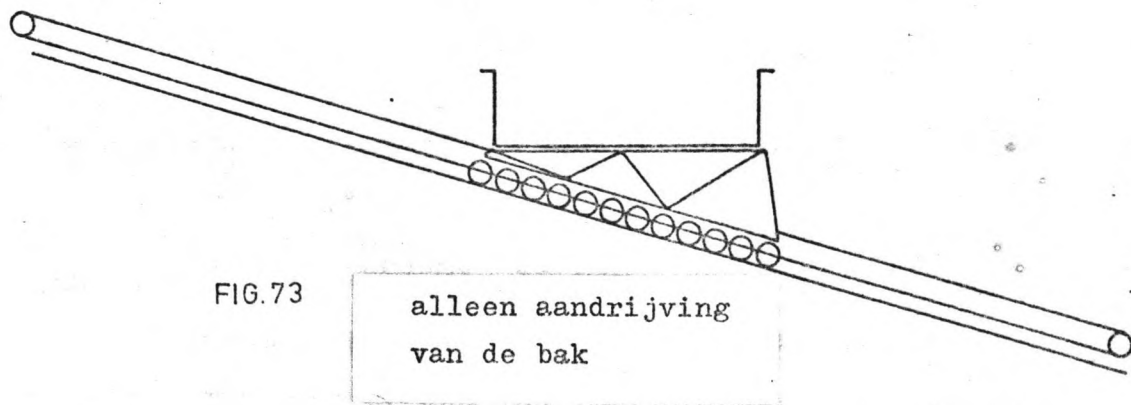
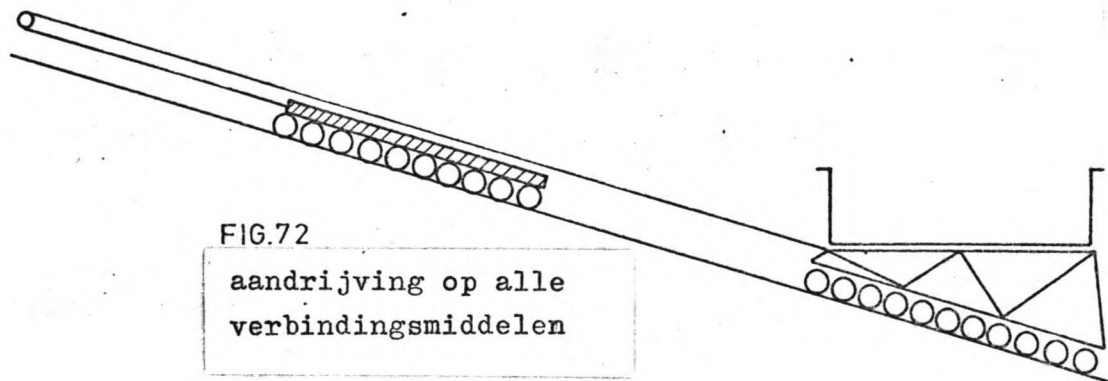
5.1.2. Bepaling van de mogelijke aandrijvingsprincipes bij het gebruik van een contragewicht.

Met behulp van een ontwerpboom zal getracht worden deze principes te bepalen.



* Een combinatie van aandrijving op de verbindingskabels van bak en contragewicht met een gedeeltelijk aparte aandrijving lijkt erg dubbelop en gecompliceerd, daarom wordt van deze mogelijkheid verder afgezien.

Van de overige mogelijkheden I t/m IV is een schets gemaakt in de figuren 72 t/m 75.



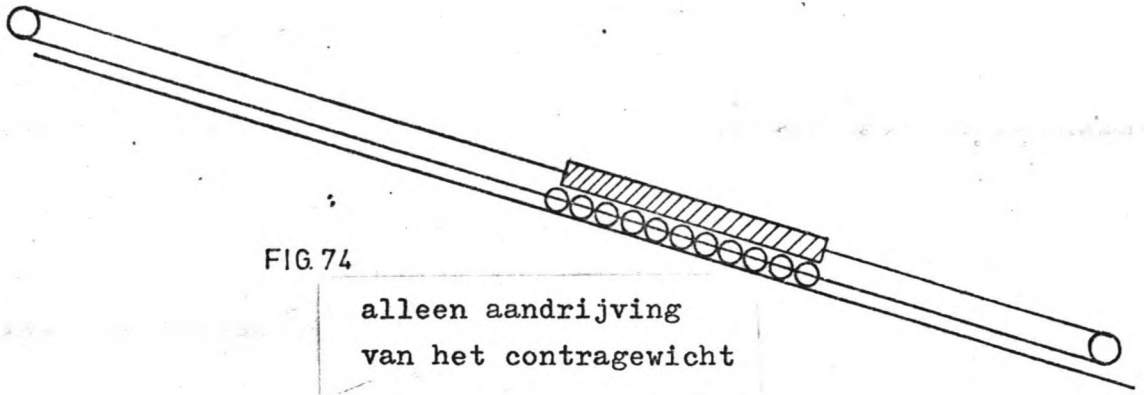


FIG.74

alleen aandrijving
van het contragewicht

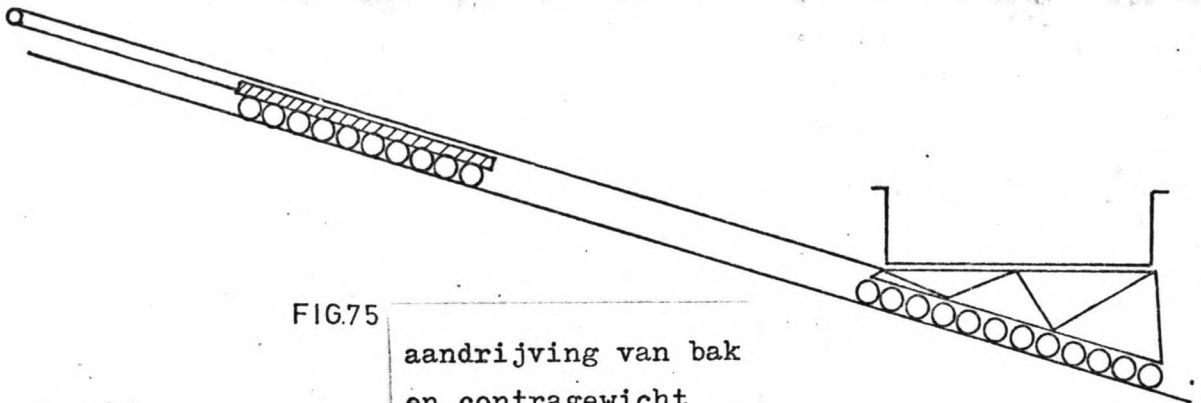


FIG.75

aandrijving van bak
en contragewicht

Bij bovenstaande schetsen kan nog opgemerkt worden dat buiten de getekende aandrijving in de figuren 73 t/m 75 ook uiteraard de kabels aanwezig zijn zoals getekend in fig. 72, maar die doen dan alleen dienst voor de uitbalancering van het geheel. De in deze figuren getekende kabels doen dus alleen dienst voor de aandrijving. In fig. 72 is uitbalancering en aandrijving gecombineerd.

5.2. Keuze uit de mogelijke principes van aandrijving.

Nu de verschillende mogelijkheden van aandrijving op een rijtje zijn gezet is het mogelijk om de voor deze situatie meest geschikte oplossing te kiezen.

Uit de figuren 72 t/m 75 blijkt dat de oplossingen volgens 73 en 74 het meest gecompliceerd zijn.

Hier wordt nl. gebruik gemaakt van een of meer kabels die voorgespannen worden tussen twee schijven resp. trommels. Dit houdt in dat zowel boven- als onderaan de baan draaiende delen geïnstalleerd moeten worden hetgeen de eenvoud niet bevordert. Om boven-

staande redenen wordt van deze twee oplossingen dan ook afgezien.

Het verschil tussen de overgebleven alternatieven volgens fig. 72 en fig. 75 bestaat hieruit dat in de laatste uitbalancering en aandrijving apart geschiedt. Een mogelijk voordeel hiervan is dat nu niet alle kabels aangedreven behoeven te worden, maar slechts een gering aantal, wat de eenvoud van het drijfwerk ten goede komt. Een wellicht bijkomend voordeel hiervan is dat het rendement van het drijfwerk hoger wordt. Een nadeel van deze oplossing is, dat met meer schijven dan wel trommels gewerkt moet worden, waardoor het geheel wat gecompliceerder wordt.

Uitgaande van alleen bovenstaande afweging is het niet erg goed mogelijk een gefundeerde keuze te maken uit de twee alternatieven, daarom wordt voorlopig gekozen voor de oplossing volgens fig. 75 waarin uitbalancering en aandrijving apart wordt uitgevoerd. Achteraf zal dan nog eens bekeken worden of dat inderdaad een juiste keuze is geweest.

5.3. Dimensionering van de kabels.

5.3.1. Kabels voor de uitbalancering.

Aangezien deze kabels alleen maar gebruikt worden voor uitbalancering en in het geval van een leeggelopen bak voor het op de plaats houden van bak en contragewicht is de maximaal optredende kracht langs de baan in het totaal 13.800 KN groot (zie hfd. 5.1)

Voordat de kabels gedimensioneerd worden moet nu eerst de groepsfactor bepaald worden (zie ook (7)) volgens NEN 3288. Voor de daar genoemde invloeden wordt hier het volgende aangehouden:

	invloedsfactor
1. Betrekkelijke belasting	0,8
2. Betrekkelijke gebruiksduur	0,8
3. Dynamische invloeden	0,2
4. Kabelloop	0,0
5. Bijzondere omstandigheden	0,0
6. Basisfactor	<u>4,0</u>
totaal	5,8

Als groepsfactor zal nu 6 aangehouden worden uit de voorkeurreeks R40 volgens N3070.

Er wordt dus gerekend met $6 \cdot 13800 = 82800$ KN.

Gekozen wordt nu voor de constructie 8 x 41 draden Warrington-Seale met staalkern van Den Haan Staal-kabelfabriek N.V. met een treksterkte van 1600/1790 MPa met een minimum werkelijke breukbelasting van 2747 KN.

Er zijn dus minimaal $\frac{82800}{2747} = 30$ kabels nodig. Aangezien de kabels van tijd tot tijd vervangen moeten kunnen worden zonder dat de overige bezwijken (bij één voor één vervangen) en voor het onder- vangen van een mogelijk optredend calamiteitsgeval (zie hfst. 5.1.) wordt voor elk contragewicht een extra kabel aangebracht. In het totaal zijn dus 32 kabels nodig. De nominale kabeldiameter van deze kabel bedraagt 68 mm.

5.3.2. Kabels voor de aandrijving.

Met deze kabels moeten de volgende krachten overge- bracht worden:

- a De totale rolweerstand
- b De versnellingskrachten
- c Krachten t.g.v. onbalans: 1. t.g.v. ± 100 mm water
2. t.g.v. de kabels
- d Windkrachten

Op de onbalans t.g.v. de kabels na zijn deze krachten alle bepaald in hfst. 5.1.

De maximale onbalans t.g.v. de kabels treedt op als bak en contragewicht zich in één van de beide extreme posities bevinden. Gerekend wordt met 36 kabels, lang 27 m, zwaar 18,89 Kg/m. De onbalans wordt nu: $36 \cdot 27 \cdot 18,89 \cdot 10^{-2} \cdot \sin(\arctg 0,3) = 52,8 \text{ KN}$, dus de totale te overwinnen kracht wordt:

Faand. = $(72,2 + 24) \cdot 2 + 325 + 300 + 52,8 \approx 870 \text{ KN}$.

Voor de groepsfactor wordt weer 6 aangehouden, zodat $6 \cdot 870 = 5220 \text{ KN}$ overgedragen moet kunnen worden.

Dit kan met twee kabels gerealiseerd worden.

Twee kabels is trouwens constructief gezien een vereiste omdat er twee contragewichten zijn die aangedreven moeten worden. Gezien het feit dat deze van tijd tot tijd vervangen moeten worden, maar meer nog omdat er altijd een kans is dat een van de kabels bezwijkt lijkt het verstandig om deze twee kabels dubbel uit te voeren. Omwille van de bedrijfszekerheid wordt dan ook gekozen voor aandrijving m.b.v. vier kabels. Elke kabel moet nu $\frac{1}{2} \cdot 5220 \text{ KN} = 2610 \text{ KN}$ kunnen verdragen. Dit is te realiseren m.b.v. 8 x 41 draden Warrington-Seale met staalkern met een nominale kabeldiameter van $2 \frac{5}{8}$ inch (67 mm).

5.4. Bevestiging van de kabels aan bak en contragewicht en het bepalen van de daarvoor benodigde voorzieningen.

5.4.1. Bevestiging aan het contragewicht.

Deze bevestiging kan vrij eenvoudig gerealiseerd worden m.b.v. sockets die aan de kabels worden bevestigd. Met deze sockets kan dan de bevestiging van kabel en contragewicht tot stand worden gebracht. Voor het contragewicht zelf vraagt dit ook weinig aanpassing. Het enige dat moet gebeuren is het inbetonneren van enige stalen onderdelen voor de bevestiging en wellicht wat extra wapening voor de lastspreiding.

5.4.2. Bevestiging aan de bak.

Tot nu tot is bij de berekening van de bak nog niet gekeken naar de invloed van de kabels. Dit was ook nog niet mogelijk, omdat er nog niets bekend was over de wijze van aandrijving. Feit is dat de bak een aanzienlijk slapper geheel is dan de contragewichten, zodat wellicht enige extra voorzieningen nodig zijn. De vervormingen mogen nl. niet te groot worden, omdat dan wellicht grote spanningsverschillen in de kabels zullen ontstaan. Dit laatste is wel te ondervangen door als bevestigingsmiddel tussen kabel en bak, gebruik te maken van vijzels die allen op één pomp zijn aangesloten, zodat de kracht in alle kabels dezelfde is. Aangezien dit een nogal omslachtige wijze van bevestigen is met een reële kans op het bezwijken van een olieleiding wordt hier gedacht aan een anderssoortige oplossing.

Deze houdt in dat de kabels voordat ze bevestigd worden eerst worden belast op hun normale werkbelasting, in die toestand op maat worden gemaakt en vervolgens weer spanningsloos worden gemaakt. Daarna kunnen ze dan bevestigd worden. Dit heeft het voordeel dat nu verzekerd is dat de kabels onder normale omstandigheden allen dezelfde kracht overbrengen, waardoor geen vijzels meer nodig zijn. Eventueel kan nog gebruik gemaakt worden van een pakket schotelveren als extra middel om te zorgen dat de krachten in de kabels gelijk aan elkaar blijven. Deze mogelijkheid wordt echter niet verder onderzocht.

Voorwaarde is natuurlijk wel dat de bak niet al te veel en te grillig mag vervormen. Daarom zal nu eerst de optredende krachtsverdeling worden bekeken.

a de last op het middensteunpunt.

t.g.v. het water: $q_w = 12,5 \cdot 3,5 \cdot 10 = 437,5 \text{ KN/m}^1$

t.g.v. het eigen gewicht: $q_{eg} = 48,1 \text{ KN/m}^1$ (zie blz.44)

De totale oplegreactie is dus:

$$q \cdot l_2 = (437,5 + 48,1) \cdot 33 = 16025 \text{ KN.}$$

M.b.v. het stelsel vlg. van blz.48 blijkt dat de nu benodigde vasthoudkracht $F = 4605 \text{ KN}$ bedraagt.

b de last op de buitensteunpunten.

Nu bedraagt de totale oplegreactie:

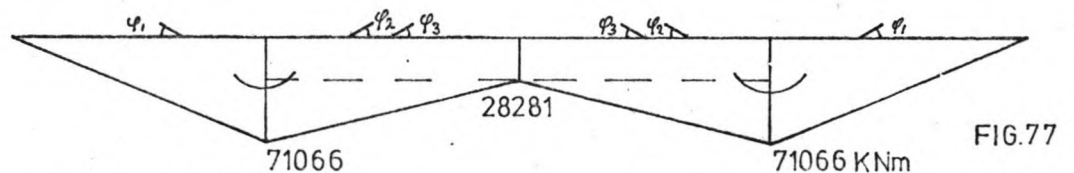
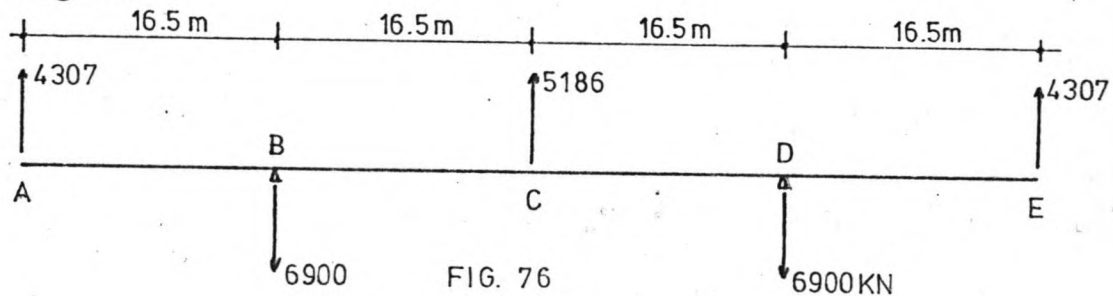
$$q \cdot (l_1 + \frac{1}{2}l_2) = (437,5 + 48,1) \cdot 28,5 = 13840 \text{ KN.}$$

Voor de vasthoudkracht geldt nu: $F = 3977 \text{ KN}$.

Er zijn nu echter nog enkele posten niet meegenomen, nl.: de deuren, het onderstel en de wielstellen.

Deze leveren voor middensteunpunt en buitensteunpunten een extra kracht op van resp. 581 KN en 330 KN, zodat de totale vasthoudkrachten resp. 5186 KN en 4307 KN bedragen.

De bak wordt nu aan de kabels opgehangen die hun resultanten hebben in het midden van de twee velden, zodat een volgend krachten en momentenverloop aanwezig is:



Nu moet worden onderzocht of deze krachten door de bak opgenomen kunnen worden, of dat een speciale extra constructie nodig is. Daarom zullen nu eerst de optredende verplaatsingen van de drie steunpunten van de bak A, C en E (zie fig. 76) t.o.v. elkaar worden

bepaald en daarna de optredende spanningen.

De verplaatsingen worden bepaald m.b.v. de momentenlijn uit fig. 77.

$$\varphi_1 = \frac{1}{2} \cdot 71066 \cdot 16,5 \cdot \frac{1}{EI} = 586294,5 \frac{1}{EI} \quad (EI \text{ in } \text{KNm}^2)$$

$$\varphi_2 = \frac{1}{2} \cdot (71066 - 28281) \cdot 16,5 \cdot \frac{1}{EI} = 352976,25 \frac{1}{EI}$$

$$\varphi_3 = 28281 \cdot 16,5 \cdot \frac{1}{EI} = 466636,5 \frac{1}{EI}$$

$$\varphi_B = \varphi_D = -\frac{M \cdot l}{6EI} - \frac{Ml}{3EI} + \frac{Fl^2}{16EI} =$$

$$\left(-\frac{1}{2} \cdot 71066 \cdot 33 + 5186 \cdot \frac{1}{16} \cdot 33^2 \right) \frac{1}{EI} = -819616,875 \frac{1}{EI}$$

Ten opzichte van de punten B en D gelden nu de volgende verplaatsingen:

$$\begin{aligned} \text{voor A en E : } \delta &= -\varphi_B \cdot 16,5 + \varphi_1 \cdot \frac{2}{3} \cdot 16,5 = \\ &= (819616,875 \cdot 16,5 + \frac{2}{3} \cdot 16,5 \cdot 586294,5) \frac{1}{EI} = 20,0 \cdot 10^6 \cdot \frac{1}{EI} \end{aligned}$$

$$\text{voor C : } \delta = \varphi_B \cdot 16,5 + \varphi_2 \cdot \frac{2}{3} \cdot 16,5 + \varphi_3 \cdot \frac{1}{2} \cdot 16,5$$

$$\begin{aligned} &= (-819616,875 \cdot 16,5 + 352976,25 \cdot \frac{2}{3} \cdot 16,5 + 466636,5 \cdot \frac{1}{2} \cdot 16,5) \frac{1}{EI} \\ &= -5,8 \cdot 10^6 \frac{1}{EI} \end{aligned}$$

$$E = 210 \text{ GPa} = 210 \cdot 10^6 \text{ KN/m}^2$$

Voor I moet de I van de bak worden genomen (zie fig.78)

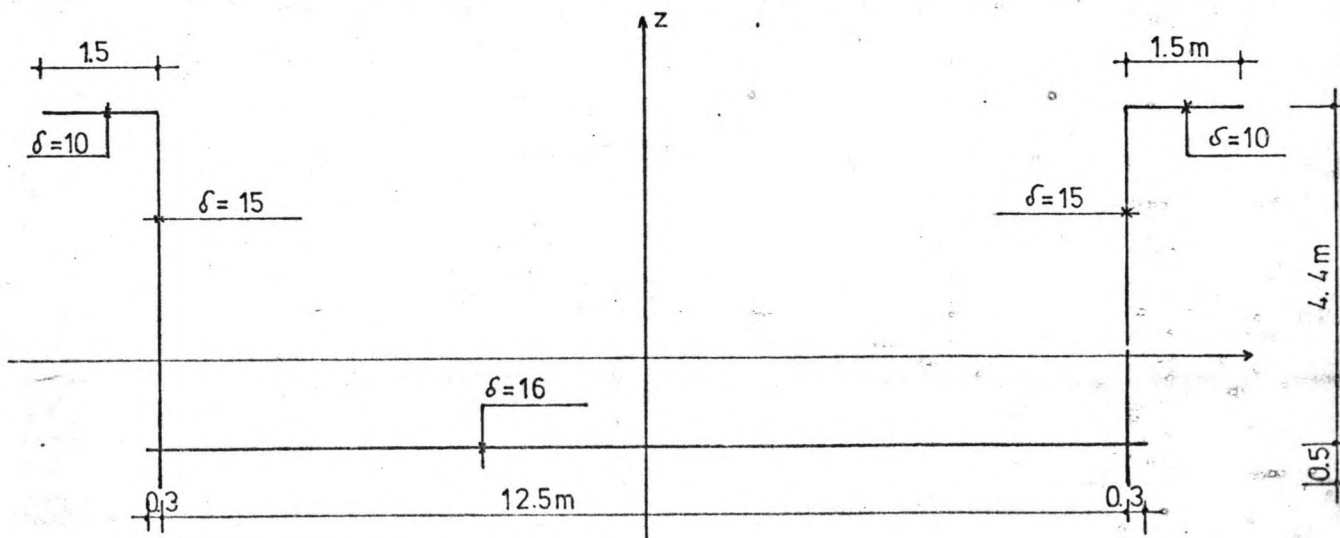


FIG. 78

$$I_z = 2 \cdot 1/12 \cdot (1500)^3 + 2 \cdot 1500 \cdot 10 \cdot (7000)^2 + 1/12 \cdot (12900)^3 \cdot 16 + 2 \cdot 1/12 \cdot 4874 \cdot 15^3 + 2 \cdot 4874 \cdot 15 \cdot (6250)^2 = 10,0 \cdot 10^{12} \text{ mm}^4 = 10,0 \text{ m}^4$$

De verplaatsingen worden dus:

$$\delta_A = \delta_E = 20,0 \cdot 10^6 \cdot (210 \cdot 10^6 \cdot 10,0)^{-1} = 9,5 \cdot 10^{-3} \text{ m} = 9,5 \text{ mm}$$

$$\delta_C = -5,8 \cdot 10^6 \cdot (210 \cdot 10^6 \cdot 10,0)^{-1} = 2,8 \text{ mm.}$$

Deze zijn dus zeer klein.

De maximale normaalspanningen worden:

$$\sigma_{\max} = \frac{M_{\max}}{W} = \frac{71066 \cdot 7,75}{10,0} = 55076 \text{ KPa} \approx 55,1 \text{ MPa}$$

Om te zien of er ook wringing optreedt wordt nu eerst het dwarskrachten centrum bepaald.

Ter verduidelijking zijn voor de hoeken de spanningsverdelingen getekend. Zie de figuren 79 en 80.

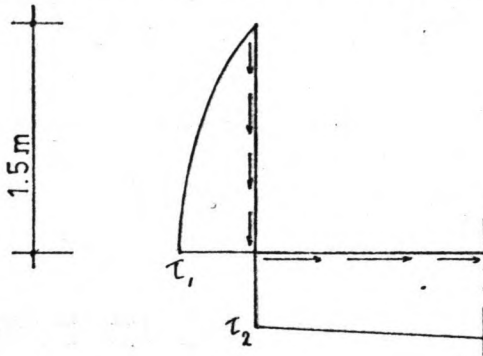


FIG. 79 nabij het looppad

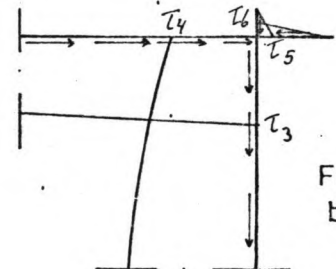


FIG. 80 bij de vloer

$$\tau_1 = \frac{D \cdot S_{af}}{b \cdot I} = \frac{D \cdot 1,5 \cdot 0,01 \cdot 7,0}{0,01 \cdot 10} = 1,05 D$$

$$\tau_2 = \frac{10}{15} \cdot 1,05 D = 0,7 D$$

$$\tau_3 = D \cdot \frac{1,5 \cdot 0,01 \cdot 7,0 + 4,4 \cdot 0,015 \cdot 6,25}{0,015 \cdot 10} = 3,45 D$$

$$\tau_4 = D \cdot \left(3,45 \cdot \frac{15}{16} + \frac{0,2 \cdot 0,016 \cdot 6,35 + 0,5 \cdot 0,015 \cdot 6,25}{0,016 \cdot 10} \right) = 3,65 D$$

$$\tau_5 = D \cdot \frac{0,2 \cdot 0,016 \cdot 6,35}{0,016 \cdot 10} = 0,127 D$$

$$\tau_6 = D \cdot \frac{0,5 \cdot 0,015 \cdot 6,25}{0,015 \cdot 10} = 0,313 D$$

$$\tau_{\max} = \left(3,65 + \frac{(6,25)^2 \cdot 1 \cdot 0,016}{0,016 \cdot 10} \right) D = 5,60 D$$

Per wand bedraagt de gesommeerde schuifkracht nu:

$$\tau_2 \cdot 4,5 \cdot 0,015 + \frac{1}{2} (\tau_3 - \tau_2) 4,5 \cdot 0,015 - \frac{1}{2} \cdot \tau_6 \cdot 0,5 \cdot 0,015$$
$$= (0,7 \cdot 4,5 \cdot 0,015 + \frac{1}{2} (3,45 - 0,7) 4,5 \cdot 0,015 - \frac{1}{2} \cdot 0,313 \cdot 0,5 \cdot 0,015) D$$
$$= 0,14 D.$$

De beide wanden leveren dus een moment van $0,14D \times 12,5$
 $= 1,74 D.$

De vloer neemt op:

$$\tau_4 12,5 \cdot 0,016 + \frac{4}{3} \cdot (\tau_{\max} - \tau_4) 6,25 \cdot 0,016$$
$$= (3,65 \cdot 12,5 \cdot 0,016 + \frac{4}{3} (5,60 - 3,65) 6,25 \cdot 0,016) D =$$
$$= 0,99 D.$$

t.o.v. bovenkant vloer ligt de resultante van vloer
en looppaden op : $4,4 \cdot 0,01 - 0,99 \cdot 0,008 = 0,04 \text{ m}.$

Het dwarskrachtencentrum bevindt zich dus 1,7 m onder
bovenkant vloer.

Indien de kabels direct onder de bodem van de bak wor-
den bevestigd; dan bedraagt de momentenarm dus 1,2 m.
Ten gevolge van het gewicht van de bak met water is de
maximale dwarskracht 4307 KN (zie fig. 76) exclusief
de veiligheidsfactor.

Het wringend moment wordt dus maximaal:

$$4307 \cdot 1,5 \cdot 1,2 = 7753 \text{ KNm}.$$

$$I_w = \frac{2}{3} \cdot 1,5 \cdot (0,01)^3 + \frac{2}{3} \cdot 4,9 \cdot (0,015)^3 + 12,9 \cdot (0,016)^3 =$$
$$= 64,9 \cdot 10^{-6} \text{ m}^4.$$

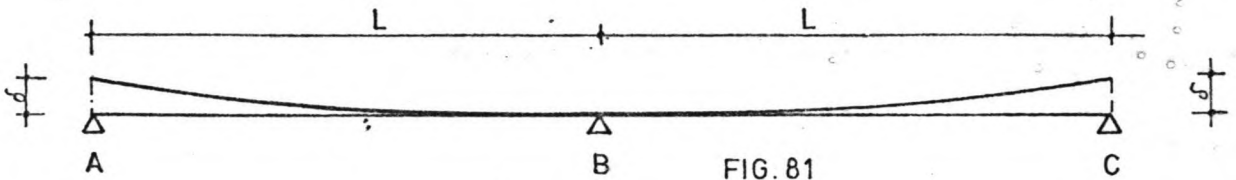
$$\text{Dus: } \sigma_{xy \max} = \frac{7753 \cdot 10^3 \cdot 0,016}{64,9} = 1911 \text{ MPa}.$$

Dit is veel te veel.

Er zijn nu twee mogelijkheden om aan dit probleem het
hoofd te bieden:

1. De kabels aan een apart vakwerk vastmaken onder de
bak.
2. De bak zodanig aanpassen zodat de spanningen wel
opgenomen kunnen worden.

ad 1. Indien deze oplossing wordt toegepast moet het te
construeren vakwerk erg stijf worden gemaakt, want dan
treedt nl. de volgende situatie op (zie fig. 81):



De twee buitensteunpunten zullen t.o.v. het middensteunpunt B een zekere verplaatsing δ ondergaan.

Het optredende moment is diensgevolge: $M_B = \frac{3EI\delta}{l^2}$

en de oplegreacties $F_A = F_C = \frac{3EI\delta}{l^3}$, tevens de maximale dwarskracht. Indien $\delta \approx 0,01$ m dan:

$$F_A = F_C = \frac{3 \cdot 210 \cdot 10^9 \cdot 10 \cdot 0,01}{33^3} \cdot 10^{-3} = 1753 \text{ KN.}$$

Dit is weliswaar kleiner dan de eerder berekende 4307 KN, maar nog veel te hoog. Indien $\delta \approx 0,001$:

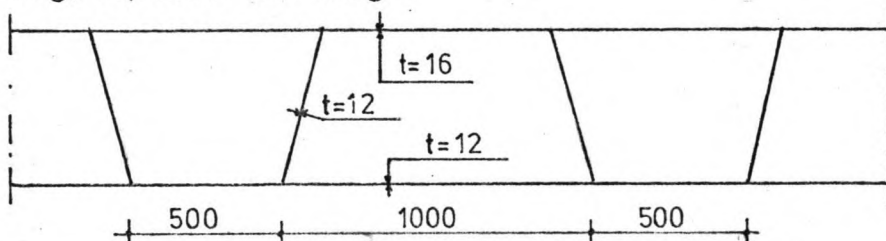
$$F_A = 175,3 \text{ KN.}$$

$$\Rightarrow \sigma_{xy \text{ max}} = \frac{175,3 \cdot 1,5 \cdot 1,2 \cdot 0,016 \cdot 10^3}{64,9} = 77,8 \text{ MPa}$$

(zie ook blz. 86)

Uit bovenstaande blijkt duidelijk dat deze oplossing niet de aangewezen lijkt omdat het te maken vakwerk dan vreselijk stijf moet zijn wil het enig effect sorteren. Daarom wordt dan ook gekozen voor mogelijkheid 2: een aanpassing van de bak.

Een goede mogelijkheid om het optredende wringende moment op te nemen is die waarbij de vloer van de bak wordt veranderd in een wringstijve koker. De vloer komt er dan niet meer uit te zien als in fig. 24 maar als volgt:



Nu geldt voor de spanning t.g.v. het Wringend Moment:

$$\sigma_{xy} = \frac{M_w}{2At} = \frac{7753 \cdot 10^3}{2 \cdot 12 \cdot 5,0 \cdot 5,0 \cdot 0,12} \cdot 10^{-6} = 51,7 \text{ MPa.}$$

Hetgeen geen problemen oplevert.

Hierbij kan nog aangetekend worden dat de spanning nog lager zal liggen omdat I ook is toegenomen door deze wijziging. Het extra eigengewicht bedraagt:
 $\frac{1}{2} \cdot 12,9 \cdot 90 \cdot 0,012 \cdot 78 = 543 \text{ KN}$. terwijl rekening was gehouden met 1000 KN.

De maximaal optredende schuifkracht bedraagt dus ongeveer 5,60 D (zie blz.85) dus

$$\tau_{\max} 5,60 \cdot 4307 \cdot 10^{-3} = 24,1 \text{ MPa.}$$

Geconcludeerd kan dus worden dat de kabels aan de vloer van de bak bevestigd kunnen worden, zonder dat overmatige spanningen of vervormingen zullen optreden, indien de vloer van de bak iets gewijzigd wordt.

5.5. Dimensionering van de toe te passen kabel-trommels en schijven.

5.5.1. Inleiding.

In de voorgaande paragrafen zijn de kabels voor zowel aandrijving en uitbalancering gedimensioneerd, nadat was vastgesteld welke krachten opgenomen moesten worden. Met de daar berekende kabeldiameter is het nu mogelijk om de diameter van de benodigde trommels dan wel schijven te bepalen. Over de keuze tussen trommels en schijven is tot nu toe nog geen uitspraak gedaan, maar aangezien deze keuze tevens min of meer bepalend kan zijn voor verdere installatie onderdelen zal nu eerst een keuze gemaakt worden. Bij deze keuze wordt uiteraard weer verschil gemaakt tussen het drijfwerk en de schijven of trommels nodig voor het uitbalanceren. Allereerst zal weer de uitbalancering bekeken worden.

De in dit geval optredende krachten bestaan, zoals al eerder is gezegd, uit de eigengewichten van bak met water en het contragewicht. Als extra belastingsgeval is hierbij meegenomen dat deze kabels ook het calamiteitsgeval van een leeggelopen bak moeten kunnen opvangen. Dit is gedaan om het aantal benodigde kabels

te beperken. Bovendien heeft dit het voordeel dat de noodrem installatie en de normale rem installatie op verschillende onderdelen wordt aangebracht, zodat de belastingen die er mee gepaard gaan gespreid worden, hetgeen weer een wat grotere veiligheid inhoudt.

Uit het oogpunt van een zo gelijkmatige mogelijke spanningsverdeling over de kabels verdient het de aanbeveling om elke kabel over een aparte schijf te leiden. Het is dan nl. mogelijk dat de kabels zich stuk voor stuk kunnen zetten. De noodzaak hiertoe wordt overigens sterk verminderd door het voorrekken van de kabels. Een nadeel van deze oplossing is echter dat elke schijf ook een reminstallatie moet krijgen, terwijl per trommel maar één zo'n installatie nodig is.

Een ander voordeel van een of meerdere trommels is dat de hoeveelheid lagers en steunpunten sterk wordt gereduceerd, wat weer ten goede komt aan het onderhoud en het ruimtebeslag.

Het bovenstaande in ogeschouw nemend wordt nu gekozen voor het toepassen van trommels. Het aantal te installeren trommels volgt uit de volgende overwegingen: Zowel de kabels voor aandrijving als die voor de balancering hebben hun resultante precies in het midden van de twee velden van de bak. Aangezien het bij de aandrijving slechts gaat om twee kabels per contragewicht lijkt het verstandig om die in het midden te bevestigen met de kabels voor uitbalancering aan weerszijden. Hieruit volgt dus dat per contragewicht twee groepen kabels aanwezig zijn voor de uitbalancering. Het lijkt dan ook niet meer dan logisch om vier trommels te installeren.

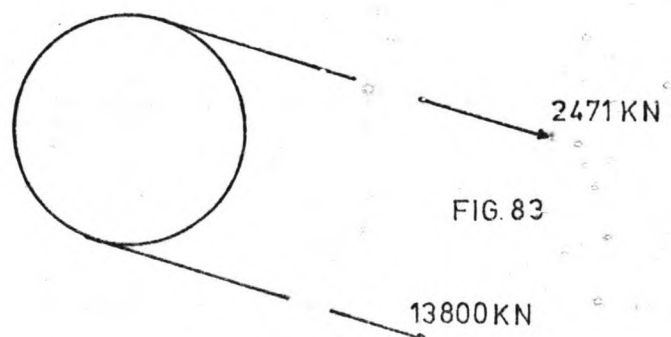
Voor de aandrijving wordt de situatie iets anders. Hierbij worden nl. of de kabels bevestigd aan de bak, of de kabels bevestigd aan het contragewicht belast. Eén van beide soorten is dus steeds onbelast, waar-

mee knijpschijven dus afvallen. De beste oplossing lijkt hier dan ook de installatie van een aantal trommels waaraan twee kabels bevestigd zijn die tegengesteld worden opgewonden, d.w.z. dat wanneer de ene kabel opgewonden wordt de ander gelijktijdig wordt afgewikkeld, de laatste spanningsloos. Per set kabels is dus één trommel nodig. Aangezien er vier sets kabels zijn moeten ook hier dus vier trommels geïnstalleerd worden. Nu bekend is wat er zal worden toegepast kan overgegaan worden tot de dimensionering van een en ander.

5.5.2. Dimensionering van de kabeltrommels benodigd voor de uitbalancering.

Allereerst kan nu de benodigde trommeldiameter worden vastgesteld aan de hand van de gegeven kabel-diameter van 68 mm. De kabelfabrikant van de hier aangehouden kabels adviseert een diameter van 21 keer de kabeldiameter. (4) geeft als richtwaarde voor knijpschijven 40-45 en voor de trommels die aangedreven worden 35. De V.O.B.B. 1965 (de voorlopige uitgave) houdt voor contragewichten 50-70 d aan (bij vertikaal gebruik van de kabels). Uit dit scala van mogelijke waarden wordt nu 40 aangehouden. De diameter komt hiermee op $40 \cdot 68 = 2720$ mm. Voor de eenvoud wordt dit afgerond op 2750 mm.

Aangezien deze kabels het calamiteitsgeval van een lege bak moeten kunnen opvangen moeten ze over een zekere hoek om de trommels heen worden geslagen. Als geheel gezien zijn dan de volgende krachten aanwezig:



Het verschil in krachten moet nu geheel opgenomen worden door wrijving. Volgens vgl. 3.178 uit (4) geldt:

$$\frac{F_1}{F_2} = e^{\mu \cdot \alpha_n} \quad ; \quad \text{of:} \quad \alpha_n = \frac{\ln F_1 - \ln F_2}{\mu} < \alpha$$

waarin α = de totale hoek waarover de kabel om de trommel is gebogen

en α_n = de nuttige hoek

μ = de wrijvingscoëfficiënt.

μ is onder andere afhankelijk van de profilering van de trommel en van het materiaal waarvan de profilering is gemaakt. Volgens (4) blijkt een ronde profilering (zie fig. 84) een lange levensduur van de kabel te garanderen. Indien nu een licht metalen profilering wordt toegepast geldt: $\mu \approx 0,35$

nu volgt:

$$\alpha_n = \frac{\ln 13800 - \ln 2471}{0,35} = 4,9 \hat{=} 281^\circ$$



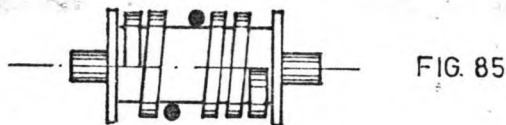
FIG. 84

Met bovenstaande gegevens is het nu mogelijk om de te volgen weg van de kabels en de plaatsen van eventuele dwangtrommels te bepalen. Aangezien de trommels voor het drijfwerk ook nog een plaats moeten krijgen in het geheel zal deze bepaling pas na de dimensionering van het drijfwerk plaatsvinden.

5.5.3. Dimensionering van de kabeltrommels benodigd voor de aandrijving.

Voor de diameter van deze trommels geldt weer hetzelfde als bij de andere trommels nl. 40 maal de kabeldiameter. $40 \cdot 67 = 2680$ mm, af te ronden op 2700 mm. De omtrek van deze trommel bedraagt dus: $\pi \cdot 2,7 = 8,48$ m. De weg die de bak af moet leggen bedraagt 27 m, tevens de hoeveelheid die opgewikkeld moet kunnen worden. Dit betekent dus 3,2 slagen. De lengte van de trommel komt hiermee,

bij twee kabels per trommel op $2.4.1,1.67 = 589,6$ mm, ongeveer 0,6 m dus. (zie voor de waarde 1,1 de V.O.B.B 1965 art. 52). Aangezien één kabel zich onder, en één kabel zich boven de trommel bevindt kan zelfs met een nog kleinere trommel worden volstaan, zie fig. 85. Hieruit blijkt dat ongeveer 6 slagen in het totaal voldoende is, waarmee de lengte van de trommel op $6.1,1.67 = 442,2$ mm komt, ongeveer 0,5 m dus inclusief de bevestigingen van de kabel uiteinden.



5.5.4. Plaatsbepaling van de diverse trommels.

Om dit te kunnen doen moet eerst de verticale afstand tussen het bevestigingspunt van de bak en het bevestigingspunt van het contragewicht worden vastgesteld. Deze afstand volgt uit de figuren 56, 57, 58 en 69. Ze is gelijk aan de hoogte van de bak - de hoogte van het contragewicht = $3,85 - 1,65 = 2,20$ m.

Per contragewicht zijn 16 kabels nodig voor de uitbalancering en 2 set voor de aandrijving. Met de bekende lengte van de trommels voor de aandrijving komt de situatie per contragewicht in plattegrond er als volgt uit te zien:

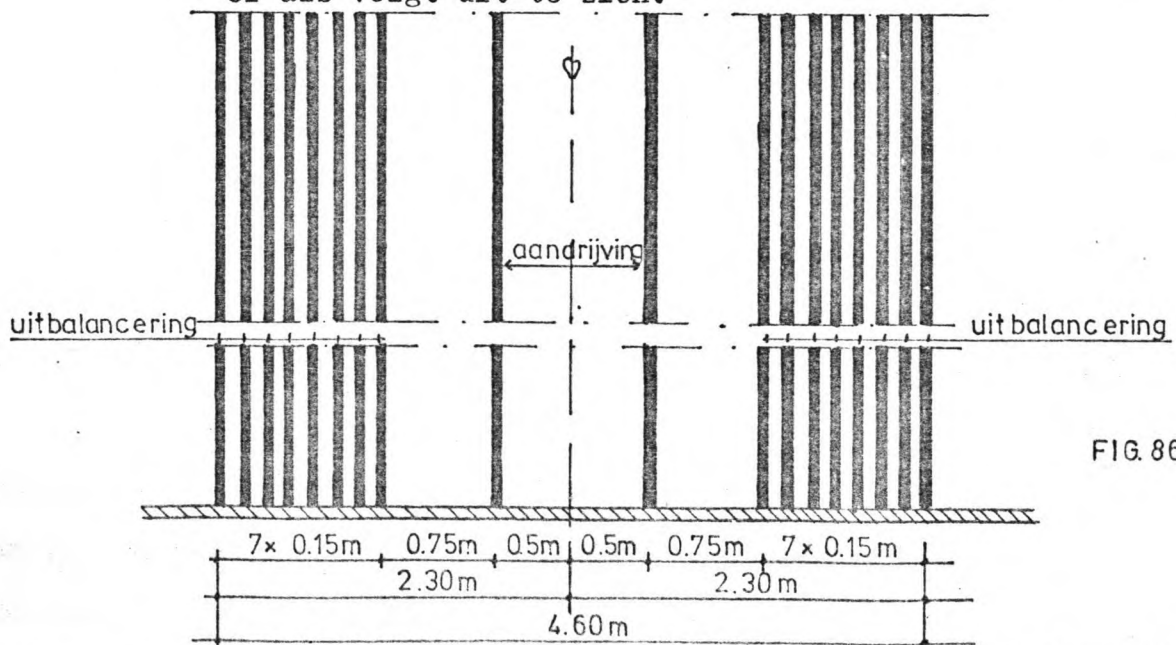
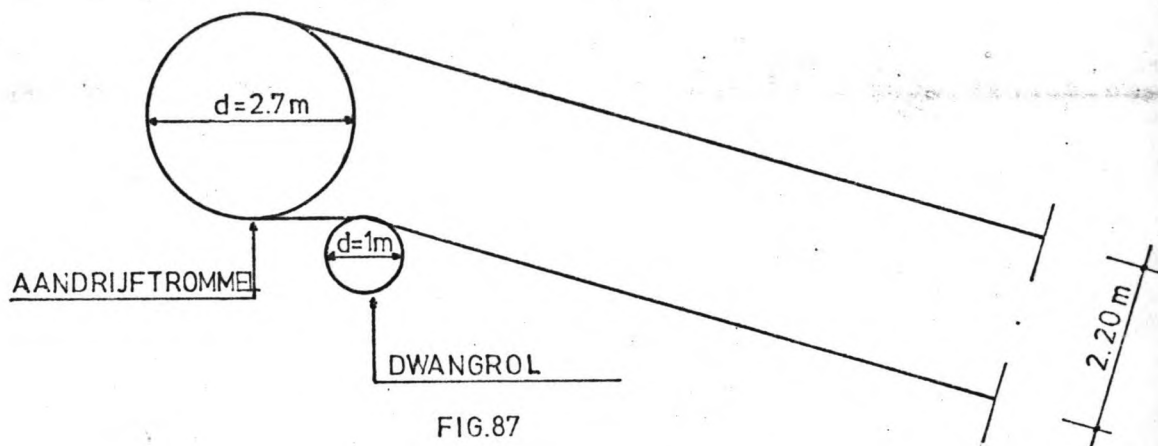


FIG. 86

De kabels voor de aandrijving zijn zo dicht mogelijk tegen het hart van de constructie aan gekozen, omdat ze ook één voor één moeten kunnen werken. Het dan optredende moment ten gevolge van de excentriciteit wordt op deze manier zoveel mogelijk beperkt. Het aandrijvingsmechanisme (althans de trommels) komt er nu als volgt uit te zien:



De getekende dwangrol moet worden aangebracht om de kabelafstand van $2,20\text{ m}$ te realiseren. De getekende plaats is voorlopig aangenomen. Indien het mocht blijken dat voor de stabiliteit van het bedieningsgebouw een andere plaats of eventueel twee dwangrollen nodig zijn, dan kan dat ook gerealiseerd worden. Uit fig. 86 blijkt dat dit qua ruimtebeslag in het horizontale vlak geen problemen zal opleveren.

Het mechanisme voor de uitbalancering komt er wellicht gecompliceerder uit te zien, omdat daar de extra eis geldt van een hoek van minimaal 281° waarover de kabel om de trommel heengeslagen moet worden. Gezien deze eis moeten of twee trommels worden toegepast, of de hoek vergroot worden tot meer dan 540° (ongeveer 560° zie fig. 87) waarbij dan weer een dwangrol toegepast kan worden. In het laatste geval ontstaat dan feitelijk fig. 87 weer. Bij gebruik van twee trommels zijn er in principe een drietal voor de hand liggende opstellingen mogelijk. Deze staan afgebeeld in de figuren 88 t/m 90.

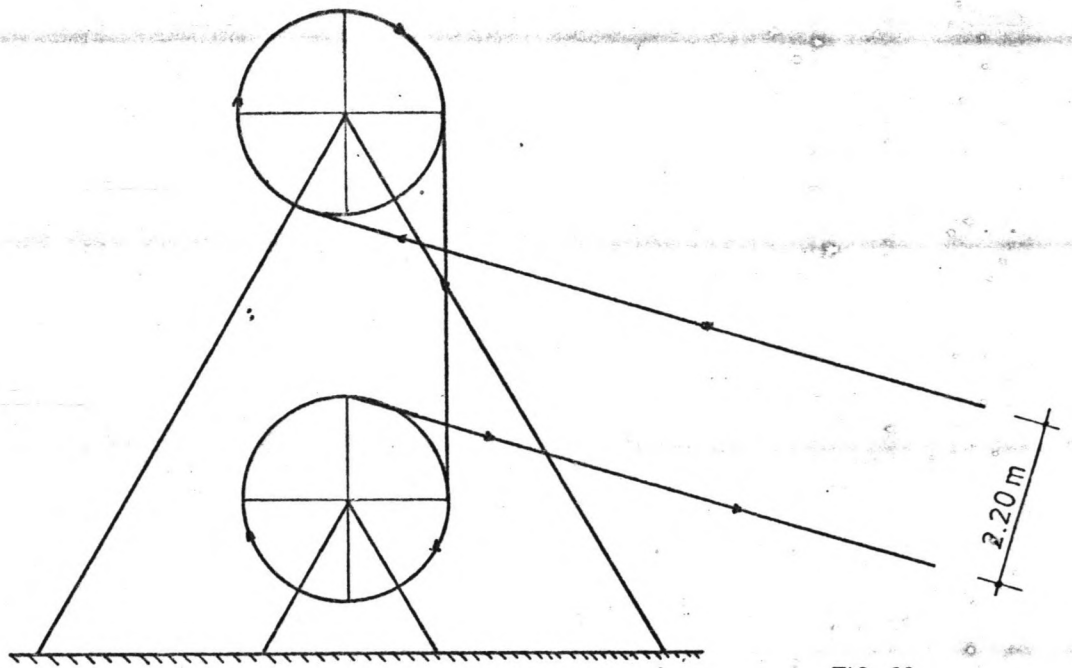


FIG. 88

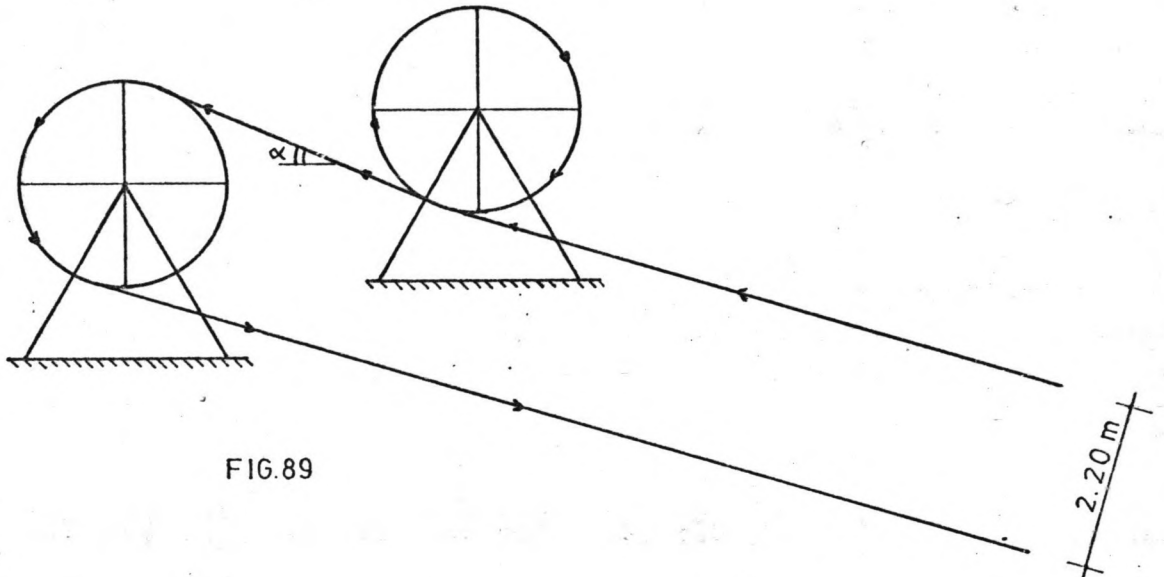


FIG. 89

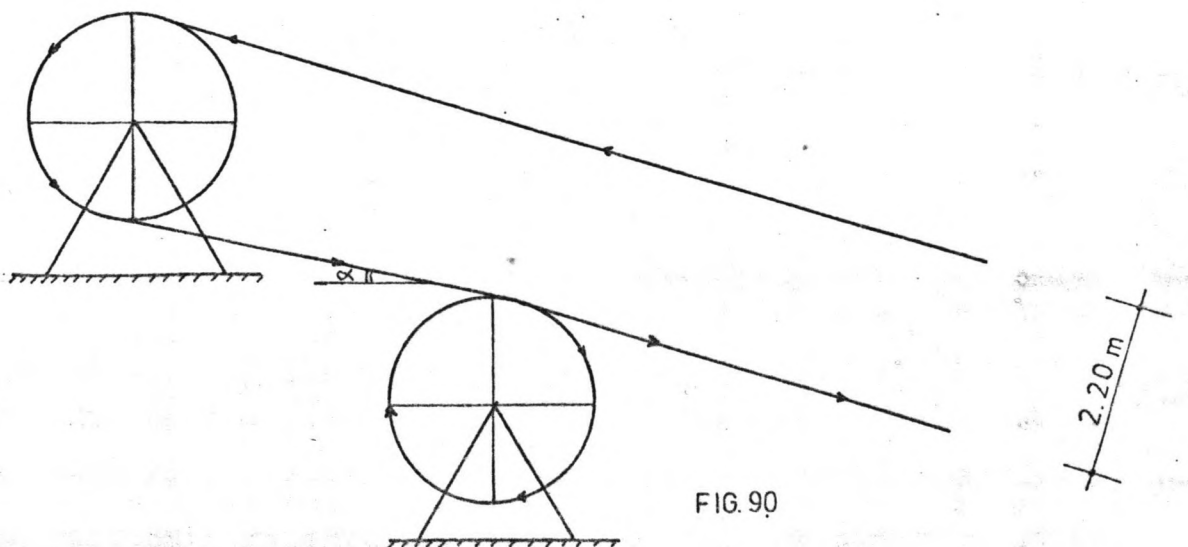


FIG. 90

Allereerst zal nu een keuze gemaakt worden uit de drie alternatieven waarbij gebruik wordt gemaakt van twee trommels. Uit de figuren blijkt duidelijk dat het eerste alternatief zoals is getekend in fig. 88 de meeste ruimte vergt van de drie. Bovendien is de te mobiliseren wrijvingshoek in het calamiteitsgeval het kleinst wat ook een licht nadeel is. Om deze beide redenen wordt van dit alternatief dan ook afgezien. Bij de beide andere alternatieven kan nog opgemerkt worden dat de getekende hoek α gewijzigd kan worden door de afstand tussen de beide trommels te veranderen en daarmee ook de reactiekrachten. De verschillen tussen de beide alternatieven zijn betrekkelijk gering. De in figuur 90 getekende oplossing geeft echter een beduidend diepere fundering dan de oplossing volgens figuur 89. Om die reden wordt deze oplossing dan ook gekozen als de beste van de oplossingen met twee trommels. Nu blijft nog te overwegen of een oplossing volgens fig. 87 niet in aanmerking komt.

Op het eerste gezicht ziet het geheel er wel wat simpeler uit, maar in feite is het niets anders dan een bijzonder geval van de oplossing volgens fig. 90. Hier wordt alleen gebruik gemaakt van een kleinere dwangrol. Dit laatste is bij de aandrijving niet zo'n bezwaar, omdat de kabel die over de rol loopt het grootste gedeelte van de tijd spanningsloos is. Bij de uitbalancering is dit niet zo; daar staan de kabels continue onder spanning zodat het voor de levensduur van de kabels beter zou zijn om toch een grotere diameter rol toe te passen. In dit laatste geval is feitelijk weer de situatie van fig. 90 ontstaan. Als aan te houden oplossing wordt nu dan ook gekozen voor de oplossing zoals getekend in fig. 89.

Met deze laatste keuze zijn nu alle te installeren trommels bekend en is het mogelijk ze een plaats te

geven in de constructie. Het lijkt echter nu het moment om te bekijken of de in hoofdstuk 5.2. gedane keuze terecht is geweest. Duidelijk is dat bij deze oplossing het aantal te installeren trommels erg groot wordt. Voor de uitbalancering zijn per contragewicht vier trommels nodig (zie fig. 86 en 89), terwijl voor de aandrijving twee trommels nodig zijn. In het totaal zijn dus zes trommels en een dwangrol nodig per contragewicht. Voor de gehele constructie betekent dit 12 trommels en twee dwangrollen. De gedane keuze van een aparte aandrijving en uitbalancering blijkt dus nogal gecompliceerd. Indien toch gekozen wordt voor een gecombineerde aandrijving-uitbalancering volgens fig. 89, dan zijn per contragewicht nog maar twee trommels noodzakelijk en in het totaal dus 4 trommels. Een aanzienlijke besparing t.o.v. de eerder genoemde 12 trommels. De vier trommels worden uiteraard wel veel breder dan de 12 trommels, maar het aantal assen en lagers en aandrijfpunten wordt aanzienlijk beperkt. Nu kan men zich afvragen of de veiligheid van de constructie niet aanzienlijk verminderd wordt bij deze versimpeling van de constructie. In het voorgaande was nl. de aandrijving dubbel uitgevoerd i.v.m. het mogelijke bezwijken van één van de kabels. Dit probleem is bij het systeem van vier trommels veel minder aanwezig; gerekend wordt met de mogelijkheid dat een van de kabels kan bezwijken. Aangezien hier veel meer kabels om een trommel zitten zal een plotse-ling bezwijken van een der kabels een veel lagere spanningspiek ten gevolge hebben dan bij een klein aantal kabels. De veiligheid t.o.v. het bezwijken van één van de kabels is dus zeker niet kleiner geworden. Het bezwijken van een trommel betekent in vrijwel alle gevallen het niet meer functioneren van het gehele kunstwerk. Alleen indien één van de aandrijftrommels het zou begeven zou het mogelijk zijn om, na het loskoppelen van beide kabels, het

kunstwerk in bedrijf te houden. Aangezien de hoeveelheid trommels nu sterk beperkt wordt, wordt de kans op het bezwijken van één van hen dus ook kleiner. Wat dit betreft dus ook geen teruggang in de veiligheid.

Alles nog eens overziend kan dus geconcludeerd worden dat een combinatie van aandrijving en uitbalanceren de beste oplossing is.

Nu dit is vastgesteld kan men zich nog afvragen of het principe volgens fig.89 toegepast moet worden. Tot dusver is uitsluitend gewerkt met een maximale kabeldiameter van 68 mm. Een andere mogelijkheid is het kiezen van een trommeldiameter van 2,20 m zodat per contragewicht nog maar één trommel nodig is. De hierbij toe te laten kabeldiameter bedraagt $\frac{2200}{40} = 55$ mm. Het aantal kabels neemt hierbij wel toe, maar er kan weer op twee trommels bespaard worden. Een ander voordeel is dat bij het bezwijken van een kabel, de optredende spanningspiek kleiner zal worden bij een groter aantal kabels. Tenslotte kan nog worden opgemerkt dat de nu te installeren trommels niet eens veel breder behoeven te worden, omdat de kabeldiameter is afgenomen. Vanwege het calamiteitsgeval is het nu wel noodzakelijk dat de kabel 540° om de trommel wordt geslagen (zie fig. 91) . Aangezien dit verreweg de meest simpele constructie oplevert wordt voor deze oplossing dan ook uiteindelijk gekozen.

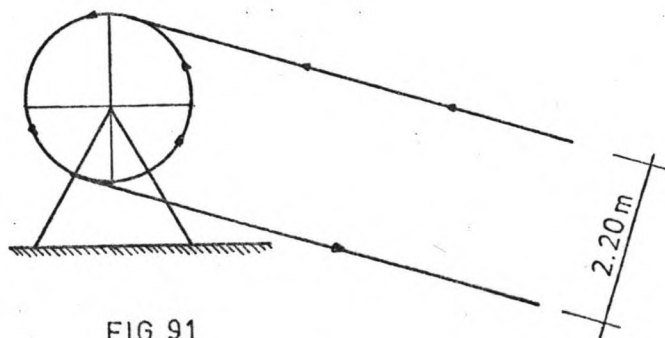
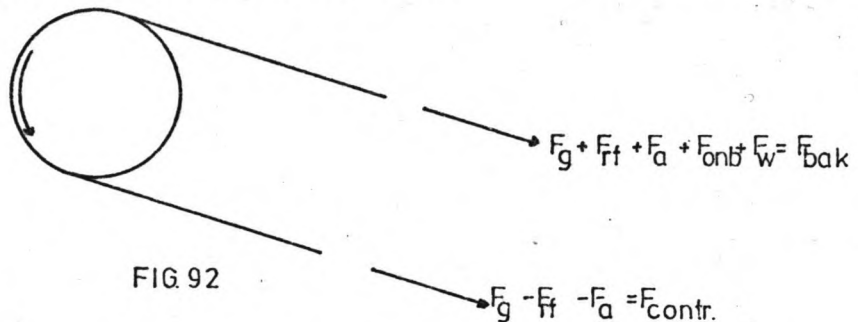


FIG. 91

5.5.5. Nadere uitwerking van de gekozen oplossing.

In het voorgaande is bepaald dat de aandrijving en uitbalancering gecombineerd wordt d.m.v. het toepassen van twee trommels met een diameter van 2,20 m en kabels van maximaal 55 mm dikte.

In het totaal komen de volgende krachten op de trommel te werken indien hij wordt bewogen in de aangegeven richting van fig. 92.



Uit hoofdstuk 5.1. blijkt nu:

$$F_{bak} = 13800 + 72 + 24 + 325 + 300 = 14521 \text{ KN.}$$

$$F_{contr} = 13800 - 72 - 24 = 13704 \text{ KN.}$$

Een kabel van 8 x 41 draden Warrington-Seale met een staalkern en een diameter van 54 mm heeft een minimum werkelijke breukbelasting van 174200 Kg = 1742 KN. In het totaal zijn dus nodig:

$$\frac{6 \times 14521}{1742} = 50 \text{ kabels.}$$

Per contragewicht moet dus gerekend worden met 26 kabels. Indien het calamiteitsgeval optreedt worden de krachten als in fig. 83. De maximaal te mobiliseren hoek bedraagt hier 540° , zodat de minimaal te realiseren wrijvingscoëfficiënt μ wordt:

$$\mu = \frac{\ln 13800 - \ln 2471}{9,4} = 0,18, \text{ een goed realiseerbare waarde.}$$

Ook de breedte van de kabeltrommels kan nu berekend worden. In het totaal zijn er 26 kabels met een diameter van 54 mm per trommel aanwezig. De omslaghoek bedraagt 540° dus per kabel is een ruimte nodig van 2.1,1 d (zie ook V.O.B.B. art.52)

= $2 \cdot 1,154 = 119$ mm. Dit is de theoretisch benodigde ruimte, in de praktijk wordt tussen elke kabel nog een extra groef open gelaten i.v.m. het mogelijk uit de groef lopen van een kabel. De breedte wordt dus: $26 \cdot 119 + 26 \cdot 1,154 = 4639$ mm. Verder zijn er voor het draaien van de kabeltrommels nog een aantal groeven nodig, omdat de kabels over de trommels gaan "lopen" tijdens het draaien. Voor de totale "slag" zijn 4 omwentelingen van de trommels nodig, zodat nog 4 extra groeven nodig zijn. De totale breedte wordt nu: $4639 + 4 \cdot 1,154 = 4876$ mm. Inclusief flenzen, waaraan tanden kunnen worden gemaakt wordt de breedte ongeveer 5,70 m.

Een verdere uitwerking van deze trommel in de vorm van het bepalen van de huiddikte van de trommel, het toe te passen noodrem systeem, de berekening van de assen e.d. gaat voor dit ontwerp te ver en zal dan ook niet uitgevoerd worden.

5.6. Globale uitwerking van het overig te installeren bewegingswerk.

Buiten de kabels en de trommels is er uiteraard nog het echte aandrijvende deel van het bewegingswerk wat nog bekeken moet worden. Gezien de aard van dit ontwerp zal dit echter zeer summier gebeuren.

Een goede mogelijkheid om de trommels aan te drijven is door de flenzen van de trommels van tanden te voorzien, zodat in feite twee grote tandwielen ontstaan. Een trommel kan op die manier door twee rondsels aangedreven worden. Voor een goed synchrone aandrijving is het noodzakelijk dat de beide trommels gekoppeld gedreven worden. Uitgaande van het bovengeschrevene ontstaat dan de situatie van fig. 93.

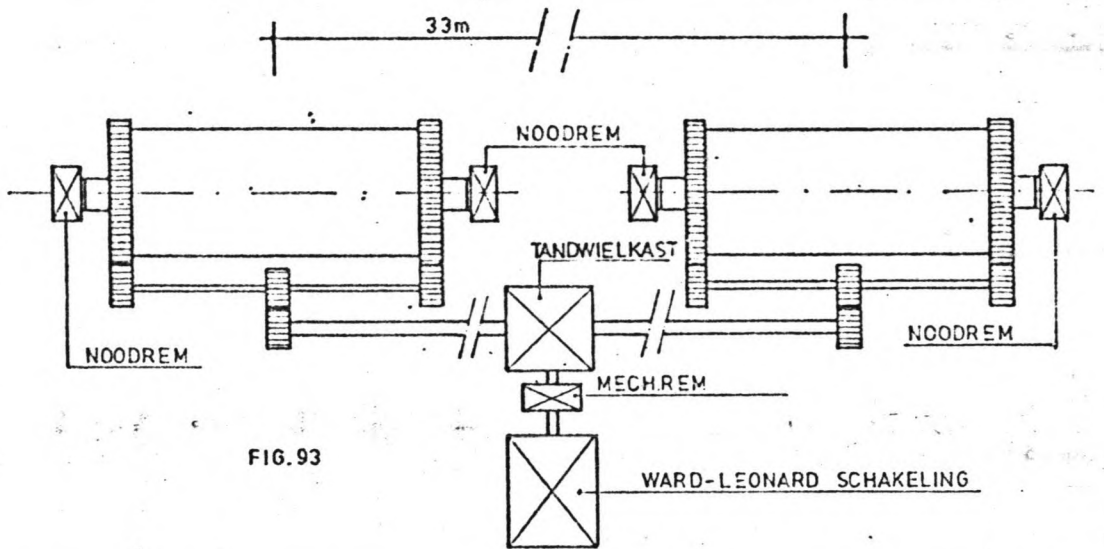


FIG. 93

Buiten het al eerder beschrevene zijn in deze figuur ook nog getekend:

1. De noodrem installatie op de beide trommels, nodig voor het calamiteitsgeval.
2. De tandwielkast, die zorgt voor een reductie van het toerental dat de aandrijfmotor levert.
3. Een mechanische rem voor het normale gebruiksstadium, indien niet elektrisch wordt geremd; of als extra reserve indien wel elektrisch wordt geremd.
4. De Ward-Leonard schakeling die de feitelijke aandrijving verzorgt.

Het schema van deze schakeling is gegeven in fig. 94. Zie ook (8).

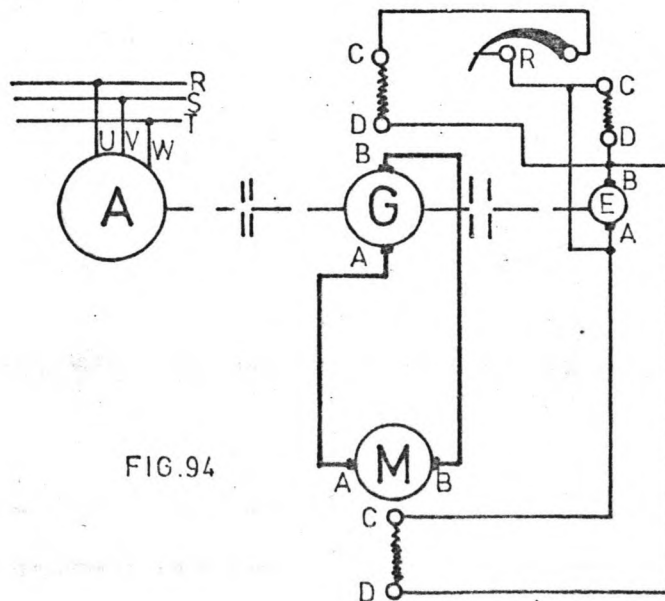


FIG. 94

Waarin: A is een wisselstroommotor, G een generator, E een dynamo, M de gelijkstroom aandrijfmotor, R een regelweerstand, A-B Anker en C-D veld.

In het kort werkt de schakeling als volgt: Een wisselstroommotor, of in noodgevallen een dieselmotor, aangesloten op het normale net drijft een generator aan, die weer een gelijkstroommotor aandrijft. Deze gelijkstroommotor zorgt voor de eigenlijke aandrijving. Met behulp van een regelweerstand R kan nu de ankerspanning, en dus het toerental van de motor M worden geregeld. Hierdoor is het mogelijk om een groot koppel te leveren bij een laag toerental. Nu alle onderdelen benoemt zijn resteert er nog één punt: dat van het vermogen. Uit de al eerder gehanteerde krachten is het mogelijk om het vermogen te bepalen dat ten goede moet komen aan de voortbeweging.

Het te leveren vermogen is gelijk aan de te leveren kracht vermenigvuldigd met de snelheid. De maximale kracht bedraagt 870 KN (zie blz.81) en de maximale snelheid is 0,3 m/s. Het te leveren netto vermogen is dus: $P_n = 870 \cdot 0,3 = 261 \text{ KN}$.

Het geschatte rendement van het gehele bewegingswerk is 0,75 , zodat het geïnstalleerde vermogen $\frac{261}{0,75} = 348 \text{ KW}$ dus 350 KW moet bedragen.

Om tenslotte enig idee te geven van de afmetingen van de verschillende onderdelen van het bewegingswerk worden nog een aantal maten gegeven die de orde van grootte aangeven:

Asdiameter van de kabeltrommels	: 0,7 m
Diameter van de aandrijfjas	: 0,5 m
Rondsel diameter	: 0,7 m
Rondsel breedte	: 0,4 m.

6. Dimensionering van de railbaan.

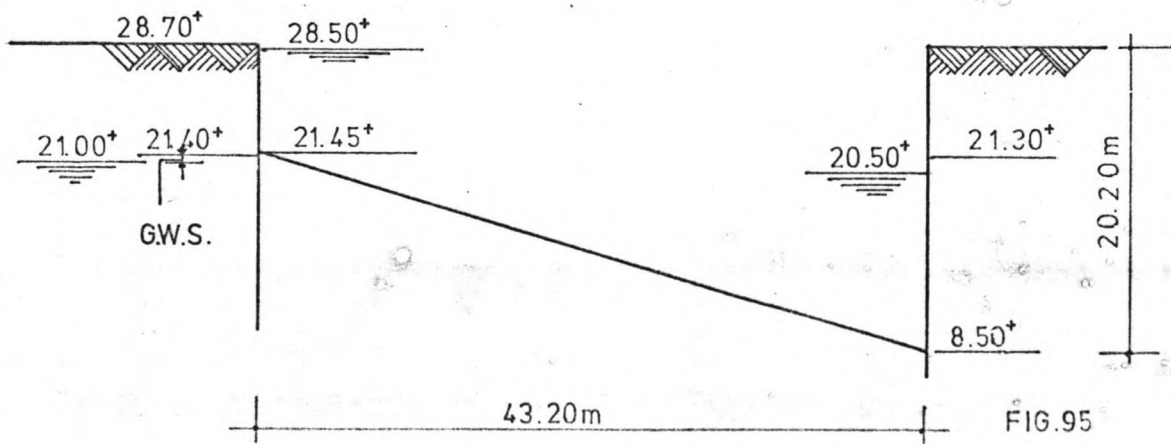
6.1. Vaststelling van de maten van de baan.

Om de afmetingen van de baan te kunnen vaststellen worden eerst nog eens alle gegevens uit de voorgaande hoofdstukken op een rijtje gezet:

Maaiveldhoogte bovenpand : 28,70 m⁺ N.A.P.(gemiddeld)
Maaiveldhoogte benedenpand : N.V.T. of ook 28,70 m⁺ N.A.P.
Kanaalpeil bovenpand : 28,50 m⁺ N.A.P.
min. " benedenpand : 20,50 m⁺ N.A.P.
max. " benedenpand : 23,55 m⁺ N.A.P.(hoogst bekende stand)
Grondwaterstand : 21,00⁺ - 21,40⁺ (varieert tussen beide grenzen)

Lengte van de bak met onderstel : 90 m.
Breedte " " " " " : 17,2 m.
Hoogte (maximaal) van bak en onderstel : 12,9 m.
Lengte van het onderstel : 70 m.
Spoorbreedte van één onderstel : 1,50 m.
Hoogste kanaalpeil waarbij nog geschut kan worden:
21,30 m⁺ N.A.P. (benedenpand)

Een langsdoorsnede en een bovenaanzicht komen er nu uit te zien als getekend in de figuren 95 en 96. Hierbij dient opgemerkt te worden dat de getekende hellinglijn in figuur 95 de bovenkant van de rail voorstelt.



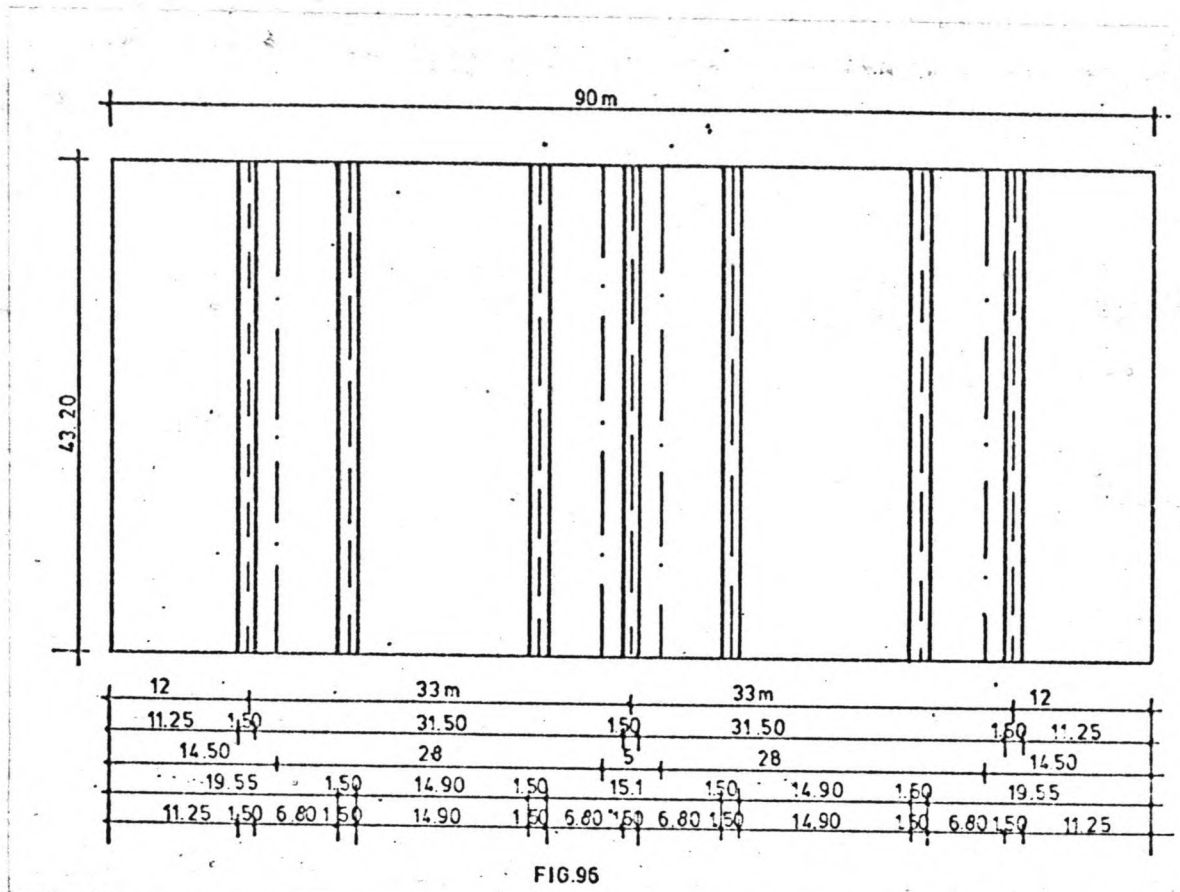


FIG.96

6.2. Bepaling van het type van de toe te passen constructie.

In hoofdstuk 2 is bij de plaatsbepaling van het kunstwerk al aangegeven dat er qua ruimtebeslag in principe twee extreme oplossingen zijn te bedenken, nl. de bakconstructie en de vliesconstructie.

Bij de bakconstructie wordt gedacht aan een bak met geheel verticale wanden en een schuine vloer. Bij de vliesconstructie moet eerst een waterdicht vlies aangebracht worden, waarna dan in den droge de verdere constructie gemaakt kan worden. Hierbij is het dus mogelijk alleen een vloer van b.v. beton te maken en de wanden in talud uit te voeren. Er zijn binnen dit

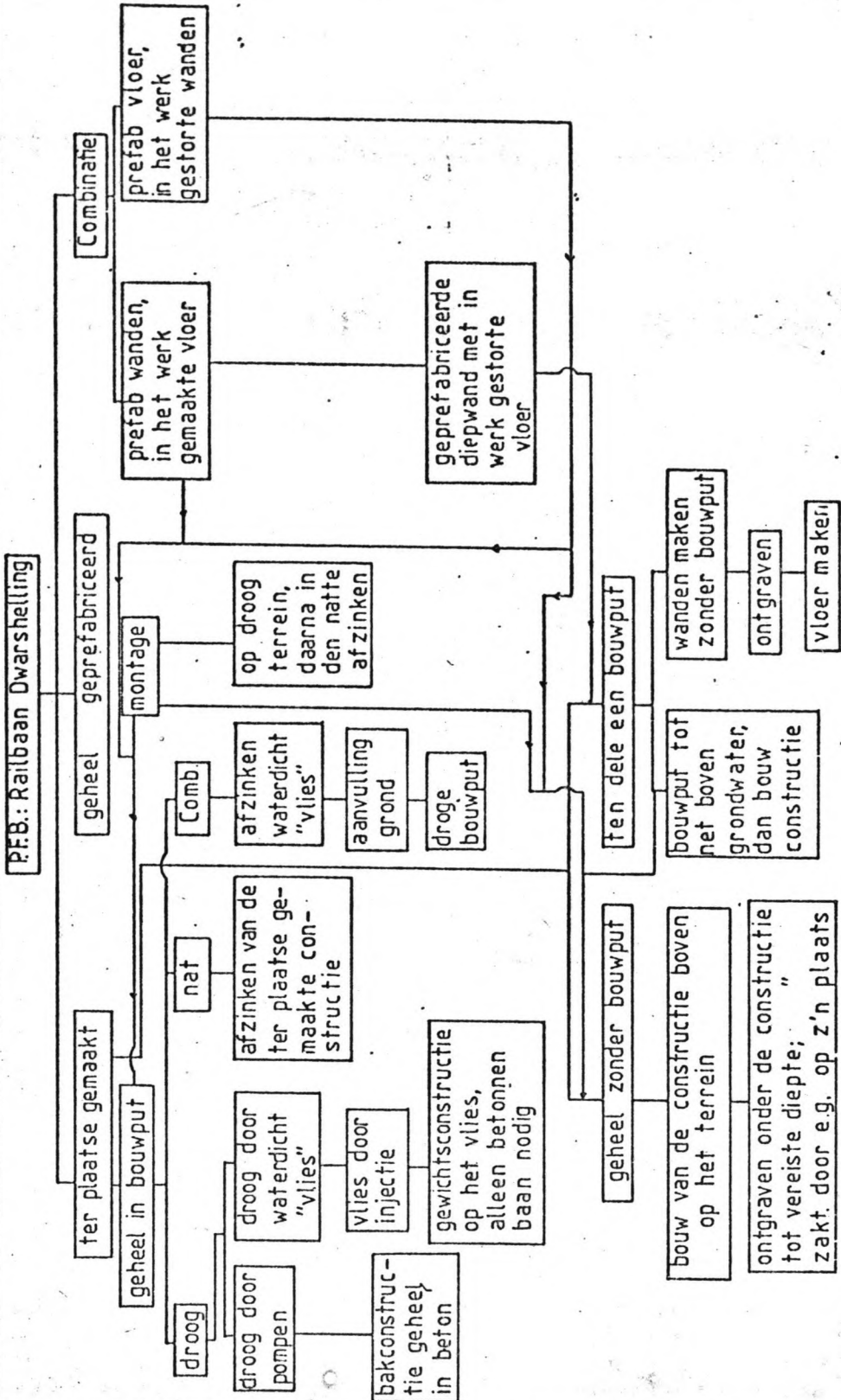
kader uiteraard legio mogelijkheden aanwezig om tot een goede oplossing te komen. Een en ander wordt gedemonstreerd in de ontwerpboom van blz. 105 waarin getracht is zoveel mogelijk constructie principes te ontwikkelen.

Om nu tot een verantwoorde keuze te kunnen komen zullen de verschillende gevonden alternatieven met elkaar vergeleken worden aan de hand van de ontwerpboom.

Allereerst is in de boom aangegeven dat het mogelijk is het werk geheel ter plaatse uit te voeren, het geheel te prefabriceren of een combinatie van de twee. Gezien de vorm en grootte van de constructie en de eis van waterdichtheid, lijkt een geheel geprefabriceerde oplossing hier niet op z'n plaats. Het zou betekenen dat een groot aantal platen ter plekke aan elkaar gestort moeten worden. Dit geeft veel naden wat niet bevorderlijk is voor de waterdichtheid, en veel klein en dus relatief duur stortwerk.

Van de combinatie lijkt alleen de mogelijkheid van geprefabriceerde diepwand een reële kans te maken. De andere twee mogelijkheden vallen om eerder genoemde redenen af. Op de geprefabriceerde diepwand wordt later teruggekomen.

Buiten deze laatste mogelijkheid blijft de ter plaatse gemaakte constructie dus over. Indien uitgegaan wordt van het bouwen van het geheel in een bouwput dan zijn er vier mogelijkheden, zie blz. 105. Van deze vier lijkt het afzinken van de gehele constructie de minst serieuze oplossing. Het zou nl. betekenen dat de gehele constructie naast z'n eigenlijke plaats moet worden gebouwd om in z'n geheel via een talud o.i.d. op z'n goede plaats te worden geduwd of getrokken, of beide. Van deze mogelijkheid wordt verder afgezien.



De tweede minder waarschijnlijke oplossing is die waar gebruik wordt gemaakt van een geïnjecteerd vlies. Het is nl. niet mogelijk een echt waterdichte constructie te realiseren m.b.v. injectietechnieken, zodat altijd malen nodig blijft terwijl het niet denkbeeldig is dat de doorlatendheid in de loop der tijd zal toenemen. Daarom wordt ook van deze mogelijkheid verder afgezien.

De beide laatste mogelijkheden van de vier leveren uiteindelijk precies dezelfde constructie. In het ene geval wordt gebruik gemaakt van een drooggemalen bouwput en in het andere geval van een afgezonden vliesconstructie, waarbij gedacht wordt aan een verzaard kunststoffolie. Een groot nadeel van de vliesconstructie is dat het vlies zijn stabiliteit ontleent aan de erboven liggende grond. Dit betekent voor de uitvoering dat eerst een grote ontgraving moet worden gemaakt waarin het vlies kan worden geplaatst, waarna dan weer een grondaanvulling kan worden gepleegd. Dit betekent dus een enorme hoeveelheid grondverzet, zeker als men bedenkt dat in dit geval de onderste punt van de baan meer dan 20 m onder het maaiveld komt te liggen, zie fig. 95 . Een bijkomend nadeel hier is dat het vlies ook onder de nieuw te maken aan- en afvoerkanalen zou komen te liggen. Het vlies en de kanaalbodem zouden dan op een bepaald punt met elkaar verbonden moeten worden en het betreffende gedeelte kanaalpand zou waterdicht gemaakt moeten worden om eventuele opdrijving van het kunstwerk te voorkomen. Verder zijn er nog extra moeilijkheden te verwachten omdat de nieuw te bouwen helling vrij dicht tegen de oude sluis aan komt te liggen. Een bakconstructie kent al deze problemen niet, zodat deze oplossing, mits de grondslag het toelaat, een goede oplossing lijkt.

Behalve een geheel in een bouwput vervaardigde constructie is het ook mogelijk het geheel op het nu

aanwezige terrein te bouwen en naderhand de grond onder de constructie weg te graven zodat ze uiteindelijk op de juiste plaats terecht komt. Aangezien de constructie een vloer onder een helling vraagt en de uitvoeringsmethode zelf ook al duur is lijkt ook deze oplossing niet de voor deze situatie meest aangewezen.

Tenslotte is er dan nog de mogelijkheid om het geheel ten dele in een bouwput uit te voeren. Dit levert twee alternatieven. De eerste houdt in dat een bouwput wordt gegraven tot even boven de grondwater-spiegel, waarna de constructie wordt gebouwd en tenslotte door ondergraving op zijn plaats wordt gebracht. In feite is deze oplossing dus een bijzonder geval van de vorige. Daarom wordt ook van deze mogelijkheid verder afgezien. Het tweede alternatief houdt in dat eerst de wanden worden gemaakt zonder bouwput. Daarna wordt de grond tussen de wanden weggegraven, waarna de vloer kan worden vervaardigd. De eerder gevonden oplossing met geprefabriceerde diepwand is hiervan dus een bijzonder geval.

Van alle tot dusver bekeken alternatieven zijn er dus nog twee overgebleven waaruit de keuze gemaakt moet worden. Welke hier het meest voor de hand ligt zal nu, uitgaande van de optredende belastingen en de aanwezige grondslag worden bekeken.

Globaal kan men zeggen dat buiten het eigengewicht van de constructie zelf de belastingen bepaald worden door de opwaartse waterdruk, op het diepste punt maximaal 12,9 m waterdruk (zie fig. 95), de gewichten van de stalen bak met water en de contragewichten, de diverse gronddrukken en tenslotte de krachten t.g.v. de voortbeweging. Vermoed wordt dat de optredende waterdruk een van de maatgevende belastingsgevallen zal zijn. Temeer daar deze ook bij een lege bak, dus

zonder de aanwezigheid van de stalen bak en de contragewichten, opgenomen moet kunnen worden.

Over de grondslag valt het volgende te zeggen:
Uit de sonderingen 5,6,7 en 8 (zie bijlage 1) valt op te maken dat de draagkracht van de grond weinig problemen zal opleveren, temeer als men bedenkt dat het geheel zich in een ingraving bevindt van minimaal ongeveer 7 m (zie fig. 95) waar dus al een flinke grondspanning aanwezig was.

Een voor de uitvoering veel beperkender factor is echter de aanwezigheid van vrij veel grof grind in de verschillende bodemlagen, zoals blijkt uit de grondboringen, gemaakt t.b.v. de oude sluis (zie bijlage 2). Uit deze boringen blijkt dat beneden 19,00 m⁺ N.A.P. vrijwel voortdurend lagen aanwezig zijn waarin zich grof grind bevindt. Het diepste punt van de bovenkant van de baan bevindt zich echter nog op 8,50 m⁺ N.A.P.

De keuze van een door pompen droog gehouden bouwput betekent hier dus dat de grondwaterstand ongeveer 15 m verlaagd moet worden. Gezien al het aanwezige grind en de daarmee samenhangende grote doorlatendheid zal dit een zeer dure bemaling eisen. Dit laatste kan geïllustreerd worden aan de hand van de bouw van de schutsluis te Linne.

Uit de daar genomen boorprofielen blijkt dat daar hetzelfde grindpakket aanwezig is. De destijds (1961) gehouden pompproeven gaven aan dat voor de bouwput van de bij de sluis te maken waterkrachtcentrale rekening gehouden moest worden met een waterbezwaar van 7400 m³/uur. De grootte van die bouwput is vergelijkbaar met de hier te maken put. Later bleek dat het waterbezwaar zelfs tussen de 8000 m³/uur en 9000 m³/uur zou komen te liggen met kans op een nog hogere waarde bij extreme Maas-waterstanden.

Voor het te installeren vermogen werd daar ongeveer 900 KW aangehouden, zonder reserve. Tenslotte kan nog gezegd worden dat het in Linne ging om een verlagings van ongeveer 12 m, terwijl hier 15 m vereist is, zodat nog aanzienlijk meer geïnstalleerd zal moeten worden.

Een bijkomend voordeel van de oplossing zonder bouwput is dat de ontgraving aanzienlijk beperkter kan zijn en dat ook geen grond gedurende vrij lange tijd ergens opgeslagen moet worden. De mogelijkheden voor opslag op het aanwezige terrein zijn te Panheel niet groot. Dit impliceert een aanzienlijk duurdere opslag elders. Op grond van bovenstaande overwegingen wordt dan ook gekozen voor de oplossing waarbij er eerst al dan niet tijdelijke wanden worden gemaakt en daarna de vloer. Gedacht wordt nu aan de volgende oplossingen:

1. Het maken van een gewichtsvloer tussen de wanden.
2. Het maken van een vloer die verankerd wordt d.m.v. trekankers.

Beide oplossingen worden uitgevoerd gedacht in onderwaterbeton.

3. Het injecteren van de grond tussen extra diepe wanden, waarna weer een droge bouwput gecreëerd kan worden, waarin het kunstwerk tot stand kan worden gebracht.

Binnen alle drie de mogelijkheden zijn nog wel enige varianten te bedenken.

Oplossing 1, waarbij gebruik wordt gemaakt van een gewichtsvloer lijkt het minst geschikt van de drie. Bij een opwaartse druk van 150 KN/m^2 en een volumegewicht van het beton van 24 KN/m^3 betekent dit een dikte van 6,25 m, wat wel erg veel is. Deze oplossing valt dus af.

De grote moeilijkheid bij oplossing 2 is dat de

ankers onder water afgespannen moeten worden, of eerst d.m.v. een hulpconstructie boven water tijdelijk afgespannen en na het afmalen van het water één voor één definitief afgespannen moeten worden. Beide mogelijkheden zijn qua uitvoering niet bepaald eenvoudig. Een ander nadeel van oplossing twee t.o.v. 3 is dat onderwaterbeton een geringere kwaliteit heeft dan normaal constructie beton. Verder zal bovenop het onderwaterbeton nog een laag normaal constructie beton aangebracht moeten worden i.v.m. de aan te brengen railbanen die een grote nauwkeurigheid vereisen.

De droge oplossing genoemd in methode 3 biedt wat dit betreft dus beslist enige voordelen. Daar staan aan de andere kant wel weer enige nadelen tegenover, nl. de extra diepe wanden en de injectie van de ondergrond. Dit laatste zal in de hier aanwezige grindbodems ook nog niet zo eenvoudig zijn. Een voordeel is wel dat het slechts een tijdelijke afsluiting betreft, althans daar wordt voorlopig van uitgegaan.

Hoewel uit bovenstaande niet met enige zekerheid valt vast te stellen welke oplossing hier de beste zou zijn, dat zou een kostenanalyse moeten uitwijzen, maar dat gaat in dit kader te ver, wordt hier gekozen voor oplossing drie, dus diepere wanden en injectie. Deze keuze wordt voornamelijk gedaan omdat wat diepere wanden niet zo'n probleem hoeft te zijn en het grote voordeel van werken in den droge.

Zoals al eerder gezegd zijn er binnen de gekozen oplossing nog wel een aantal varianten te bedenken. Allereerst is daar de keuze van het toe te passen wandtype. Zowel damwand als diepwand kan toegepast worden. Indien nu weer de sonderingsdiagrammen 5 en 6 (zie bijlage 1) worden bekeken, dan doet dit het vermoeden ontstaan dat vanaf 17 à 18 m⁺ N.A.P. een zeer draagkrachtige laag aanwezig is, zodat hier gerekend zal moeten worden op zwaar heiwerk, hoewel

in deze grond het trillen wellicht een goede mogelijkheid is.

Aangezien het hier echter om nogal grote dieptes wand gaat is ook bij trillen de kans op vastlopen niet denkbeeldig zodat toch geheid zou moeten worden. Het toepassen van diepwand heeft deze moeilijkheden niet, al zal i.v.m. de aanwezigheid van grof grind een zware bentoniet spoeling toegepast moeten worden. Verdere voordelen van een diepwand t.o.v. een damwand zijn dat deze tevens deel van de definitieve constructie kan uitmaken, terwijl dit voor de damwand extra maatregelen tegen corrosie met zich mee brengt en dat vrij eenvoudig een momentvaste verbinding met de vloer kan worden verkregen. Op grond van het bovenstaande wordt gekozen voor de toepassing van diepwand.

Er zijn twee typen, de in het werk gemaakte diepwand en de al eerder genoemde geprefabriceerde diepwand. Gezien de grote hoogte van de diepwand lijkt geprefabriceerde diepwand in het nadeel te zijn, omdat de elementen i.v.m. transport niet veel langer dan 10 m worden gemaakt. Dit zou dus een horizontale voeg betekenen, wat nogal problematisch is. Voor dit ontwerp wordt dan ook in het werk gestorte diepwand aangehouden.

Nu moet nog bekeken worden welk type vloer toegepast zal worden. De gewichtsvloer van oplossing 1 voldoet zoals gezegd niet, zodat er eigenlijk drie mogelijkheden overblijven, nl. trekankers (trekpalen kan niet omdat deze grond weinig samenhangend is en dus weinig kleef zal optreden), een momentvaste verbinding met de wanden en een combinatie van beide. Een momentvaste verbinding lijkt hier het meest eenvoudige en zal daarom het eerst op z'n mogelijkheid worden getoetst.

Indien voor de vloerdikte plus de railconstructie zelf een hoogte vereist is van 2 m, dan geeft dit het volgende belasting diagram t.g.v. de opwaartse waterdruk (zie fig 97) :

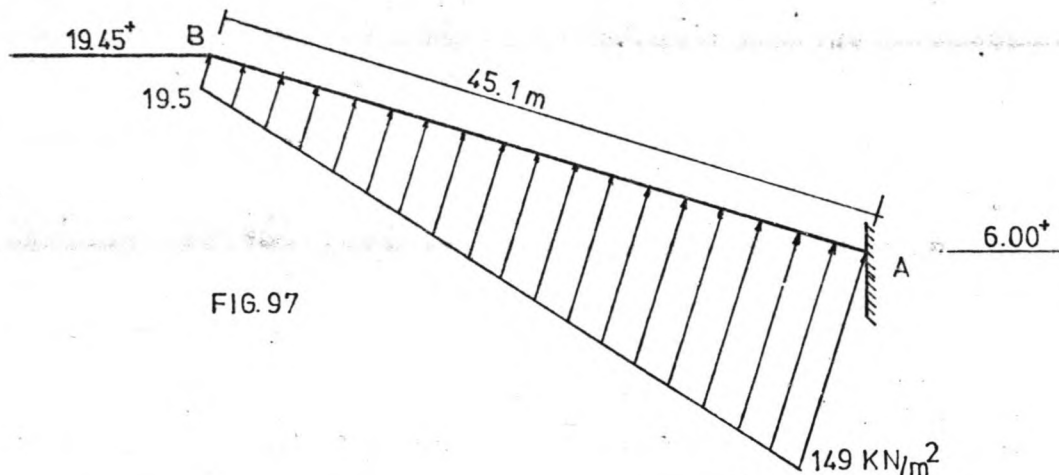


FIG. 97

De vloerdikte bedraagt nu gemiddeld 1,7 m, dus het eigengewicht is $1,7 \cdot 25 = 42,5 \text{ KN/m}^2$, dus loodrecht op de baan: $42,5 \cos(\arctg(0,3)) = 40,7 \text{ KN/m}^2$.

Het gehele belastingsgeval wordt dus nu als volgt:

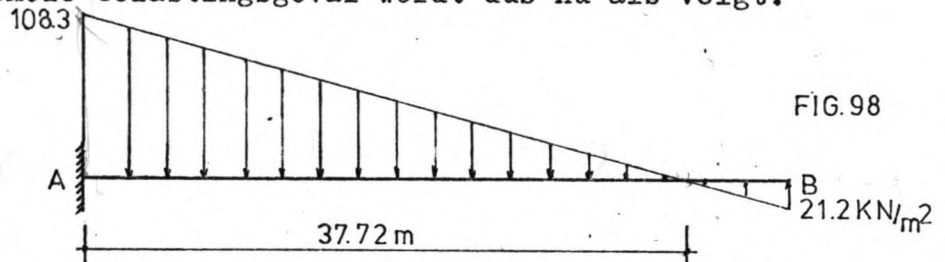


FIG. 98

Indien voorlopig even met $l = 37,72 \text{ m}$ wordt gerekend,

dan bedraagt het inklemmingsmoment voor 1m plaatbreedte: $M_{inkl.} = 1/6 q l^2 = 1/6 \cdot 108,3 \cdot (37,72)^2 = 25.682 \text{ KNm}$.

Indien gekozen wordt voor een betonkwaliteit van B30 en een staalkwaliteit van FeB400, dan geldt bij

$$\omega_0 = 1,24: \frac{Mu}{bh^2} = 4400 \Rightarrow$$

$$h \geq \left(\frac{Mu}{b \cdot 4400} \right)^{\frac{1}{2}} = \left(\frac{25682}{1 \cdot 4400} \right)^{\frac{1}{2}} = 2,4 \text{ m}.$$

In werkelijkheid wordt dit iets gunstiger omdat de vloer nu zwaarder is dan was aangenomen. Feit blijft dat dit een flinke dikte is waardoor het nog de vraag is of dit moment door de diepwand opgenomen kan worden, want diepwanden worden over het algemeen niet dikker dan 1 m gemaakt. Volgens (9) bedraagt het optimale op te nemen moment in een diepwand van 80 cm dikte ongeveer 900KNm.

Het eerder genoemde moment is dus veel te hoog.

Indien gekozen wordt voor een diepwand van 1 m dikte en een betonkwaliteit van B22,5 en een wapeningsnet van ϕ 32-150 kwaliteit FeB500 dan geldt:

$$h = 0,9 \text{ m} \quad A_a = 5362 \quad b = 1 \text{ m} \Rightarrow$$

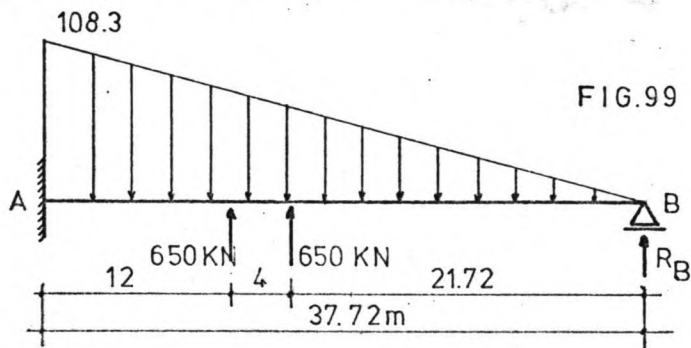
$$\omega_0 = \frac{5362}{1,0 \cdot 0,9 \cdot 10^4} = 0,60 ; K = 27,78 \text{ (zie voor de verschillende gegevens ook de G.T.B. 1974)}$$

$$K \cdot \omega_0 = 27,78 \cdot 0,60 = 16,668 \Rightarrow \frac{M_u}{f^1 b \cdot b h^2} = 151$$

$\Rightarrow M_u \leq 18 \cdot 1 \cdot (0,9)^2 \cdot 151 = 2202 \text{ KNm}$. Voor het maximaal werkelijk optredende moment moet dus $\frac{2202}{1,7} = 1295 \text{ KNm}$, dus ongeveer 1300 KNm aangehouden worden.

Uit bovenstaande kan geconcludeerd worden dat alleen de momentvaste verbinding niet voldoende is. Er zullen dus tevens trekankers toegepast moeten worden.

Indien in het belastingnulpunt van fig. 98 een oplegging wordt gerealiseerd d.m.v. ankers, en op 12 en 16 m uit de diepwand een rij ankers wordt geplaatst die een lijnlast geven van elk ongeveer 650 KN dan is het volgende krachtenspel aanwezig:



Het nu optredende inklemmingsmoment bedraagt:

$$M_{inkl.} = 1/15 \cdot 108,3 \cdot (37,72)^2 - 650 \cdot \left(\frac{12 \cdot 25,72(37,72 + 25,72) + 16 \cdot 21,72(37,72 + 21,72)}{2 \cdot (37,72)^2} \right)$$

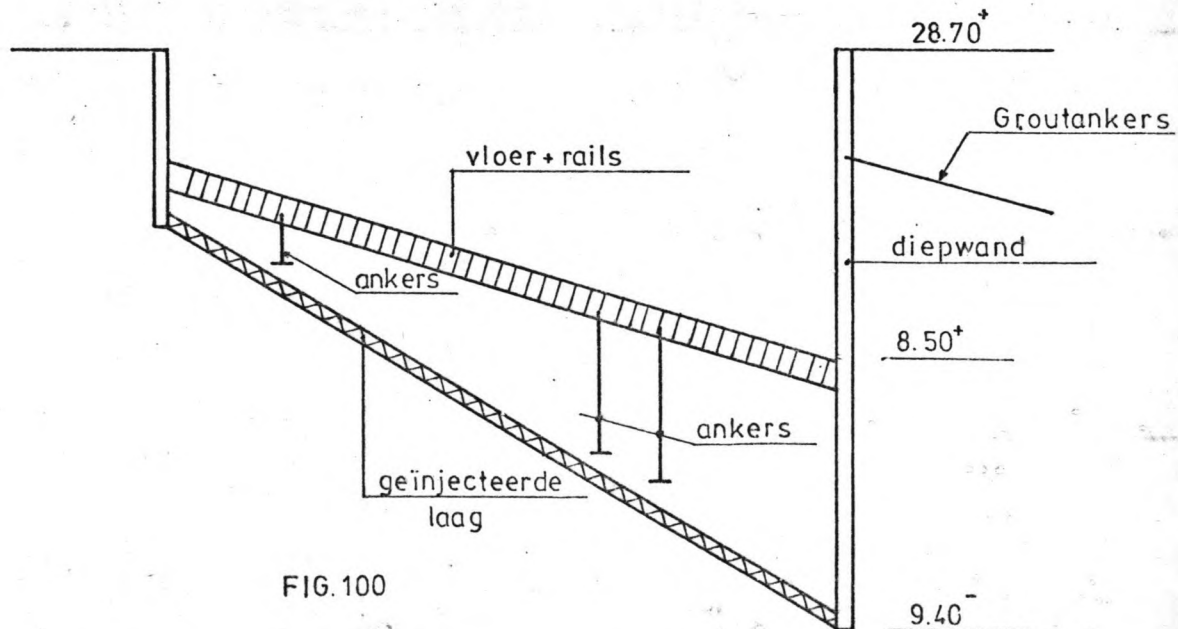
= 1082 KNm. Dit moment is wel goed op te nemen.

De oplegreactie in B (zie fig. 99) bedraagt:

$$R_B = - \frac{1082}{37,72} + \frac{1}{3} \cdot \frac{1}{2} \cdot 108,3 \cdot 37,72 - 650 \cdot \left(\frac{3}{2} \left(\frac{12^2 + 16^2}{(37,72)^2} \right) - \frac{1}{2} \left(\frac{12^3 + 16^3}{(37,72)^3} \right) \right) = 413 \text{ KN.}$$

Deze oplossing voldoet dus. Ze zal echter in het vervolg van dit rapport nog verder geoptimaliseerd worden. Tot nu toe ging het er tenslotte alleen maar om, te onderzoeken of de voorgestelde oplossing ook zou vol-
doen.

Uit bovenstaande zal duidelijk zijn dat met alleen ankers ook een oplossing is te verkrijgen, maar aangezien de verbinding met de diepwand tevens dienst kan doen als waterafdichting en de mogelijkheid van het opnemen van momenten in de vorige belastingsgeval-
len nuttig kan zijn zal met deze oplossing verder worden gewerkt. Globaal komt de oplossing er dus als volgt uit te zien:



6.3. Inventarisatie van de belastingsgevallen.

Nu een keuze is gemaakt voor het type constructie kunnen alle optredende belastingsgevallen voor de verschillende onderdelen bepaald worden. Hierbij wordt nog onderscheid gemaakt tussen de bouwfase en het gebruiksstadium. De verschillende onderdelen van de constructie zijn:

1. Het gebouw met de bewegingswerken.
2. De vloer met railbanen.
3. De beide langswanden.
4. De kopwand.
5. De kelder voor de opslag van het lekwater, het water wat tussen de bakdeur en de deur van het benedenpand wordt verloren en het water wat "geschut" wordt bij hoge waterstanden in het benedenpand.

De verschillende belastingsgevallen worden nu:

1. Voor het gebouw met de bewegingswerken
 - a. in de bouwfase: I het eigen gewicht van het gebouw.
II I + krachten t.g.v. grondaanvullingen
 - b. in het gebruiksstadium:
 - I statische krachten t.g.v. bak + contragewicht
 - II dynamische krachten t.g.v. het bewegen
 - III krachten t.g.v. het calamiteitsgeval.
2. Voor de vloer met railbanen
 - a. in de bouwfase: I het eigen gewicht
II krachten t.g.v. de trekankers
III krachten t.g.v. het bouwen van de stalen bak en het contragewicht
IV opwaartse waterdruk
 - b. in het gebruiksstadium:
 - I krachten t.g.v. bak met onderstel
 - II krachten t.g.v. het contragewicht
 - III reactiekrachten t.g.v. het bewegingswerk
 - IV krachten t.g.v. calamiteiten
 - V krachten t.g.v. de waterkelder

3 Voor de langswanden:

a. in de bouwfase: I het eigen gewicht + horizontale
gronddruk.

II krachten uit de vloer t.g.v.
trekankers

III wandwrijving + grondwaterdruk

b. in het gebruiksstadium:

I krachten uit de vloer

II krachten t.g.v. de bewegingswerken

III krachten t.g.v. calamiteiten

IV krachten uit de deuren in de kanaal-
panden

4 Voor de kopwand

a. in de bouwfase: I het eigen gewicht + horizontale
gronddruk

II krachten uit de vloer t.g.v.
trekankers

III wandwrijving + grondwaterdruk

b. in het gebruiksstadium:

I krachten uit de vloer

II krachten uit de langswanden

III krachten t.g.v. calamiteiten

5 Voor de waterkelder

a. in de bouwfase: I het eigengewicht

II krachten uit de vloer

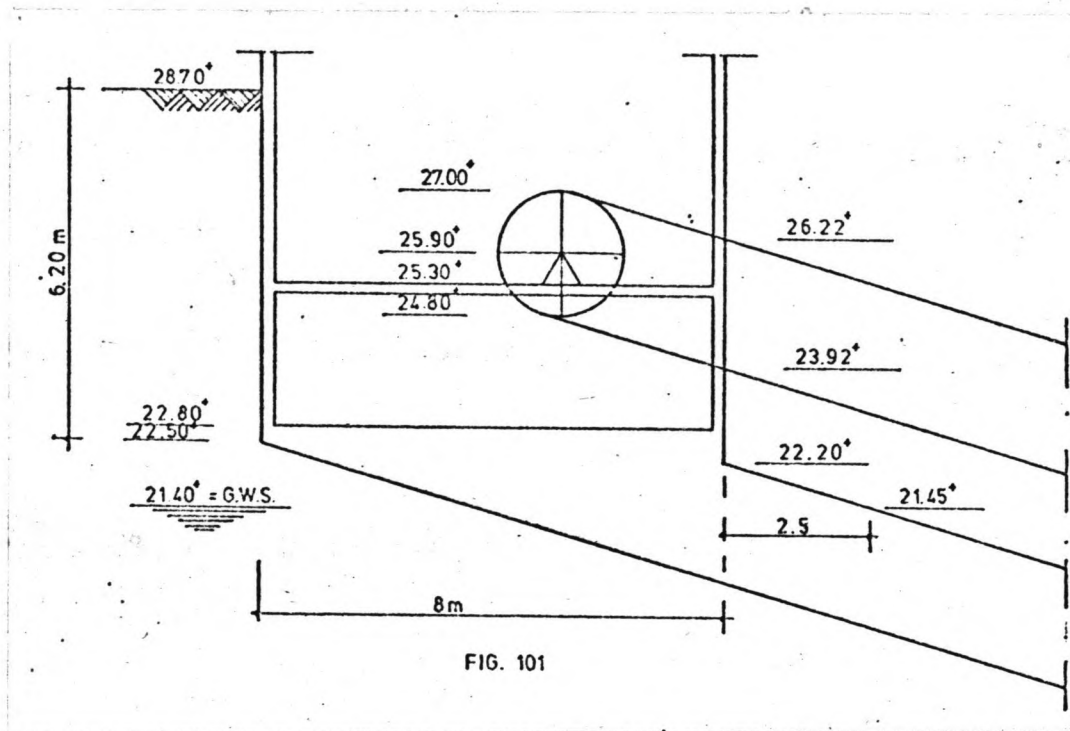
b. in het gebruiksstadium:

I verschillende waterstanden.

6.4. Dimensionering van de verschillende onderdelen.

6.4.1. Het gebouw met de bewegingswerken.

In hoofdstuk 5 zijn de afmetingen van de verschillende onderdelen van het bewegingswerk bepaald. Met deze gegevens is het mogelijk om het omhullende gebouw van maten te voorzien. Dit is in fig. 101 gebeurd.



- Om de stabiliteit van het gebouw te verzekeren zijn er een drietal mogelijkheden te bedenken, te weten:
1. Het gebouw wordt geheel zelf stabiel gemaakt, en draagt geen krachten af naar de rolbaan.
 2. Het gebouw draagt z'n krachten uitsluitend af naar de rolbaan.
 3. Mogelijke combinaties van 1 en 2.

Indien dit eenvoudig te realiseren is, is oplossing twee de meest aantrekkelijke, omdat dan geen extra voorzieningen getroffen behoeven te worden.

Als weer een dikte van 2 m wordt aangenomen voor de rolbaan met rails, dan wordt het moment in het hart daarvan:

a. t.g.v. het bewegingswerk:

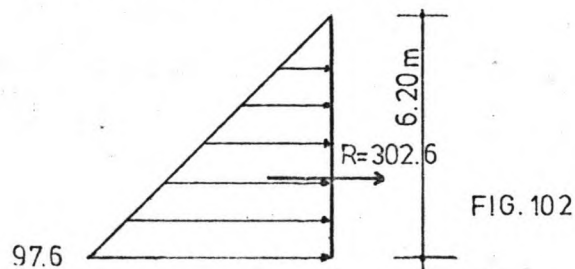
$$M_{\text{bew.}} = 2.13800.3,75 = 2.51750 \text{ KNm} = 103500 \text{ KNm.}$$

Uitgaande van fig.93 wordt nu gesteld dat een lengte van 50 m voldoende is voor dit gebouw. Aangezien de krachten uit de kabeltrommels overgebracht worden op een plaat die vrijwel in zijn vlak wordt belast, wordt voorlopig aangenomen dat deze plaat zich stijf zal gedragen, waardoor het moment over de gehele lengte verdeeld zal worden. Gerekend wordt dan ook met een gelijkmatig verdeeld moment van $M_{\text{bew.}} = \frac{103500}{50} = 2070 \text{ KNm/m}^1$

b. t.g.v. de horizontale gronddruk:

Voor het volumegewicht wordt 16 KN/m^3 aangehouden. Gerekend wordt slechts met de bovenste 6,20 m (zie fig. 101), want er wordt van uitgegaan dat het resterende moment wordt opgeheven door het eigengewicht van het gebouw.

Dit geeft het volgende belastingschema:



Dit geeft voor het moment:

$$M_{\text{grond}} = 302,6 \cdot (1/3 \cdot 6,20 + 1) = 928 \text{ KNm/m}^1$$

Voor het totaal geldt dus:

$$M_{\text{totaal}} = (2070 + 928) \cdot 1,7 = 5096,6 \text{ KNm/m}^1$$

Indien gekozen wordt voor een betonkwaliteit B30 en een staalkwaliteit FeB400 dan geldt: (zie G.T.B.'74)

$$\frac{M_u}{bh^2} \leq 4400, \text{ dus: } h \geq \left(\frac{5096,6}{1 \cdot 4400} \right)^{\frac{1}{2}} = 1,08 \text{ m.}$$

De eerder aangenomen dikte van 1,70 m voor de betonvloer zal dus zeker voldoen, temeer daar de normaalkracht nog niet is meegenomen, wat nog een reductie van de trekspanningen tot gevolg zal hebben. Nu blijkt dat koppeling van baan en bedieningsgebouw een betrekkelijk eenvoudige zaak is, zal met deze oplossing verder gewerkt worden.

In hoofdstuk 6.3. zijn de optredende belastingsgevallen al geïnventariseerd. De eerste daarvan is het eigen gewicht van het gebouw. Nu in het voorgaande is vastgesteld dat het gebouw direct gekoppeld wordt met de baan kan gesteld worden dat de fundering geen problemen zal geven, omdat de belasting uit het gebouw geheel wordt afgedragen aan een grote plaat die zorgt voor een voldoende spreiding, zie ook fig.101. Voor dat met de berekening wordt verder gegaan lijkt het zinnig om eerst het gebouw wat nader uit te werken qua indeling, zodat de krachtenverdeling in de verschillende onderdelen beter kan worden vastgesteld.

In fig.101 is al een tussenvloer getekend. Deze komt voort uit de overweging dat de kabeltrommels zo dicht mogelijk bij de as aan de betonconstructie bevestigd moeten worden om het te overdragen moment te beperken. Het totale moment t.o.v. de aansluiting baan-gebouw blijft uiteraard hetzelfde, het wordt nu echter over een veel groter oppervlak gespreid door de tussenvloer.

In fig.103 is de verdere opzet van het gebouw getekend. De halve tussenverdieping is nodig voor de aanvoer van kabeltrommels en overige voorzieningen. De vloer wordt gedacht te zijn opgelegd op de buitenmuur en een aantal kolommen in het midden van het gebouw. Deze kolommen dragen hun krachten weer af aan een onderliggende muur, die tevens dienst doet om de vloer met de trommels te ontlasten. Een loopkraan op voldoende hoogte is nodig om de verschillende onderdelen op of van de juiste plaats te brengen.

Erboven wordt tenslotte het bedieningsgebouw gedacht. Indien nu een gemiddelde dikte van 0,3 m wordt aangehouden voor vloeren en wanden, dan bedraagt het eigengewicht van de betonconstructie ongeveer 430 KN/m^1 . De verwijderde grond had een totaal gewicht van $6,2.8.16 = 794 \text{ KN/m}^1$, zodat er minder gewicht wordt teruggeplaatst. Wat betreft het eigen gewicht geeft de fundering in het geheel geen problemen.

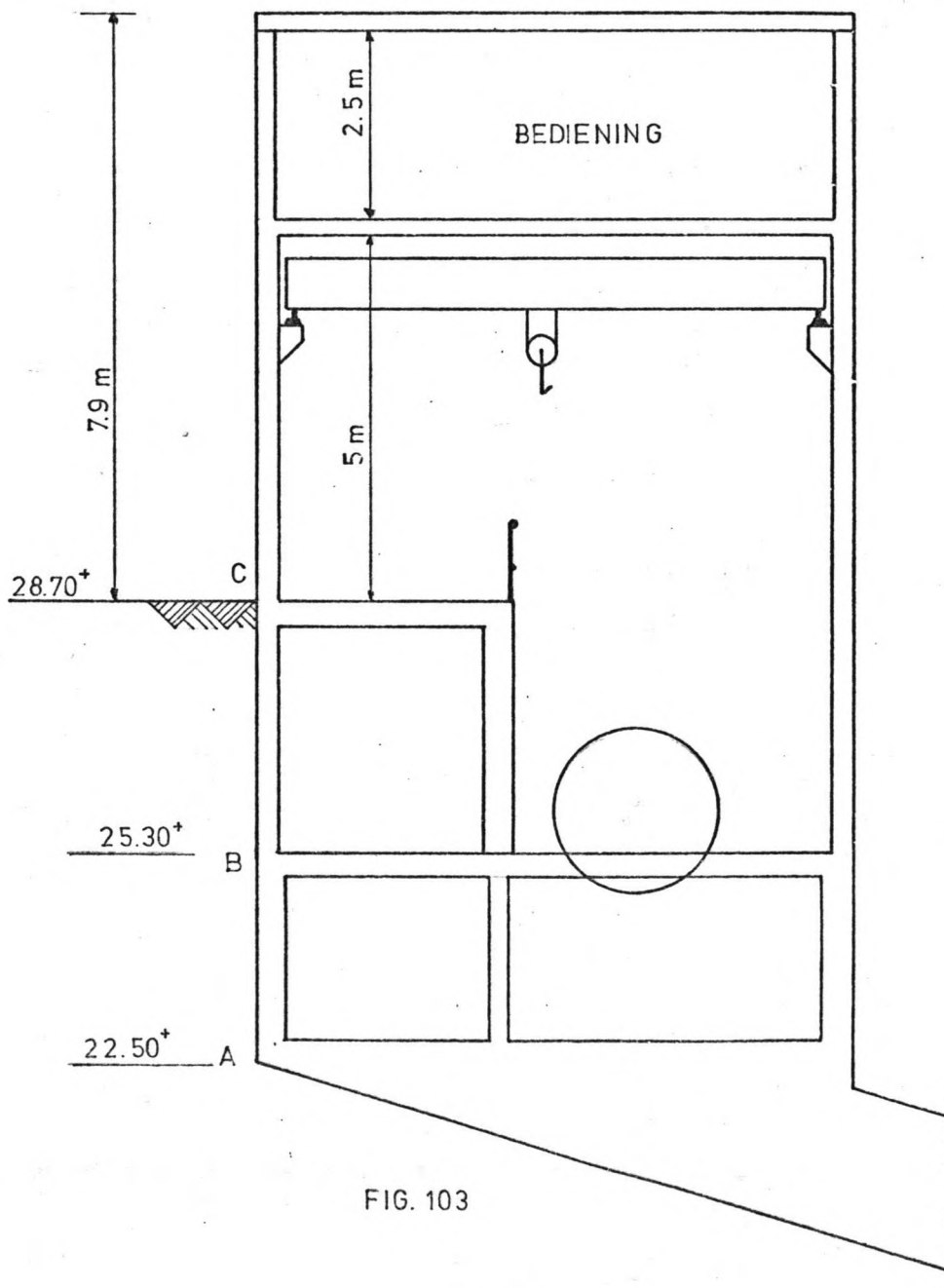


FIG. 103

Het volgende belastingsgeval is de grondaanvulling. Indien de linkerwand A-B-C in fig. 103 vrij zou staan, dan was het volgende belastingsgeval van kracht:

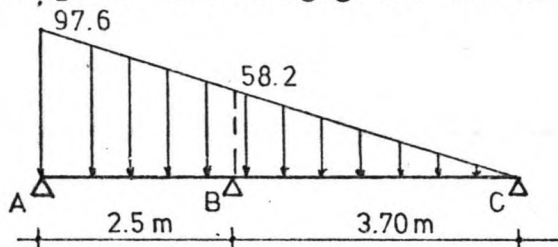


FIG. 104

$$M_B = \frac{1}{2} \cdot 58,2 \cdot \frac{1}{3} \cdot (3,70)^2 = 132,8 \text{ KNm.}$$

In veld AB bedraagt het moment:

$$M = \frac{1}{8} \cdot 58,2 \cdot (2,50)^2 + \frac{1}{6} \cdot 2,50 \cdot \frac{1}{4} \cdot 39,4 \cdot 2,50 + 16,4 \cdot \frac{1}{2} \cdot 2,50 - \frac{1}{2} \cdot 132,8 = -10,7 \text{ KNm.}$$

M_B is dus maatgevend.

Nu moet weer gelden:

$$\frac{M_u}{bh^2} \leq 4400 \Rightarrow h \geq \left(\frac{1,7 \cdot 132,8}{1,4400} \right)^{\frac{1}{2}} = 0,23 \text{ m.}$$

Dus nog onder de gemiddeld aangenomen dikte van 0,3 m.

Bovendien is het geen vrijstaande wand, maar hij wordt bovenin nog verend ondersteund, zodat het echt optredende moment kleiner zal zijn. Hier wordt verder niet meer aan gerekend.

De overige belastingsgevallen hebben betrekking op het bewegingswerk. Deze zijn:

1. de statische en dynamische krachten van bak met contragewicht.

2. krachten t.g.v. het calamiteitsgeval.

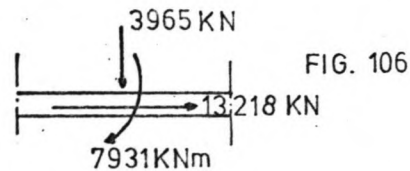
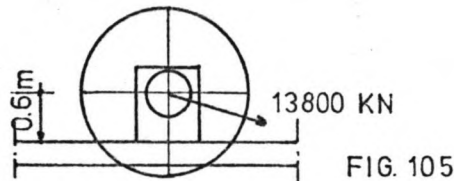
In het voorgaande zijn voor de dynamische delen van het krachtenspel geen specifieke berekeningen gemaakt. Wel is bij de bak steeds gerekend met de hoge waterstand, ook bij de onderstellen, zodat in rijdende toestand een extra factor van 1,2 als veiligheid aanwezig is voor dynamische invloeden. Deze factor zal daarom ook hier worden aangehouden.

In het calamiteitsgeval, bij een leeggelopen bak, ontstaat er een krachtsverschil aan weerszijde van de kabeltrommels. Dit verschil moet echter weer gecompenseerd worden door de noodrem, zodanig dat de som van

de momenten rond de assen van de trommels nul is.

Voor de betonconstructie verandert het op te nemen totale moment dus niet ten nadele, integendeel, het wordt zelfs iets kleiner. Voor de betonconstructie wordt nu dus gerekend met één belastingsgeval, nl. 1,2 maal de statische belasting bij normaal gebruik.

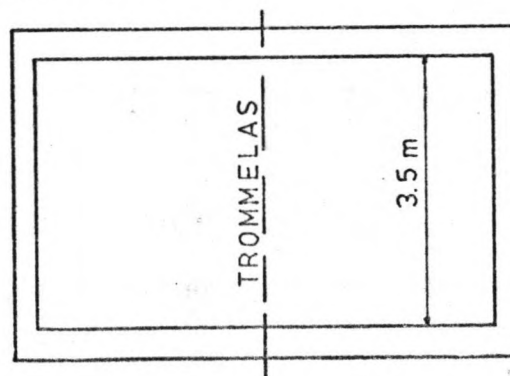
Als de oplegging van de trommels volgens het principe van fig. 105 wordt uitgevoerd dan ontstaat t.g.v. de getekende kracht het krachterspel van fig.106 in de vloer.



De in fig. 106 getekende totaalkrachten worden nog over twee steunpunten verdeeld, zodat per oplegging met de halve waarde kan worden gerekend. Indien nu alleen even gekeken wordt naar het op te nemen moment, dan geldt:

$$h \geq \left(\frac{1,2 \cdot 1,7 \cdot \frac{1}{2} \cdot 7931}{1,4400} \right)^{\frac{1}{2}} = 1,36 \text{ m.}$$

Om deze krachten op te nemen, zou de vloer ter plaatse van de opleggingen zeer dik moeten worden. Het lijkt daarom verstandiger onder de opleggingen een wand te plaatsen. Die kan de krachten eenvoudig spreiden en overdragen aan de vloer. De situatie bij een trommel wordt dan in bovenaanzicht als staat weergegeven in fig. 107.



Met het aangeven van deze laatste voorzieningen zijn alle onderdelen van het gebouw van de bewegingswerken benoemd. Een verdere detaillering heeft voor dit ontwerp geen zin en wordt derhalve achterwege gelaten.

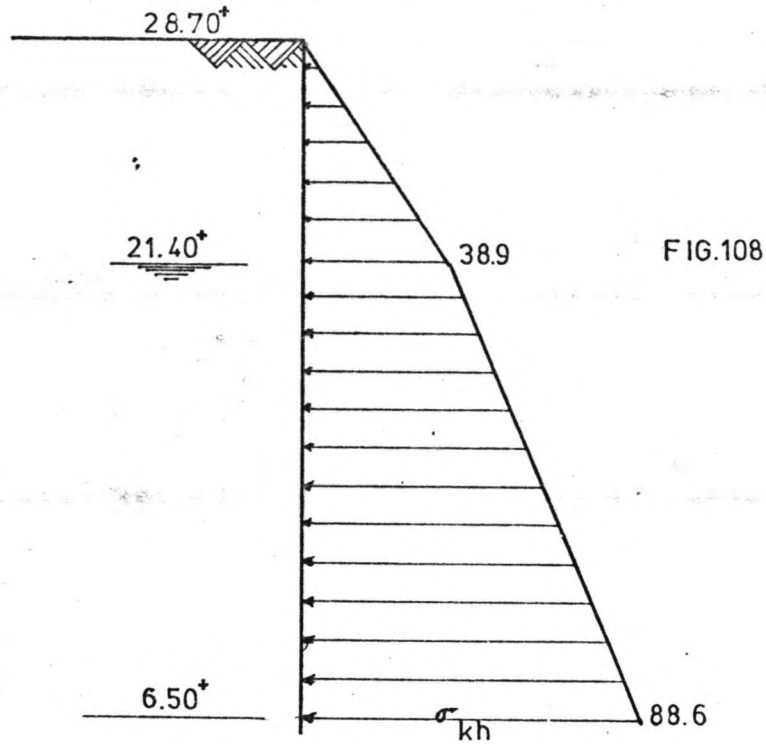
6.4.2. De vloer met railbanen.

Ook voor de vloer met railbanen is bij de inventarisatie van de belastingsgevallen weer een verschil gemaakt tussen de bouwfase en het gebruiksstadium.

Als eerste belastingsgeval is het eigengewicht genoemd. Direct na de stort is dit nog niet van belang, omdat het gewicht van de verwijderde grond meer is dan dat van de vloer, voorlopig nog steeds uitgaande van een vloer van 1,7 m dikte. Minimaal wordt ongeveer 6 m grond verwijderd (zie fig. 101) met een gewicht van $6 \cdot 16 = 96 \text{ KN/m}^2$ hetgeen overeenkomt met een dikte van 3,8 m voor de betonnen vloer. De na de stort optredende grondspanningen zullen dus aanzienlijk lager worden dan ze waren.

Ook voor de instabiliteit van het talud (de helling) valt niet te vrezen, omdat deze onder een hoek van ongeveer 17° ligt terwijl 30° nog goed mogelijk is in deze grond.

Het tweede belastingsgeval is het aanbrengen van de trekankers om de later aanwezige waterdruk te compenseren. In hoofdstuk 6.2. is al een zeer globale berekening hiervoor gemaakt, er is alleen nog niet gecontroleerd of de diepwand voldoende wrijving kan opwekken om het resterende gedeelte van de opwaartse kracht op te nemen (zie fig. 99). De diepwand wordt meegeteld tot net onder de vloer, omdat het gedeelte van de wand onder de vloer alleen als tijdelijke waterkering dienst doet, daarom ongewapend wordt uitgevoerd en als zodanig weinig krachten kan overdragen. De volgende horizontale korrelspanningsverdeling is aanwezig (zie fig. 108):



$$F_n = \frac{1}{2} \cdot 7,30 \cdot 38,9 + \left(\frac{1}{2} \cdot (88,6 + 38,9) + 38,9 \right) \cdot 14,9 = 1092 \text{ KN/m}^1$$

$$F_v = F_n \cdot \text{tg } \delta = F_n \cdot \text{tg } 20^\circ = 397 \text{ KN/m}^1$$

Volgens fig. 99 bedraagt de opwaartse kracht:

$$F_{\text{opw}} = \frac{1}{2} \cdot 108,3 \cdot 37,72 = 2043 \text{ KN/m}^1$$

Zodat de trekankers een kracht moeten leveren van:

$$2043 + 397 = 1646 \text{ KN/m}^1.$$

Een extra eis hierbij is dat de ankers niet door de geïnjecteerde laag heen mogen gaan. Ten eerste zou de water afdichting hiermee verloren gaan, maar ten tweede is dit uitvoerings-technisch niet eens mogelijk omdat de ankers m.b.v. spuitlansen geplaatst worden en deze komen niet door zo'n laag heen.

De liggingen van de vloer, zoals deze is aangenomen, en van de injectielaag zijn weergegeven in fig. 108. De ligging van de injectielaag wordt bepaald uit de eis dat de na ontgraving overgebleven laag grond boven de injectielaag, zwaar genoeg moet zijn om de grondwaterdruk te compenseren. Voor γ_{droog} en γ_{nat} , zijnde de volumegewichten van droge en natte grond, is resp. 16 KN/m^3 en 20 KN/m^3 aangehouden.

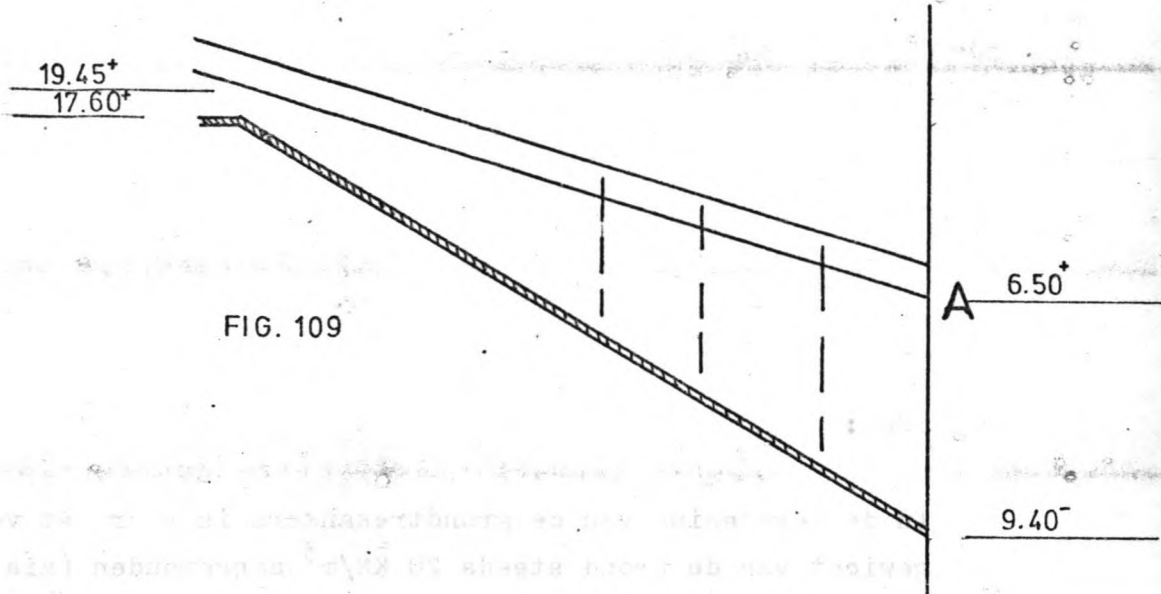


FIG. 109

Verder doet zich de vraag voor of de in hoofdstuk 6.2 (in fig. 99) voorgestelde ligging van de trekankers wel de meest optimale is. In dat hoofdstuk is alleen bekeken of de oplossing reëel was. Na enig proberen blijkt dat een plaatsing volgens fig. 110 een goede oplossing geeft.

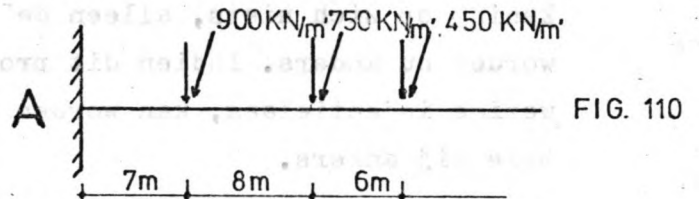


FIG. 110

Enerzijds volgt deze verdeling de drukverdeling van het grondwater enigszins en anderzijds wordt het op te nemen moment in de wand sterk gereduceerd, want t.g.v. de drie krachten bedraagt het moment t.p.v. de inklemming:

$$M_{\text{inkl}} = (7 \cdot 900 + 15 \cdot 750 + 21 \cdot 450) \cos(\arctg 0,3) = 25861 \text{ KNm/m}^1$$

en t.g.v. de waterdruk:

$$M_{\text{inkl}} = 2043.1 / 3.37,72 = 25687 \text{ KNm/m}^1. \text{ (zie ook blz.124)}$$

totaal dus: $- 25861 + 25687 = - 174 \text{ KNm/m}^1$.

In werkelijkheid wordt dit nog minder, omdat een negatief moment betekent dat de vloer naar beneden zal willen doorbuigen. Dit wordt tegengegaan door de onderliggende grond. Bij het berekenen van het moment t.g.v. de ankers is de factor $\cos(\arctg 0,3)$ meegenomen, omdat de ankers verticaal staan en de baan onder de helling ligt.

Nu de te realiseren ankerkrachten bekend zijn kunnen de ankerlengtes berekend worden. Hiervoor gelden twee

NOOT:

In de berekening van de grondtrekankers is voor het volume gewicht van de grond steeds 20 KN/m^3 aangehouden (zie o.a. blz. 126). Dit is op zich wel juist, maar voor de berekening van de ankers moet de opwaartse waterdruk, werkend op de te mobiliseren grondmassa, nog in rekening gebracht worden. Dit resulteert in een uiteindelijk effectief volumegewicht van 10 kN/m^3 . Hierdoor verandert er aan de berekening op zich niets, alleen de benodigde ankerlengtes worden nu anders. Indien dit problemen geeft i.v.m. de aanwezige injectielaag, kan worden overgegaan op b.v. een dubbele rij ankers.

criteria (zie (11)):

1^e het gewicht van de te mobiliseren grondkegel moet voldoende groot zijn om evenwicht te maken met de ankerkracht.

2^e de schuifkracht langs de omtrek van de cilinder met de diameter van het ankerblok die zich boven dat blok bevindt moet eveneens voldoende groot zijn om evenwicht te maken met de ankerkracht.

De ankers kunnen uitgevoerd worden in vier typen, geschikt voor het opnemen van krachten van 300, 450, 900 en 1350 KN. Voor de rijen met de benodigde ankerkrachten van 900 KN/m¹ en 750 KN/m¹ zal gebruik worden gemaakt van de 900 KN ankers, terwijl voor de andere rij 450 KN ankers zullen worden toegepast. Bij de eerste rij worden de ankers dus op h.o.h. 1 m afstand geplaatst, zodat voor criterium 1 de toestand volgens fig. 111 aanwezig is.

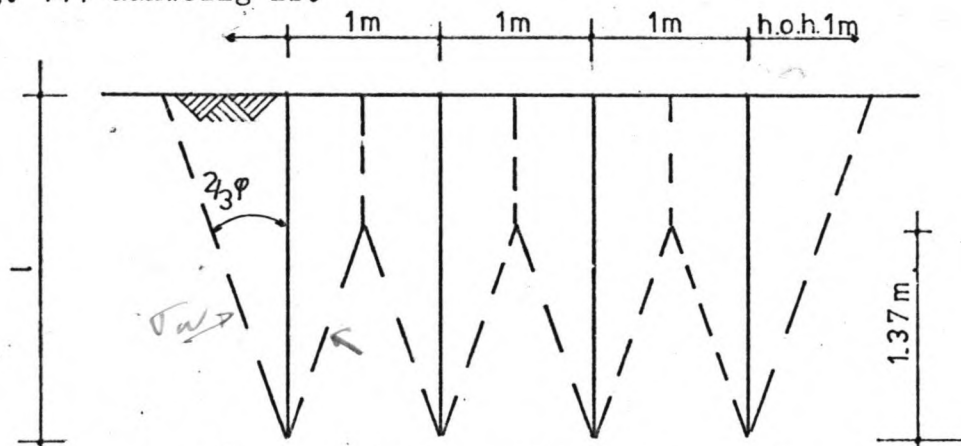


FIG. 111

Voor ϕ wordt 30° aangehouden, zodat $2/3 \phi = 20^\circ$.

De ankers komen geheel in het grondwater te liggen, zodat overal γ_{nat} aangehouden kan worden. Deze bedraagt 20 KN/m^3 . De inhoud van een kegel bedraagt $1/3 \times \text{grondvlak} \times \text{hoogte}$. Hier valt echter steeds een gedeelte van twee opeen volgende kegels samen, zodat een correctie toegepast moet worden. Daarom wordt hier de volgende benadering toegepast:

Handwritten notes:
 In vanwege de opwaartse waterdruk effectief uit slechts 10 KN/m^3 ??

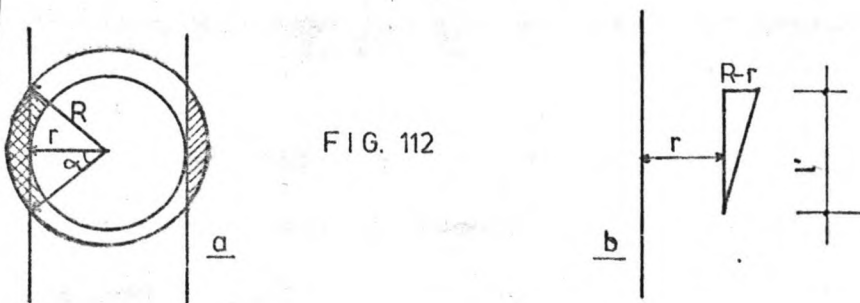


FIG. 112

Van elke cirkelvormige snede van de kegel moet eigenlijk het in fig. 112a enkel gearceerde gedeelte 2 maal van het totale oppervlak afgetrokken worden. Veel eenvoudiger is het echter om 2 maal het dubbel gearceerde oppervlak af te trekken; dit kan door de fig. 112b van $-\alpha$ tot $+\alpha$ om te cirkelen. Er wordt nu eigenlijk wat te veel afgetrokken, maar dat is alleen maar veiliger, bovendien wordt dit weer iets gecompenseerd door voor de straal bij het omcirkelen r te nemen i.p.v. de afstand tot het zwaartepunt van de driehoek. Het oppervlak van de driehoek is: $\frac{1}{2} \cdot l^1 \cdot (R-r)$ geïntegreerd wordt dit: $\int_{-\alpha}^{+\alpha} \frac{1}{2} l^1 (R-r) \cdot d\alpha \cdot r = r \cdot l^1 (R-r)$

$\alpha = \arccos \frac{r}{R}$, dus van elke kegel wordt afgetrokken: $2 \cdot r \cdot l^1 (R-r) \arccos \frac{r}{R}$

Verder geldt: $l^1 = l = 1,37 \text{ m}$; $r = 1 \text{ m}$ $R = l \cdot \text{tg } 20^\circ$

De inhoud van het per anker te mobiliseren grondlichaam wordt dus: $\frac{1}{3} \pi l^3 (\text{tg } 20^\circ) - 2 \cdot r \cdot (l - 1,37) (l \text{tg } 20^\circ - r) \arccos \frac{r}{l \text{tg } 20^\circ}$

Nu moet dus gelden:

$$20 \left\{ \frac{1}{3} \pi l^3 (\text{tg } 20^\circ)^2 - 2r(l - 1,37)(l \text{tg } 20^\circ - r) \arccos \frac{r}{l \text{tg } 20^\circ} \right\} \geq 1,5 \cdot 900$$

Na enig proberen blijkt: $l \geq 9,5 \text{ m}$.

Voor criterium 2 geldt:

$$\pi \cdot D \cdot \tau \cdot l + \frac{1}{4} \pi D^2 \cdot l \cdot \gamma \geq f \cdot A$$

waarin: D = diameter ankerblok

τ = de maximale schuifspanning

l = totale ankerlengte (incl. ankerblok)

γ = volume gewicht van de grond.

De diameter van de ankers t/m 900 KN bedraagt 0,85 KN.

τ varieert tussen de 30 à 50 KN/m²; hier wordt 40 KN/m² aangehouden. $\gamma = 20 \text{ KN/m}^3$ (natte grond).

f = veiligheidscoëfficiënt; hier wordt $f = 1,5$ aangehouden. A = ankerkracht; voor dit geval 900 KN.

Substitutie levert:

$$\pi \cdot 0,85 \cdot 40 \cdot l + \frac{1}{4} \pi \cdot 0,85^2 \cdot l \cdot 20 \geq 1,5 \cdot 900 \Leftrightarrow l \geq 11,42 \text{ m}$$

Het tweede criterium is dus maatgevend. Voor l zal

11,5 m worden aangehouden. De ankerlengte tussen onder-

kant constructie en bovenkant ankerblok = $11,5 - 0,40 = 11,1 \text{ m}$.

Voor de tweede rij ankers die een kracht van 750 KN/m^1 moeten leveren betekent dit dus dezelfde ankerlengte van 11,1 m. De 750 KN/m^1 wordt nl. gerealiseerd door ankers van 900 KN op een afstand van 1,20 m te plaatsen. De inhoud van de grondkegels wordt nu dus groter dan in het vorige geval, zodat ook hier criterium 2 van kracht zal blijven waaruit een ankerlengte van 11,1 m volgde. De berekening voor de derde rij ankers met een kracht van 450 KN/m^1 loopt weer geheel analoog aan de berekening van de eerste rij, dus:

$$20 \left\{ \frac{1}{3} \pi l^3 (\text{tg} 20^\circ)^2 - 2r(1-1,37)(1 - \text{tg} 20^\circ - r) \arccos \frac{r}{1 - \text{tg} 20^\circ} \right\} \geq 1,5 \cdot 450$$

$r = 1 \text{ m}$ want de h.o.h. afstand van de ankers is weer 1 m. Na enig proberen blijkt nu: $l \geq 7,6 \text{ m}$.

Het tweede criterium:

$$\pi \cdot 0,85 \cdot 40 \cdot l + \frac{1}{4} \cdot \pi \cdot 0,85^2 \cdot l \cdot 20 \geq 1,5 \cdot 450 \Leftrightarrow l \geq 5,7 \text{ m}.$$

Nu is dus het eerste criterium maatgevend.

De afstand van de top van de kegel tot de bovenkant van het ankerblok is ongeveer 1,10 m zodat de ankerlengte tussen constructie en blok $7,6 - 1,10 = 6,5 \text{ m}$ bedraagt. Controle van de afstanden tussen onderkant constructie en injectielaag geeft dat ter plaatse van de middelste rij ankers niet voldoende ruimte is om de ankers te plaatsen. Daar zal de diepte van de injectielaag dus aangepast moeten worden. Dit zal nader worden bekeken als de dikte van de constructie is gevonden. Op blz. 125 was al gevonden dat alleen t.g.v. de trekankers het inklemmingsmoment ter plaatse van de diepwand 25861 KNm bedraagt. Dit is aanzienlijk meer dan de toelaatbare 1300 KNm die werd berekend op blz. 113. Er zijn nu twee oplossingen te vinden voor dit probleem nl.

1. Pas als geconstateerd is dat de gehele grondwaterdruk weer aanwezig is onder de constructie worden de ankers op hun uiteindelijke spanning gebracht.
2. Er wordt toch afgezien van een momentvaste verbinding met de diepwand.

Gezien het feit dat t.g.v. de bak en het contragewicht nog veel grotere krachten op de vloer uitgeoefend zullen worden lijkt oplossing 2 het meest voor de hand te

liggen, maar de uiteindelijke keuze zal pas gemaakt worden bij de belastingsgevallen voor het gebruiksstadium.

Het derde belastingsgeval betreft de krachten die op zullen treden t.g.v. de bouw of montage van de bak en het contragewicht. Aangezien de bak bij de bouw ervan nog leeg is, zal dit zeker geen maatgevend belastingsgeval opleveren; het contragewicht krijgt uiteraard wel direct zijn uiteindelijk benodigde gewicht, maar in het gebruiksstadium zal vanwege de dynamische invloeden weer de factor 1,2 aangehouden worden, zodat ook het contragewicht in het bouwstadium geen maatgevend belastingsgeval zal opleveren. Dit derde belastingsgeval zal dus niet maatgevend zijn, en wordt daarom verder buiten beschouwing gelaten.

Het vierde belastingsgeval betreft de opwaartse waterdruk. Zoals bij de berekening van de ankers al is uiteengezet wordt de opwaartse druk geheel gecompenseerd door de trekankers. Dit geval is dus feitelijk al behandeld bij de berekening van de ankers.

Hiermee zijn de gevallen in de bouwfase afgehandeld. Alvorens nu de belastingsgevallen in het gebruiksstadium te behandelen zal eerst de railconstructie bekeken worden, om te controleren of bij de eerder aangenomen totaaldikte van 2 m voor vloer en railconstructie een betondikte van 1,7 m is te realiseren, zoals eveneens is aangenomen.

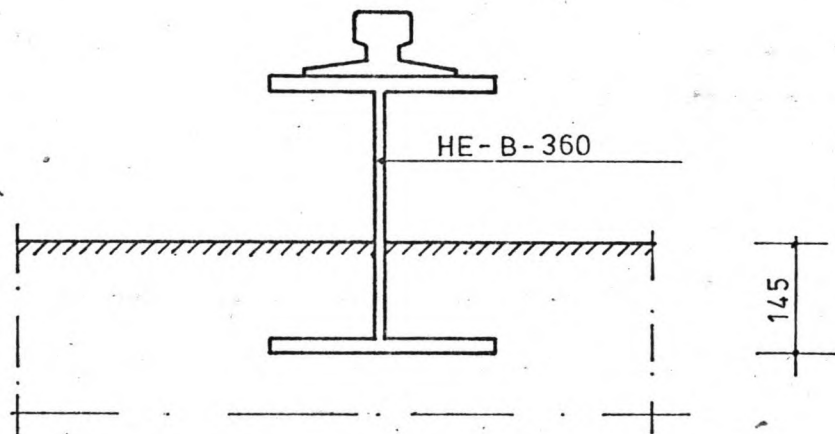
In hoofdstuk 3.4. is berekend dat de maximaal toelaatbare wiellast 690 KN bedraagt. Deze last moet zodanig door de rails en een eventueel onderliggend profiel gespreid worden dat de optredende druk niet de betondruksterkte overschrijdt. Deze bedraagt 24 MPa voor een betonkwaliteit B30 die voor de vloer aangehouden zal worden. De gekozen rails heeft een hoogte van 85 mm en de voor de krachtsoverdracht meewerkende

breedte bedraagt 90 mm, zodat het oppervlak waarover de 690 KN door de rails gespreid kan worden 15300 mm^2 groot is. Dit geeft een spanning van 45,1 MPa, dus nog veel te groot. Er moet dus een stalen profiel onder de rail worden bevestigd. Nu moet gelden:

$$1,7 \cdot \frac{690 \cdot 10^3}{2 \cdot h \cdot b} \leq 24 \quad \text{met } h \text{ en } b \text{ in mm.}$$

dus $h \cdot b \geq 24437,5 \text{ mm}^2$.

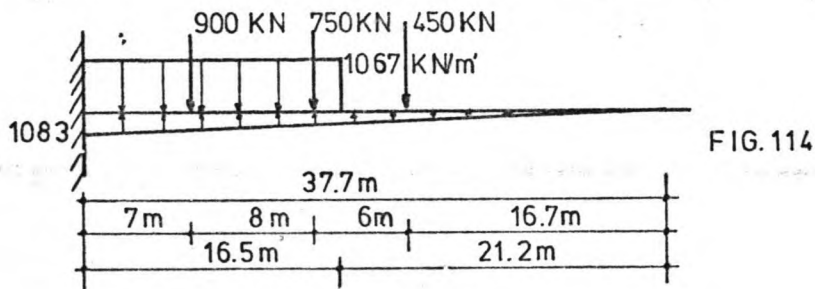
Een HE-B 360 blijkt te voldoen met $h \cdot b = 25587,5 \text{ mm}^2$. De totale hoogte van profiel en rail komt hiermee op $360 + 85 = 445 \text{ mm}$. Indien het profiel dus 145 mm diep wordt ingebetonneerd, dan blijven de eerder gedane aannamen geldig. Het geheel komt er nu als volgt uit te zien:



Nu dit vastgesteld is kunnen de belastingsgevallen voor het gebruiksstadium bekeken worden. De eerste twee daarvan zijn de krachten t.g.v. de bak en die van het contragewicht. Het totaal gewicht van beide is 48000 KN (zie hoofdstuk 3.4). Volgens fig. 34 is de maatgevende oplegreactie $q \cdot l_2$ groot, waarbij $l_2 = 33 \text{ m}$ en $q = \frac{48000}{90} = 533 \text{ KN}$, dus $q \cdot l_2 = 17600 \text{ KN}$.

Dit wordt gespreid over 16,5 m (zie fig. 58), zodat sprake is van een lijnlast van $17600/16,5 = 1067 \text{ KN/m}^1$. Het op te nemen moment in de diepwand zal maximaal zijn als de bak beneden staat, met de hoge waterstand

in de bak. Dan is de volgende situatie aanwezig:



Het gaat om een elastisch ondersteunde ligger die aan één uiteinde is ingeklemd. Volgens (12) geldt als algemene oplossing voor oneindig lange liggers:

(voor de gereduceerde D.V.)

$$W = A e^{-Bx} \cdot \sin(Bx + \omega) \quad \text{met} \quad B^4 = \frac{k}{4EI}$$

waarin k de beddingsconstante is. Aangezien het hier om grind gaat geldt: $k \approx 10^8 \text{ N/m}^2/\text{m}^1$

A en ω zijn nog te bepalen constanten.

Verder is er sprake van "oneindig" lange liggers

als geldt: $B \cdot l > 5$. Per strekkende meter geldt nu:

$$EI = 30500 \cdot 10^6 \cdot 1/12 \cdot 1 \cdot (1,7)^3 = 1,25 \cdot 10^{10}$$

$$\text{Dus } B^4 = \frac{10^8}{4 \cdot 1,25 \cdot 10^{10}} = 2 \cdot 10^{-3} \Rightarrow B = 0,21$$

dus de ligger is lang als geldt $l > 23,6 \text{ m}$.

De belasting t.g.v. de bak staat maar over $16,5 \text{ m}$

zodat hier geldt: $B \cdot l = 0,21 \cdot 16,5 = 3,5$. Dit valt dus

in het gebied $0,6 < B \cdot l < 5$ waarin geldt dat een kracht aan het ene uiteinde van de ligger aanzienlijke

invloeden uitoefent, zonder dat de ligger als star

kan worden opgevat. Indien dus nu een berekening zou

worden uitgevoerd, dan leidt dit tot een te hoge waarde

van het moment t.p.v. de diepwand. Omdat het hier

toch om een vrij lange ligger gaat wordt de belasting

over $23,6 \text{ m}$ gespreid zodat een redelijke benadering

wordt verkregen. Gerekend wordt dus met

$$q = \frac{16,5}{23,6} \cdot 1067 = 746 \text{ KN/m}^1$$

Al eerder is aangetoond dat de belasting t.g.v.

waterdruk en ankers elkaar nagenoeg opheffen, zodat

alleen met $q = 746 \text{ KN/m}^1$ gerekend zal worden.

De constanten uit de algemene vgl. voor de zakking van

de ligger moeten eerst nog bepaald worden uit de randvoorwaarden: $x = 0: W = 0$ (1)

$$\text{en } \dot{x} = 0: \frac{dW}{dx} = 0 \text{ (2)}$$

Verder geldt voor de partikuliere oplossing t.g.v. de q-last:

$$W = \frac{q_0}{4B^4EI} \text{ nu volgt uit (1):}$$

$$A \sin(\omega) = - \frac{q_0}{4B^4EI} \text{ en uit (2):}$$

$$- B\sqrt{2} A \sin(\omega - \frac{\pi}{4}) = 0 \quad A \neq 0 \text{ dus: } \omega = \frac{\pi}{4}$$

$$A = - \frac{q_0}{2\sqrt{2} B^4EI} = - \frac{q_0\sqrt{2}}{4 B^4 EI}$$

Voor het moment t.g.v. de diepwand geldt dus nu als gegeven is dat

$$M = - EI \frac{d^2W}{dx^2} \text{ en } x = 0:$$

$$M = - 2 B^2 EI \cdot \frac{-q_0\sqrt{2}}{4 B^4 EI} \cdot \sin(-\frac{\pi}{4}).$$

Invullen van $q = 746$, $B^4 = 2 \cdot 10^{-3}$ en $EI = 1,25 \cdot 10^{10}$ geeft:

$$M = \frac{q_0\sqrt{2}}{2 B^2} \cdot - \frac{1}{2}\sqrt{2} = - \frac{q_0}{2 B^2} = \frac{-746}{2 \cdot \sqrt{2 \cdot 10^{-3}}} = - 8341 \text{ KN/m}^1$$

Dit is duidelijk meer dan de voor de diepwand toelaatbare 1300 KN/m^1 , hetgeen betekent dat de aansluiting van de vloer aan de diepwand (de kopwand althans) moet geschieden d.m.v. een scharnier oplossing. Nu wordt het maximale moment volgens (12):

$$M_{\max} = 0,161 \frac{q}{B^2} = 0,161 \cdot \frac{746}{\sqrt{2 \cdot 10^{-3}}} = 2686 \text{ KN/m}^1$$

Voor de constructie moet dus gerekend worden met

$$M = 2686 \cdot 1,2 \cdot 1,7 = 5479 \text{ KN/m}^1$$

met $b = 1 \text{ m}$ en $h_t = 1,7 \text{ m}$ en $h = 1,6 \text{ m}$ (ongeveer)

$$\text{geldt: } \frac{M_u}{bh^2} = \frac{5479}{1 \cdot (1,6)^2} = 2140 \Rightarrow \omega_0 = 0,57; \text{ een}$$

heel redelijk percentage. De hoeveelheid wapening wordt dan: $0,57 \cdot 1 \cdot 1,6 \cdot 10^4 = 9120 \text{ mm}^2$.

Dat wil zeggen: $\emptyset 40 - 135$ en dat is toch nog flink wat. Indien de bak boven staat dan kan gerekend worden met de volgende situatie:

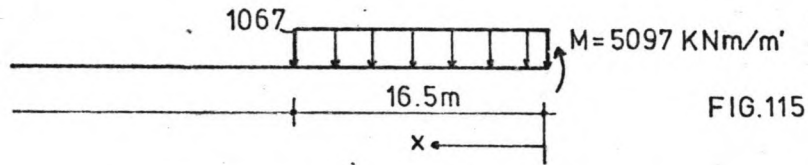


FIG.115

Het moment M wordt veroorzaakt door het bewegingswerk, zie blz.118 en is al inclusief de factor 1,7.

Voor de algemene- plus de partikuliere vergelijking geldt weer: $W = A e^{-Bx} \cdot \sin (Bx + \omega) + \frac{q}{4B^4EI}$

Als randvoorwaarden moet nu gelden:

$$x = 0 : M = M$$

$$x = 0 : D = 0$$

$$M = - EI \frac{d^2W}{dx^2} = - 2 B^2 EI \cdot A \cdot e^{-Bx} \cdot \sin(Bx + \omega - \frac{\pi}{2}), \text{ dus}$$

$$\text{voor } x = 0: M = - 2 B^2 EI A \cdot \sin(\omega - \frac{\pi}{2}) = M. (1)$$

$$D = - EI \frac{d^3W}{dx^3} = 2 B^3 \sqrt{2} \cdot EI \cdot A \cdot e^{-Bx} \sin(Bx + \omega - \frac{3\pi}{4}),$$

$$\text{dus voor } x = 0: D = 2 B^3 \sqrt{2} \cdot EI \cdot A \cdot \sin(\omega - \frac{3\pi}{4}) = 0 (2).$$

Aangezien $A \neq 0$ volgt uit (2) :

$$\omega = \frac{3\pi}{4} \quad \text{waarmee uit 1 volgt:}$$

$$- 2 B^2 EI \cdot A \sin (1/4 \pi) = M \Leftrightarrow$$

$$A = \frac{-M}{\sqrt{2} B^2 EI}$$

$$\text{dus: } W = \frac{-M}{\sqrt{2} B^2 EI} \cdot \sin (Bx + \frac{3\pi}{4}) \cdot e^{-Bx} + \frac{q}{4B^2 EI}$$

De q-last doet er dus alleen iets toe voor de zakking W ; op de verdelingen van Moment en dwarskracht oefent ze geen invloed uit.

voor $x = 0$ geldt:

$$W = \frac{-M}{\sqrt{2} B^2 EI} \cdot \sin\left(\frac{3\pi}{4}\right) + \frac{q}{4B^2 EI}$$

$$q = 746 \text{ en } M = \frac{5097}{1,7} = 2998 \text{ KNm, zodat geldt:}$$

$$W = \frac{-2998 \cdot 10^3}{\sqrt{2} \cdot \sqrt{2 \cdot 10^{-3}} \cdot 1,25 \cdot 10^{10}} \cdot \frac{1}{2} \sqrt{2} + \frac{746 \cdot 10^3}{4 \cdot \sqrt{2 \cdot 10^{-3}} \cdot 1,25 \cdot 10^{10}} =$$

$$- 3,8 \cdot 10^{-3} \cdot \frac{1}{2} \sqrt{2} + 3,3 \cdot 10^{-4} = - 2,3 \cdot 10^{-3} \text{ m.}$$

Bovenaan, midden tussen de langswanden, zal de baan dus neiging hebben om op te wippen. (Alleen in het midden, want t.p.v. de langswanden wordt dit door de koppeling vloer - langswanden verhinderd)

Dit kan verminderd worden door voorzieningen te treffen aan het huis voor de bewegingswerken.

Allereerst wordt het eigengewicht nog eens wat precieser bekeken. Bij de berekeningen van het gebouw is bij de vraag of koppeling van huis en baan mogelijk was het eigengewicht verwaarloosd, omdat dit de bijdrage die de grond beneden 22,50 + (zie fig. 101) nog aan het moment zou leveren zou compenseren. Indien het gebouw iets opgelicht wordt, zoals bovenstaande berekening suggereert, dan is die bijdrage gelijk aan nul en kan dus het eigengewicht gewoon meegenomen worden. Voor dit eigengewicht is op blz. 120al het getal 430 KN/m¹ genoemd. Een iets betere schatting (mogelijk na de inmiddels verrichte berekening) geeft:

$\delta_{1\text{gem}} = 0,30 \text{ m}$ voor de wanden en $\delta_{2\text{gem}} = 0,25 \text{ m}$ voor de vloeren. Als extra veiligheid worden de onderste vloer en alle installaties verwaarloosd.

Het totaal komt nu op:

$$(2 \cdot 14,1 \cdot 0,30 + 3 \cdot 0,25) 25 = 380 \text{ KN/m}^1$$

Dit geeft een moment van $4 \cdot 380 = 1521 \text{ KNm/m}^1$.

Het totale moment wordt nu: $- 2998 + 1521 = - 1477 \text{ KNm/m}^1$

De stijging hierdoor bedraagt:

$$W = \frac{- 1477 \cdot 10^3}{2 \cdot 2 \cdot 10^{-3} \cdot 1,25 \cdot 10^{10}} = - 1,9 \cdot 10^{-3} \cdot \frac{1}{2} 2 = - 1,3 \cdot 10^{-3} \text{ m.}$$

Ten gevolge van het eigengewicht van het gebouw zelf wordt de zakking: $W = \frac{2BF}{K}$ (zie (12)) dus hier:

$$W = \frac{2 \cdot \sqrt[4]{2 \cdot 10^{-3}} \cdot 380 \cdot 10^3}{10^8} = 1,6 \cdot 10^{-3} \text{ m.}$$

Hieruit blijkt dat voor het opwippen van de baan aan de bovenzijde niet gevreesd hoeft te worden. Zoals gezegd doet de q-last er niet toe voor het moment, zodat het maximale moment dus 1477 KNm/m^1 bedraagt.

Voor de constructie dus weer te rekenen met:

$M = 1,7 \cdot 1,2 \cdot 1477 = 3013 \text{ KNm/m}^1$ verder geldt (zie G.T.B

'74) :

$$\frac{M_u}{bh^2} = \frac{3013}{1 \cdot (1,6)^2} = 1177 \Rightarrow \omega_0 = 0,30$$

$$\Rightarrow A_a = 0,30 \cdot 1 \cdot 1,6 \cdot 10^4 = 4800 \text{ mm}^2 \Rightarrow \phi 32 - 165.$$

In dwarsrichting (dus met de helling mee) zijn de beide uiteinden nu berekend. Het midden moet nu nog berekend worden. Hier kunnen echter zowel bak als contragewicht aanwezig zijn, en in dat geval tegelijkertijd. Het is echter de vraag of beide elkaar beïnvloeden. Om dit te bekijken zal nu eerst een berekening in langsrichting gemaakt worden. De aflegreacties zijn in lengte richting:

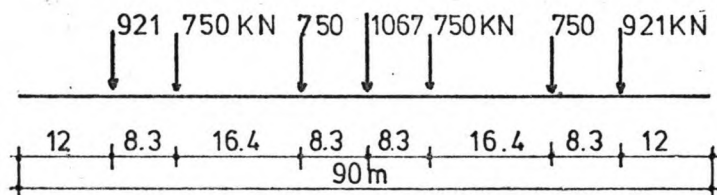


FIG. 116

Voor puntlasten zoals gerekend in fig. 116 is de invloed over een kortere lengte merkbaar in een ligger zodat in dit geval niet meer voldaan hoeft te worden aan de eerder genoemde eis van $B \cdot l > 5$ voor een "oneindig" lange ligger. (12) noemt voor dit geval B.l voor B geldt: $B = \sqrt[4]{2 \cdot 10^{-3}}$ dus voor l moet gelden:

$$l > \frac{\pi}{\sqrt[4]{2 \cdot 10^{-3}}} = 14,86 \text{ m.}$$

Hieruit blijkt dat de invloed van de bak nog onder het contragewicht merkbaar is en omgekeerd. De vraag is echter of dat een maatgevend moment zal opleveren. Dit

zal in het nu volgende bekeken worden. Voor een last F in het midden van een oneindig lange ligger geldt volgens (12) :

$$M = - \frac{F\sqrt{2}}{4B} e^{-Bx} \sin \left(Bx - \frac{\pi}{4} \right)$$

dus voor $x = 0$: $M = \frac{F}{4B}$

De maatgevende oplegreactie is in het midden:

$$F = 1067 \text{ KN/m}^1 \Rightarrow M = \frac{1067}{4 \cdot \sqrt[4]{2 \cdot 10^{-3}}} = 1261 \text{ KNm/m}^1$$

T.g.v. de naast liggende oplegreactie, van $F = 750 \text{ KN/m}^1$ met $x = 8,3 \text{ m}$ wordt het moment:

$$M = - 2 \cdot \frac{750 \cdot \sqrt{2}}{4 \cdot \sqrt[4]{2 \cdot 10^{-3}}} \cdot e^{-8,3 \sqrt[4]{2 \cdot 10^{-3}}} \sin \left(0,21 \cdot 8,3 - \frac{\pi}{4} \right)$$

$$= 358 \text{ KNm/m}^1$$

Het maatgevende moment wordt dus:

$$M_{\max} = 1261 + 358 = 1619 \text{ KNm/m}^1$$

Dit geeft het volgende wapeningspercentage:

$$\frac{M_u}{bh^2} = \frac{1,2 \cdot 1,7 \cdot 1619}{1 \cdot (1,6)^2} = 1290 \Rightarrow \omega_0 = 0,33$$

$$\Rightarrow A_a = 0,33 \cdot 1 \cdot 1,6 \cdot 10^4 = 5280 \text{ mm}^2 \Rightarrow \phi 32 - 150$$

Uit bovenstaande blijkt dat voor de berekening nabij de kopwand (zie blz. 131 e.v.) nog een correctie aangebracht moet worden. Daar is nl. geen spreiding toegepast in lengterichting terwijl dit wel had moeten. Het daar berekende maximale moment is dus duidelijk te hoog. De meewerkende breedte wordt op de volgende manier bepaald: voor W t.g.v. een last F in het midden van een oneindig lange ligger geldt:

$$W = \frac{F\sqrt{2}}{8 \cdot B^3 EI} e^{-Bx} \sin \left(Bx + \frac{\pi}{4} \right)$$

Dat ziet er ongeveer als volgt uit :

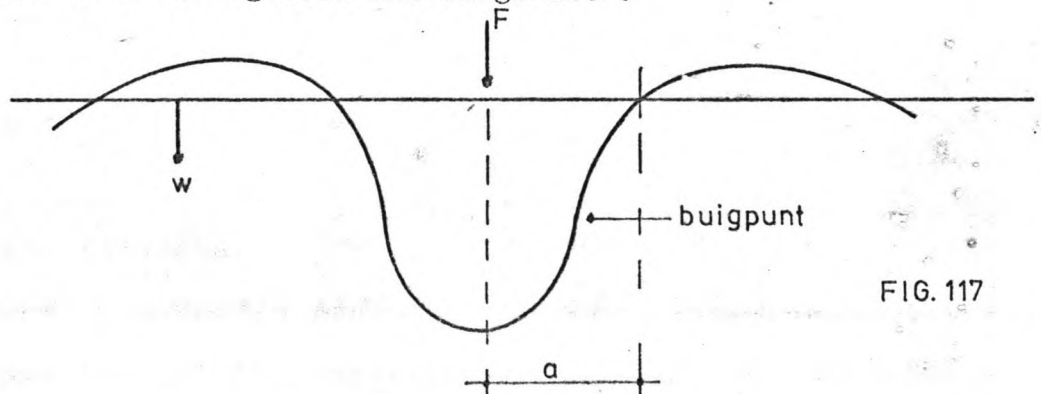


FIG. 117

De afstand a tot het eerste nulpunt wordt nu:

$$W = 0 \text{ voor } Bx = \frac{3\pi}{4} \Rightarrow x = \frac{3\pi}{4B} = \frac{3\pi}{4 \cdot 0,21} = 11,1 \text{ m.}$$

Om deze afstand als meewerkende breedte te nemen lijkt overdreven, Neem daarom de afstand tot het buigpunt.

Voor een buigpunt moet de 2^e afgeleide nul zijn, dus $M = 0 \Rightarrow Bx = \frac{\pi}{4}$ (zie blz. 136) $\Rightarrow x = 3,7 \text{ m.}$

Voor de meewerkende breedte kan dus $2 \cdot 3,7 = 7,4 \text{ m}$ aangehouden worden. Het gevonden moment kan dus nog door 7 gedeeld worden. Gevonden was (zie blz. 132) $M = 5479 \text{ KN/m}^1$. Dit moet dus worden: $M = \frac{5479}{7} = 783 \text{ KN/m}^1$

$$\frac{M_u}{bh^2} = \frac{783}{1 \cdot (1,6)^2} = 306 \Rightarrow \omega_0 = 0,08$$

$$\Rightarrow A_a = 0,08 \cdot 1 \cdot 1,6 \cdot 10^4 = 1280 \text{ mm}^2.$$

Dit is meer dan 20 % van de zojuist in langsrichting gevonden wapening, zodat deze wapening niet als verdeel wapening mag worden opgevat. $1280 \text{ mm}^2 \hat{=} \phi 16 - 155$.

Een aanzienlijke besparing t.o.v. de eerder gevonden $\phi 40 - 135$. Indien bovenstaande waarde voor de meewerkende breedte wordt aangehouden, dan blijkt uit fig. 116 dat voor de berekening van de wapening in dwarsrichting geen rekening gehouden hoeft te worden met beïnvloeding van bak en contragewicht. Berekening van één van beiden voldoet dus.

Uit de figuren 95 en 101 blijkt dat de baan

$(22,20 - 8,50)/0,30 = 45,67 \text{ m}$ lang is. Dit is aanzienlijk meer dan de vereiste $23,6 \text{ m}$ (zie blz. 131) om als oneindig lang te kunnen gelden. Dit wil zeggen dat er in het midden geen invloeden van de randen meer merkbaar zijn. Dit betekent dat alleen gerekend hoeft te worden met een q -last en deze geeft zoals gezegd geen momenten. In het midden kan dus volstaan worden met verdeelwapening van de wapening in langsrichting.

Tot dusver is alleen gerekend met de q -lasten en niet met de krachten t.g.v. ankers en waterdruk, omdat deze elkaar opheffen. Dit is ook zo, maar voor de inleiding

van de ankerkrachten in het beton zijn wellicht nog enige extra voorzieningen nodig. Hier wordt verder niet meer aan gerekend, alleen het feit als zodanig wordt even aangestipt.

Van de in hoofdstuk 6 genoemde belastingsgevallen voor de vloer zijn er nu drie nog niet genoemd. Het eerste daarvan is : de reactiekrachten t.g.v. het bewegingswerk. Ten dele zijn deze krachten al verwerkt in het voorgaande nl. het optredende moment t.g.v. het bedieningsgebouw en de bewegingswerken is al meegenomen. De enige nog niet meegenomen kracht is de optredende normaalkracht van $2 \cdot 48000 = 96000$ KN. Dit wordt gespreid over $90 \cdot 1,7 = 153$ m² zodat de spanning wordt: $\sigma = \frac{96}{153} = 0,6$ MPa. In het geheel van krachten is dit vrijwel te verwaarlozen. Het betekent hooguit een kleine reductie van de optredende trekspanningen. In het verdere verhaal wordt dit dan ook verwaarloosd.

Het tweede geval is: de krachten t.g.v. calamiteiten. Bij de berekening van het gebouw met de bewegingswerken is al gebleken dat het calamiteitsgeval kleinere krachten tot gevolg heeft op de betonnen vloer. Wat daar nog niet is meegenomen, want daar was het ook nog niet van toepassing, is het feit dat bij een lege bak er automatisch een hoeveelheid water onder aan de baan komt te staan. Dit kan echter nooit meer aan belasting opleveren dan waarmee al is gerekend, omdat het totale gewicht op de baan gelijk blijft. Het wordt nu hoogstens wat beter gespreid zodat zeker geen hogere krachten in de constructie zijn te verwachten.

Het derde en laatste van de drie laatste belastingsgevallen is: krachten t.g.v. de waterkelder. Deze zijn in dit stadium nog niet te overzien en indien nodig zullen bij de berekening van de kelder aanvullende berekeningen voor de vloer worden gemaakt.

Tot slot van deze berekening van de vloer nog een aantal opmerkingen over de spanningen in de ondergrond. Als eerste moet dan gezegd worden dat het totale gewicht van de ontgraven grond ongeveer 1 miljoen KN bedraagt, terwijl er weer ongeveer 300.000 KN voor terug komt, zodat als geheel niet voor instabiliteit gevreesd behoeft te worden. Wel zullen plaatselijk hoge spanningen optreden t.g.v. de bak en het contra-gewicht, maar deze kunnen voor het geheel geen moeilijkheden veroorzaken. Als gevolg van dit verschil in gewicht zijn dus ook geen grote zettingen te verwachten.

Over de vloer zelf kan dan nog gezegd worden dat de aangenomen dikte van 1,7 m overal zal voldoen hoewel een optimalisatie van het geheel is aan te bevelen. Hier wordt echter verder van afgezien.

6.4.3. De langswanden.

Voor de langswanden gelden in de bouwfase drie belastingsgevallen:

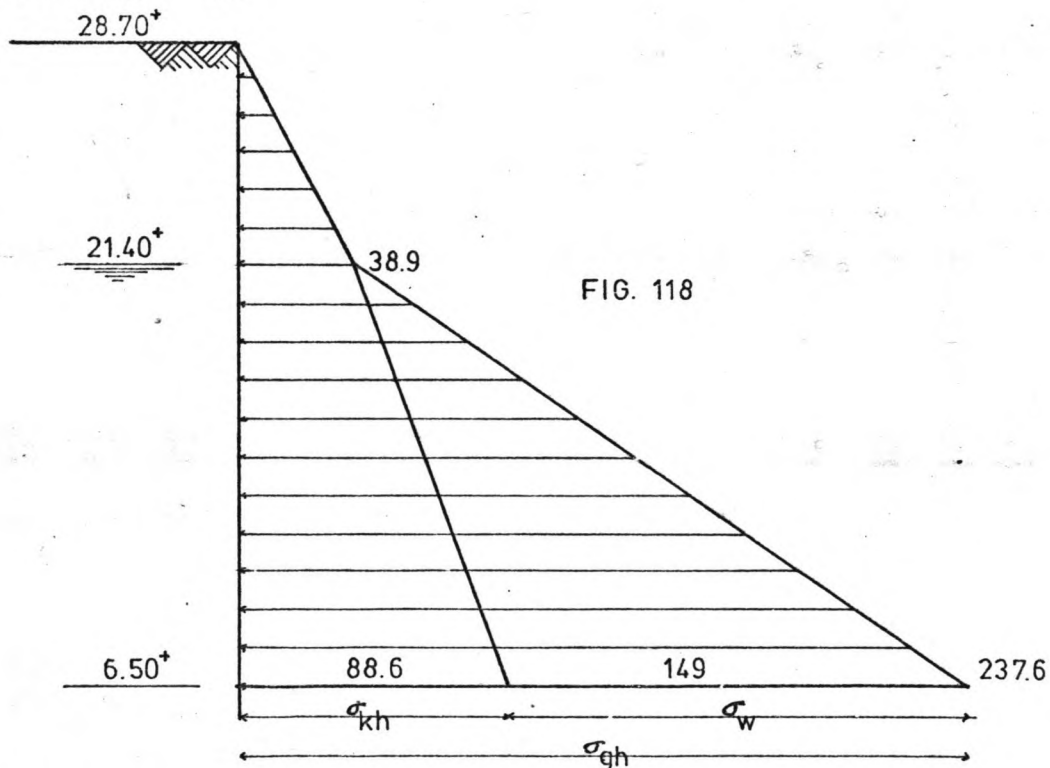
1. het eigengewicht met de horizontale gronddruk
2. krachten uit de vloer t.g.v. de trekankers
3. wandwrijving en de grondwaterdruk.

Van deze drie gevallen is er nu nog maar één van belang. In het voorgaande is nl. berekend dat de totale reactiekrachten van de trekankers voldoende is om de opwaartse waterdruk te compenseren. Er hoeft dus geen wandwrijving gemobiliseerd te worden. Hiermee vervalt geval 3. Verder is al bepaald dat de verbinding wandvloer niet momentvast kan worden uitgevoerd, omdat dat tot te grote momenten in de wanden zou leiden. De krachten t.g.v. de trekankers leiden dus alleen tot normaalkrachten in de wand, die gering zullen zijn omdat

- a. de belasting van de ankers door de vloer wordt gespreid en
- b. slechts een gering aantal ankers invloed hebben op de reactiekracht vanuit de vloer naar de wand, aangezien de vloer elastisch ondersteund wordt. Hiermee ver-

valt ook geval 2. Van geval 1 tenslotte is alleen de horizontale gronddruk interessant. Het eigengewicht van de wand is niet van belang, omdat de grond draagkrachtig genoeg is om dat te kunnen dragen.

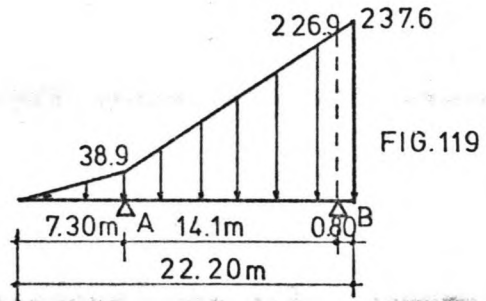
Van de drie belastingsgevallen wordt dus alleen de horizontale gronddruk bekeken. Dit zal alleen gebeuren voor het gedeelte van de wand dat zich boven de onderkant van de vloer bevindt. Het gedeelte onder de vloer doet nl. alleen dienst als tijdelijke waterkering en wordt daarom ongewapend uitgevoerd. Uitgaande van fig. 108 treden nu de volgende horizontale grondspanningen op:



Bovenstaande figuur geldt in z'n totaliteit voor het diepste punt van de baan; voor de langswanden geldt naar boven toe dus een steeds kleiner wordend gedeelte. Verder is duidelijk dat de wand verankert moet worden om de krachten te kunnen opnemen.

Indien de ankers juist boven de grondwaterspiegel aangebracht worden, op 21,40⁺ (dit is de hoogst denkbare grondwaterstand, zodat de kans zeer klein is dat deze juist tijdens de bouw zou optreden) zodat tijdens het

aanbrengen van de ankers geen hinder wordt onder-
vonden van uittredend water, dan geldt het volgende
belastingsschema:

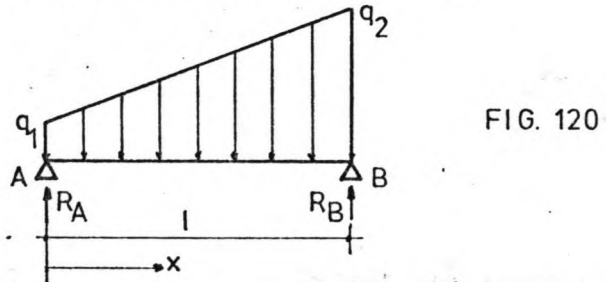


Het overstek bij B is aangenomen, omdat gerekend
wordt met het hart van de vloer. De momenten van
A en B worden nu:

$$M_A = \frac{1}{2} \cdot 38,9 \cdot 7,30 \cdot 1/3 \cdot 7,30 = 345,5 \text{ KNm}$$

$$M_B = 0,8 \cdot 226,9 \cdot 0,4 + \frac{1}{2} \cdot (237,6 - 226,9) \cdot 0,8 \cdot 2/3 \cdot 0,8 = 74,9 \text{ KNm.}$$

Verder geldt bij een belasting volgens fig. 120:



$$R_A = \frac{1}{2} q_1 \cdot l + 1/6 (q_2 - q_1) l \quad \text{en}$$

$$R_B = \frac{1}{2} q_1 \cdot l + 1/3 (q_2 - q_1) l$$

Bij de gegeven belasting volgt nu:

$$R_A = \frac{1}{2} \cdot 38,9 \cdot 14,1 + 1/6 (226,9 - 38,9) \cdot 14,1 + \frac{345,5 - 74,9}{14,1} = 735,2 \text{ KN}$$

Verder geldt:

$$q(x) = q_1 + \frac{q_2 - q_1}{l} \cdot x \quad \text{en dus:}$$

$$D(x) = -\frac{1}{2} \frac{q_2 - q_1}{l} x^2 - q_1 \cdot x + D(0)$$

Het moment is maximaal als $D = 0$, dus hier:

$$D(x) = -6,67 x^2 - 38,9 x + 735,2 = 0 \Rightarrow x = 7,98 \text{ m.}$$

$$M(x) = \int D(x) dx = -1/3 \cdot 6,67 x^3 - \frac{1}{2} \cdot 38,9 x^2 + 735,2 x + M_A$$

Dus voor $x = 7,98$ en $M_A = -345,5 \text{ KNm}$:

$M_{\text{max}} = 3153,5 \text{ KNm}$. Dit is aanzienlijk meer dan de
toelaatbare 1300 KN (zie blz.113). Over een zekere

lengte moeten dus twee of meer ankers boven elkaar
aangebracht worden. De vraag die zich nu voordoet is:
over welke lengte is dit het geval? Na enig proberen

blijkt dat indien AB 10 m of korter is er geen problemen meer zijn. Hierbij dient aangetekend te worden dat het bovenste anker zich steeds op 7,30 m onder de bovenkant van de wand bevindt. Voor AB is 10 m geldt dus het volgende belastingschema:

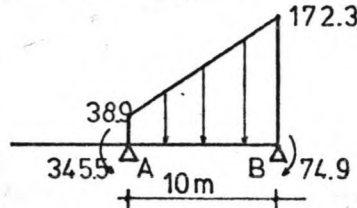


FIG. 121

$$R_A = \frac{1}{2} q_1 l + \frac{1}{6}(q_2 - q_1)l + \frac{M_A - M_B}{l} =$$

$$= \frac{1}{2} 38,9 \cdot 10 + \frac{1}{6}(172,3 - 38,9) \cdot 10 + \frac{345,5 - 74,9}{10}$$

$$= 443,9 \text{ KN} \Rightarrow R_B = 806,6 \text{ KN.}$$

Voor $D(x)$ geldt dus (zie blz. 141):

$$D(x) = -\frac{1}{2} \cdot 13,34 \cdot x^2 - 38,9x + 443,9 \Rightarrow D(x) = 0 \text{ als } x = 5,75 \text{ m.}$$

$$M(x) = -\frac{1}{6} \cdot 13,34 \cdot x^3 - \frac{1}{2} \cdot 38,9x^2 + 443,9x - 345,5.$$

$M(x)$ is maximaal voor $x = 5,75 \text{ m}$, dus:

$$M_{\max} = 1141,2 \text{ KNm en dat is toelaatbaar.}$$

Nu moet alleen voor het hoogste gedeelte van de wand nog een oplossing gevonden worden. Duidelijk is dat over een gedeelte minimaal twee ankers boven elkaar aangebracht moeten worden. Dan is het belastingsgeval volgens fig. 122 aanwezig.

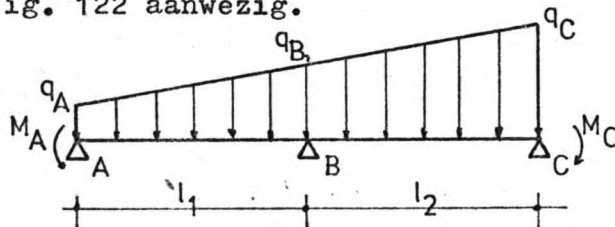


FIG. 122

In dat algemene geval geldt voor M_B :

$$M_B = \frac{1}{l_1 + l_2} \left\{ -\frac{1}{2} M_A \cdot l_1 - \frac{1}{2} \cdot M_C \cdot l_2 + \frac{1}{15} q_B (l_1^3 - l_2^3) + \frac{63}{120} q_A l_1^3 + \frac{7}{120} q_C l_2^3 \right\}$$

Op het diepste punt van de helling geldt het belastingschema volgens fig. 119. Als er nu een anker extra wordt geplaatst dan ontstaat het volgende:

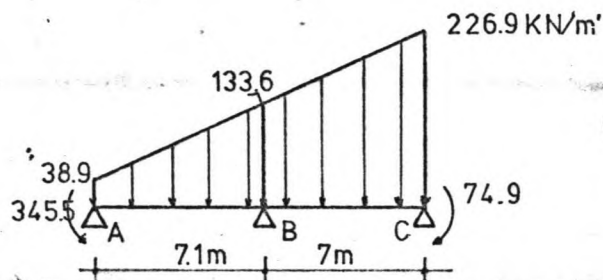


FIG. 123

Dus:

$$M_B = \frac{1}{14,1} \left\{ -\frac{1}{2} \cdot 345,5 \cdot 7,1 - \frac{1}{2} \cdot 74,9 \cdot 7 + \frac{1}{15} \cdot 133,6 \left((7,1)^3 - (7)^3 \right) + \frac{63}{120} \cdot 38,9 \cdot (7,1)^3 + \frac{7}{120} \cdot 226,9 \cdot (7)^3 \right\} = 744,2 \text{ KNm.}$$

Dit voldoet. Dit is tevens het maximaal optredende moment in AC, zoals eenvoudig is in te zien.

$$R_A = \frac{1}{2} \cdot 38,9 \cdot 7,1 + 1/6 \cdot (133,6 - 38,9) \cdot 7,1 - \frac{744,2 - 345,5}{7,1} = 194 \text{ KN.}$$

$$R_B = \frac{1}{2} \cdot 38,9 \cdot 7,1 + 1/3 \cdot (133,6 - 38,9) \cdot 7,1 + \frac{744,2 - 345,5}{7,1}$$

$$+ \frac{1}{2} \cdot 133,6 \cdot 7 + 1/6 \cdot (226,9 - 133,6) \cdot 7 + \frac{744,2 - 74,9}{7} = 1090,4 \text{ KN}$$

$$R_C = \frac{1}{2} \cdot 133,6 \cdot 7 + 1/3 \cdot (226,9 - 133,6) \cdot 7 - \frac{744,2 - 74,9}{7} = 589,7 \text{ KN}$$

Om de werkelijk optredende ankerkrachten te vinden moeten bij R_A en R_C nog de krachten uit de overstekken opgeteld worden (zie fig. 119). Deze zijn:

$$R_{AO} = \frac{1}{2} \cdot 7,30 \cdot 38,9 = 142,0 \text{ en}$$

$$R_{CO} = 0,8 \cdot 226,9 + \frac{1}{2} (237,6 - 226,9) \cdot 0,8 = 185,8$$

De werkelijk optredende ankerkrachten zijn nu:

$$R_A = 336 \text{ KN/m}^1; R_B = 1090 \text{ KN/m}^1; R_C = 776 \text{ KN/m}^1.$$

Volgens (13) gelden voor de meest gangbare permanente ankers de volgende werkbelastingen: 130 KN, 250 KN, 380 KN en 480 KN. Hieruit blijkt dat per m^1 een aantal ankers aangebracht moeten worden, afhankelijk van de vereiste ankerkrachten. De preciese verdeling zal niet verder uitgewerkt worden.

Wel resten nog een aantal opmerkingen t.a.v. de ankers:

1. Voor de overgangssituatie tussen fig.123 en fig.121 kan voor de plaats van de ankers B steeds het midden van A en C aangehouden worden.

2. Nabij het diepste punt van de helling (dus situatie

volgens fig. 123) is de situatie wat ongunstiger afgespiegeld dan in werkelijkheid het geval is. Daar steunen de langswanden nl. op de kopwand, waardoor in werkelijkheid minder ankers nodig zullen zijn dan in het voorgaande is berekend. Hoeveel dit zal schelen zal hier niet verder onderzocht worden, maar een optimalisatie is zeer zeker mogelijk.

3. De lengte van de ankers is niet berekend en dat zal ook niet gebeuren. Rondom de helling zijn geen obstakels aanwezig, zodat er geen beperkingen zijn t.a.v. de ankerlengte. De ankers zullen dus altijd geplaatst kunnen worden.

4. T.g.v. de horizontale gronddruk komt er dus een extra normaalkracht in de vloer. Deze normaalkracht bedraagt maximaal 807 KN/m^1 (zie bij fig. 121) zodat er een normaalspanning in de vloer zal optreden van $\frac{807}{1,7} \cdot 10^{-3} = 0,5 \text{ MPa}$. Dit is zo gering dat dit geen ernstige gevolgen zal hebben voor de vloer.

Hiermee zijn de belastingsgevallen in de bouwfase afgehandeld. In het gebruiksstadium komen daar de volgende gevallen nog bij (zie hoofdstuk 6.3.):

1. krachten uit de vloer
2. krachten t.g.v. de bewegingswerken
3. krachten t.g.v. calamiteiten
4. krachten uit de deuren in de kanaalpannen.

Bij de berekening van de vloer is al bepaald dat de krachten uit de vloer slechts gering zullen zijn, zodat dat geen maatgevend belastingsgeval zal opleveren. Voor de gevallen 2 en 3 geldt hetzelfde. In de langswanden ontstaan alleen krachten t.g.v. de bewegingswerken en het calamiteitsgeval via de vloer. Deze vloer zorgt voor een dusdanige spreiding dat de krachten zijn te verwaarlozen.

Van geval 4 kan gezegd worden dat de krachten uit de deuren veroorzaakt worden door de aanwezige waterdruk. Deze is alleen aanwezig bij de bovenste 3,5-4,3 m.

Daaronder is weer de normale gronddruk aanwezig. De deuren zullen dus wel een geconcentreerde belasting overdragen aan de wand, maar in een gebied waar nog maar kleine krachten op de wand uitgeoefend worden. Gesteld kan dan ook worden dat de krachten uit de deuren betrekkelijk eenvoudig opgevangen zullen kunnen worden al zullen wellicht enige voorzieningen m.b.t. de wapening getroffen moeten worden. Hiermee zijn alle belastingsgevallen afgehandeld.

T.a.v. de uitvoering resten nog een aantal mogelijkheden. Aangezien de diepwand proportioneel duurder wordt met de diepte kan men zich afvragen of het niet goedkoper is om eerst de put te ontgraven tot ongeveer 1,5 m boven het grondwater (dit i.v.m. de uitvoering van de diepwand), dus ongeveer 5,8 m en daarna pas de diepwand te plaatsen. De bovenste meters wand zouden dan in normaal in het werk gestort beton uitgevoerd kunnen worden. Dit heeft dan tevens het voordeel dat de sparing voor de deur in het bovenpand eenvoudig is uit te voeren. Voor het benedenpand zijn hoe dan ook extra voorzieningen nodig, omdat de drempel van de deur in het benedenpand op 17,00 m⁺ N.A.P. komt te liggen. Verder moet direct naast de benedendeur een overbrugging worden gerealiseerd, zodat het volgende wordt voorgesteld: T.p.v. het benedenpand wordt de vorm van de diepwand als aangegeven in fig. 124.

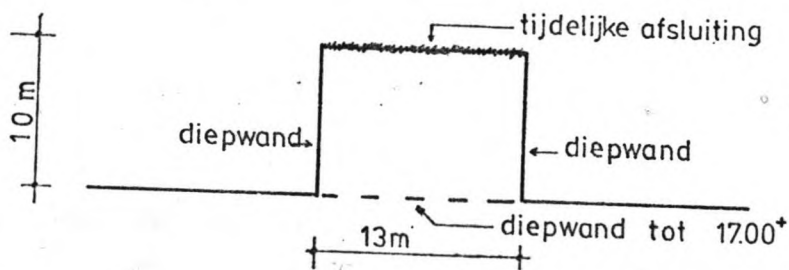


FIG. 124

Vanaf 17,00 m⁺ naar boven toe wordt er dus een sparing in de langswand gemaakt. Om toch te zorgen dat de put geheel beschermd is tegen het grondwater worden de twee dwarsdiepwanden aangebracht en een tijdelijke afslui-

ting in de vorm van een damwand, die later geheel of gedeeltelijk verwijderd kan worden. De twee dwarse diepwanden kunnen nu tevens dienst doen als fundering voor de overbrugging, en als geleiding voor de hefdeuren. Er zijn wellicht nog wel enige varianten denkbaar, maar die zullen niet verder uitgewerkt worden.

6.4.4. De kopwand.

Voor de kopwand gelden op de belastingen t.g.v. de deuren na precies dezelfde belastinggevallen. Dus ook hier geldt dat de belasting t.g.v. de horizontale gronddruk maatgevend zal zijn. Een verschil met de langswanden is wel dat de kopwand niet schuin is, zodat over de totale lengte het belastingsschema volgens fig. 123 aanwezig is. Dus ook hier zijn twee rijen ankers nodig. Voor de andere belastinggevallen gelden dezelfde opmerkingen die al bij de langswanden zijn gemaakt.

6.4.5. De waterkelder.

Zoals in hoofdstuk 3.1. is bepaald wordt de stalen bak bij hoge waterstanden in het benedenpand van het kanaal gebruikt om het dan optredende waterstandsverschil tussen bak en kanaal te overwinnen. Gedacht is daar aan het legen van de bak door de deuren, waarbij het water opgevangen wordt in een kelder. Ook bij normale waterstanden wordt hierin water opgevangen, nl. het water wat zich tussen bakdeur en kanaaldeur, in het lage pand, bevindt. Dit laatste geldt in principe ook voor de deuren in het bovenpand, maar dit water kan d.m.v. goten afgevoerd worden naar het benedenpand. De opvang van regenwater e.d. gebeurt wel d.m.v. de kelder.

T.g.v. de hoge waterstanden moet een schijf van 0,8 m hoogte in de bak opgevangen kunnen worden in de kelder. Dit vereist een inhoud van $90 \cdot 12,5 \cdot 0,8 = 900 \text{ m}^3$.

Aangezien de helling zelf ook afwatert op de kelder, is de meest logische plaats van kelder dan ook onder aan de helling. Ook constructief gezien is dit het eenvoudigst, omdat anders een discontinuïteit in de vloerconstructie zou ontstaan met alle gevolgen voor zettingen en dus momenten verloop van dien. In verband met de discontinuïteiten is het eveneens logisch om de kelder over de gehele breedte van de baan door te trekken. Dit levert dan meteen een grote lengte van de kelder op, zodat de afmetingen in lengterichting van de baan beperkt kunnen blijven. De lengte van de bak is 90 m, zodat ook de lengte van de kelder ongeveer 90 m kan worden. Dit impliceert dat het oppervlak van de dwarsdoorsnede van de kelder 10 m^2 groot moet zijn. Gedacht wordt aan een kelder direct onder de vloer, dus het dak heeft een helling van 30 %. De vorm wordt daarom als volgt:

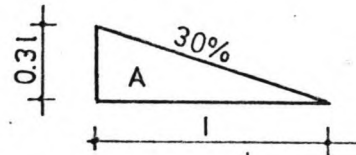


FIG. 125

Aangezien moet gelden: $A = 10 \text{ m}^2$ volgt voor l :

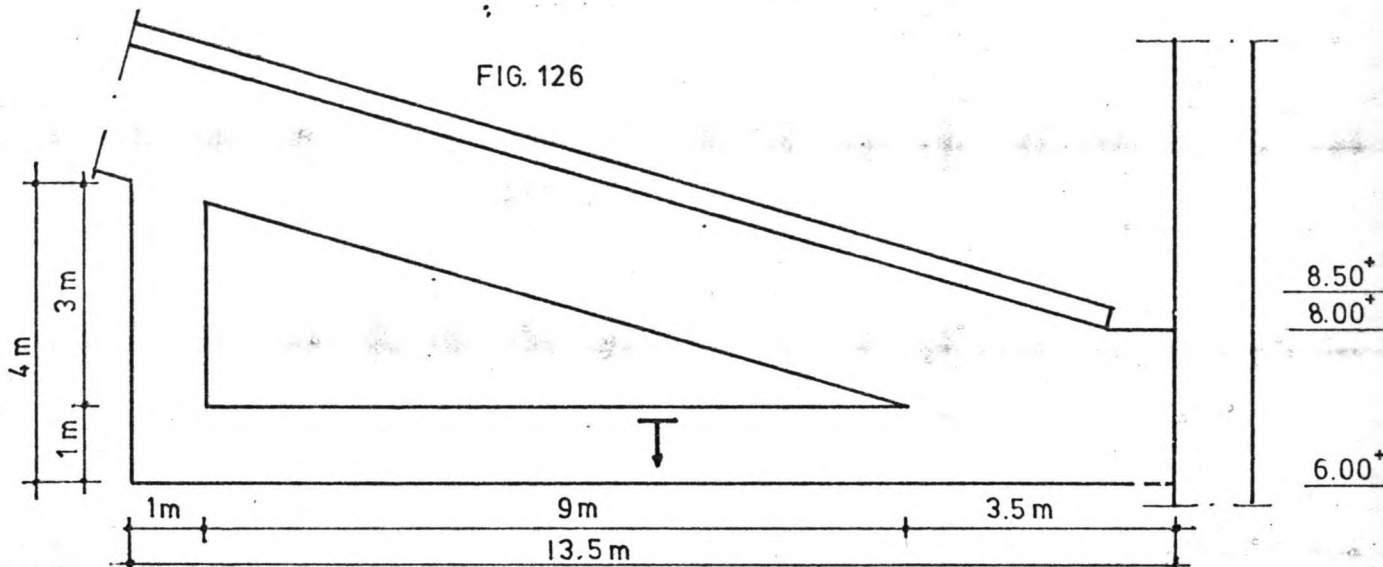
$$A = \frac{1}{2} \cdot 0,31 \cdot l = 0,155 l^2 = 10 \text{ m}^2 \Rightarrow l = 8,16 \text{ m.}$$

Voor l wordt nu 9 m aangehouden om enige reserve te hebben bij tijdelijke defecten van de pomp en i.v.m. af te voeren regenwater en het water tussen bak- en kanaaldeer. De maximaal te benutten inhoud wordt dus : $90 \cdot 0,15 \cdot 9^2 = 1093 \text{ m}^3$.

Daar de waterschijf van 0,8 m in één cyclus weggepompt moet kunnen worden wordt de capaciteit van de pomp bij een cyclustijd van 25,9 min.:

$$C = \frac{900}{25,9 \cdot 60} = 0,58 \approx 0,6 \text{ m}^3/\text{sec.}$$

Nu de nuttige inhoud van de kelder bekend is, wordt voor de betonconstructie het volgende aangehouden:



Ut fig. 126 blijkt dus dat de eerste van de drie rijen trekankers naar de keldervloer verplaatst moet worden. Verder is de aansluiting vloer-diepwand nu van definitieve maten voorzien. T.o.v. de situatie in fig.97 is er dus slechts zeer weinig veranderd. Voor de keldervloer geldt nu het volgende belastingsschema:

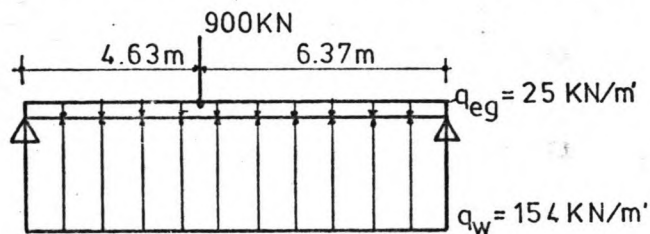


FIG. 127

Het maximale moment zal optreden t.p.v. het anker, dus:

$$M_{\max} = \frac{1}{2} \cdot \frac{1}{2} (154 - 25) 11 \cdot 5,5 - \frac{1}{2} \cdot \frac{1}{2} \frac{(154 - 25) 11}{5,5} (5,5 - 4,63) \cdot (5,5 - 4,63) - \frac{900 \cdot 6,37 \cdot 4,63}{11} = - 510,8 \text{ KNm.}$$

Dus te rekenen met $1,7 \cdot 510,8 = 868,4 \text{ KNm} \Rightarrow$

$$\frac{M_u}{bh^2} = \frac{868,4}{1(0,9)^2} = 1072 \ll 4400, \text{ dus geen probleem,}$$

indien de kelder leeg is en zich geen belasting boven de kelder bevindt. De waterdruk in de kelder kan nooit hoger worden dan 30 kN (de kelder is maximaal 3 m diep) zodat dat nooit een maatgevend belastingsgeval kan opleveren. Voor het dak van de kelder geldt de volgende maximale belasting (zie blz.130):

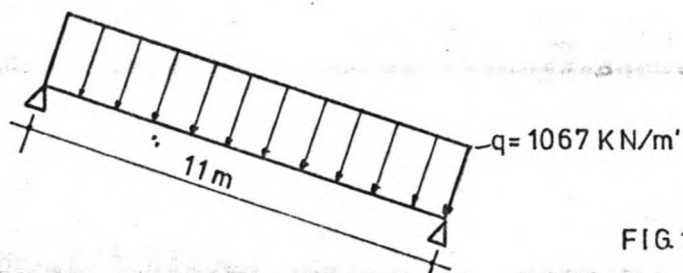


FIG.128

Het maximale moment bedraagt hier dus:

$$M_{\max} = 1/8 \cdot 11^2 \cdot 1067 = 16138 \text{ KNm.}$$

Het betreft hier echter twee lijnlasten op 1,5 m afstand, zodat eigenlijk rekening gehouden moet worden met een spreiding van ongeveer 3 m. Dus:

$$\frac{M_u}{bh^2} = \frac{1,2 \cdot 1,7 \cdot 16138}{3 \cdot (1,6)^2} = 4287 < 4400 \text{ dus nog net toe-}$$

laatbaar. In werkelijkheid is de situatie gunstiger dan in fig. 128 is geschilderd. De lengte van het onderstel van de bak is nl. 16,5 m, zodat er zich boven het kelderdak, langs de baan gerekend, ook nog een gedeelte van de last bevindt. Dat geeft een moment wat het hierboven berekende moment zal reduceren, zodat de dikte zeker voldoende is. De maximale oplegreactie in de kelderwand wordt dus nu:

$\frac{1}{2} \cdot 1067 \cdot 11 \cdot 1/3 \cdot 1,2 \cdot 1,7 = 3991 \text{ KN/m}^1$. Dit geeft dus een spanning, bij een wanddikte van 1 m, van 4,0 MPa wat totaal geen problemen zal opleveren.

Als nu verder gerekend wordt dat de kelder t.o.v. de rest van de baan stijf is, dan kan de vloer ingeklemd gedacht worden in de kelder. De dan optredende ongunstigste situatie komt overeen met de situatie volgens fig. 114. Dit gaf een moment van 8341 KN/m^1 (zie blz.132). Hierbij was echter nog geen rekening gehouden met de optredende spreiding. Als nu weer een spreiding van 3 m wordt aangehouden i.v.m. de dichtsbijzijnde inklemming, dan wordt het moment waarmee gerekend moet worden:

$$M_u = 1,2 \cdot 1,7 \cdot 1/3 \cdot 8341 = 5672 \text{ KN/m}^1$$

dus; $\frac{M_u}{bh^2} = \frac{5672}{1(1,6)^2} = 2215 < 4400$ dus toelaatbaar.

Voor het overige verandert er aan de vloer niets.
Conclusie: de getekende constructie van fig. 126 zal voldoen. In dwarsdoorsnede komt de totale betonconstructie inclusief akers en injectielaag er nu dus als volgt uit te zien:

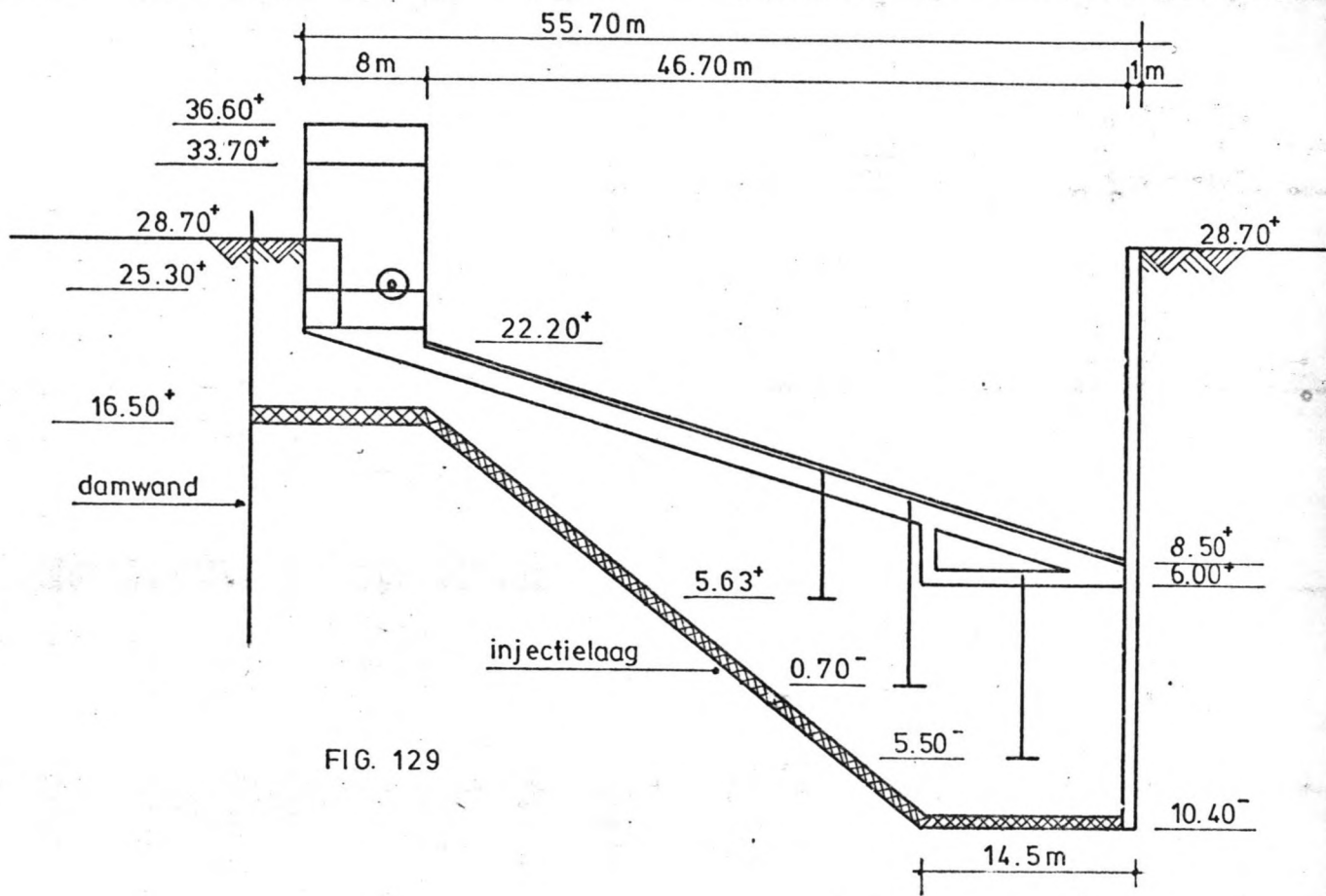


FIG. 129

6.5. Een aantal slotopmerkingen over de betonconstructie

In de vorige paragraaf is bij de dimensionering van de verschillende onderdelen alleen berekend op het moment en is de dwarskracht buiten beschouwing gebleven. Deze dwarskracht controle heeft wel plaatsgevonden, maar heeft niet tot essentieel andere oplossingen geleid. Er zijn echter wel een drietal punten waar de constructie enigszins aangepast moet worden omdat daar de dwarskracht maatgevend bleek.

In de eerste plaats is dit in de waterkelder. Daar moeten een aantal wanden geplaatst worden en wel onder elk spoor één, dus 7 in het totaal. Dit komt voort uit de zeer grote lijnlasten die uit de wielstellen overgedragen worden.

In de tweede plaats is dit ter hoogte van de onderste rij groutankers, waar de toelaatbare dwarskracht in de diepwand overschreden wordt. Dit is te overvragen door de diepwand daar dikker te maken m.b.v. normaal constructie beton. De extra benodigde dikte is ongeveer 0,5 m. Een preciese berekening zal verder niet uitgevoerd worden.

In de derde plaats is dit in de diepwand, althans daar waar twee rijen groutankers aanwezig zijn, bij de aansluiting vloer - wand. Juist boven de vloer moet de wand iets aangepast worden. Bij de kopwand bedraagt de dikte hiervan ongeveer 0,2m zodat dit eenvoudig is te realiseren.

Buiten deze drie aanpassingen zijn er dan in de uiteindelijke constructie nog een aantal zaken aanwezig zoals goten voor de afvoer van het water afkomstig uit het bovenpand en uit de waterkelder, waar verder niet op ingegaan zal worden. Verder moet bij een uiteindelijk ontwerp nog gedacht worden aan één of meer dillatatie voegen in de vloer. De meest logische plaats hiervoor lijkt in het midden van de

vloer, zodat dan in feite twee platen met een iets
grotere breedte dan 20 m ontstaan.

7. Dimensionering van de deuren en de deurportalen.

7.1 Het bepalen van de bijzondere voorzieningen, nodig voor de variabele waterstanden in het benedenpand.

In hoofdstuk 3 is al aangegeven welke waterstanden allemaal verwacht kunnen worden in het benedenpand.

De hier van belang zijnde peilen zijn:

23,55 m⁺ N.A.P. : de hoogst bekende waterstand.

21,30 m⁺ N.A.P. : het peil waarbij nog juist "geschut" moet kunnen worden en dus het voor de bakdeuren maatgevende peil.

20,50 m⁺ N.A.P. : het stuwpeil te Linne en tevens het laagst optredende peil.

Verder is in hoofdstuk 4 bij de berekening van de stalen bak steeds aangenomen dat het schutten van de maximaal 0,80 m dikke waterschijf door de deuren heen gebeurt. In dat geval moeten in één of beide deuren van de bak openingen aangebracht worden, of het schutten moet geschieden door het heffen van één of beide deuren. Uit bovenstaande blijkt dat gekozen is voor hefdeuren. Dit is feitelijk in het vooronderzoek al aangenomen om de volgende redenen:

1. De ruimte tussen bakdeur en kanaaldeur moet zo klein mogelijk zijn om het waterverlies zoveel mogelijk te beperken. Dit houdt dus in dat de deuren zo vlak mogelijk moeten zijn.

2. De vorm van de deuren (12,5 x 4,4 m²) leent zich, nog afgezien van 1 minder voor de toepassing van puntdeuren.

3. Vanwege de bak is nu verder alleen een deur met een horizontaal scharnier in de onderdorpel nog interessant, maar t.o.v. een hefdeur lijkt deze minder praktisch, vooral ook omdat bij toepassing van hefdeuren er een mogelijkheid is om bak- en kanaaldeur te koppelen tijdens het heffen, wat tijdsinstaat oplevert.

Eerst zal nu onderzocht worden welke oplossing het meest optimaal is. Het is dan nuttig om de gegeven situatie nabij het benedenpand te bekijken. In figuur 130 is deze nog eens weergegeven.

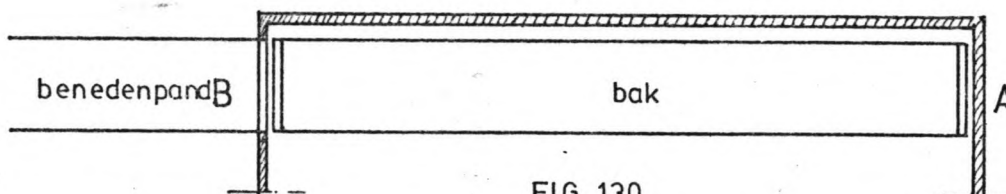
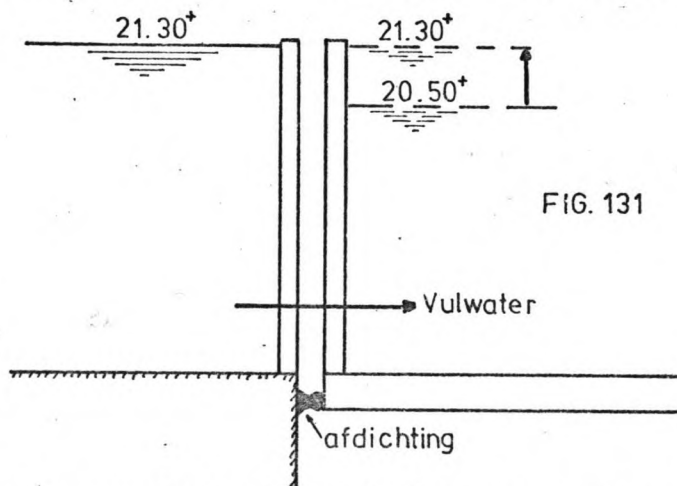


FIG. 130

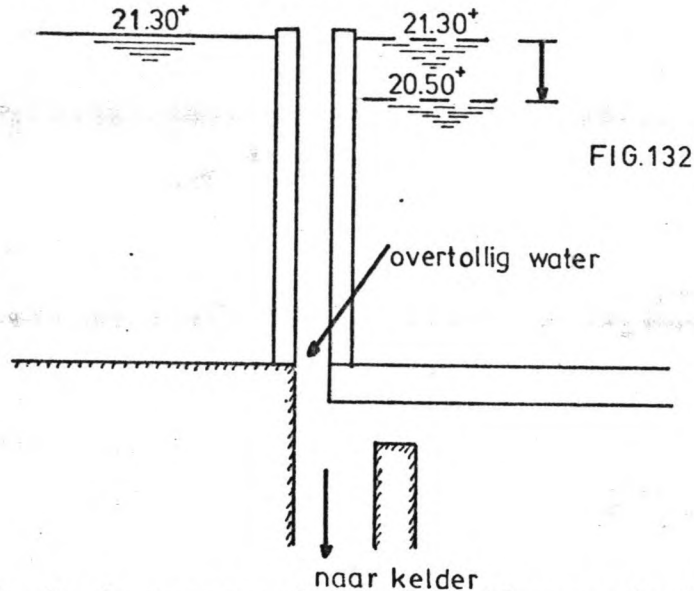
Hoewel het i.v.m. de snelheid van het proces wellicht logisch is om ook de deur bij A, dus niet aan de kant van het benedenpand, te gebruiken, valt het direct op dat het niet logisch is om deze deur te heffen, omdat dit een aparte hefinrichting zou vragen. Bij B is uiteraard wel een hefinrichting voor de deuren aanwezig, zodat hiervan ook tijdens het schutten gebruik gemaakt kan worden.

Er moet echter wel rekening gehouden worden met het feit dat het gehele "schutproces" twee fasen kent. De eerste fase is getekend in fig. 131, waarbij in het benedenpand even de voor het "schutten" maximale waterstand van $21,30 \text{ m}^+$ N.A.P. is aangehouden.



Tijdens de eerste fase van het proces moeten de waterspiegels in de bak en het benedenpand gelijk gemaakt worden. Dit is het eenvoudigst te verwezenlijken door het gedeeltelijk heffen van beide deuren. Als beide waterspiegels gelijk zijn kunnen de deuren geheel geheven worden, waarna scheepvaart uitwisseling mogelijk

is. Daarna worden de deuren weer gesloten, waarna de tweede fase van het schutproces in gang gezet kan worden. Dit is getekend in fig. 132.



Zoals in de voorgaande hoofdstukken reeds is vermeld moet het peil in de bak nu weer terug gebracht worden naar het oude peil van 20,50 m⁺, zodat de waterdiepte van 3,50 m weer wordt bereikt.

Dit kan gerealiseerd worden door of de bakdeuren te heffen over een geringe hoogte, of door een schuif in de bakdeur open te zetten. Dit laatste kan dan zonder enig bezwaar in beide bakdeuren tegelijk gebeuren, indien dit nodig mocht zijn voor de snelheid van het proces. Van beide mogelijkheden lijkt het heffen van alleen de bakdeur het moeilijkst. In dat geval moeten nl. zowel beide deuren tegelijk als alleen de bakdeur geheven kunnen worden, terwijl de bak met deur ook nog weg moet kunnen rijden en dan dus losgekoppeld moet zijn van het hefmechanisme. Het gecombineerd heffen van beide deuren, waarbij de bakdeur toch los blijft van het hefsysteem is eenvoudig te realiseren, zoals getoond is in fig. 133.

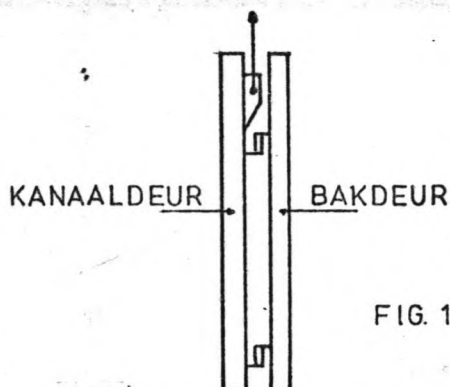


FIG. 133

Hier blijft het hefsysteem dus permanent verbonden met de deur van het kanaalpand, zodat niet steeds gekoppeld hoeft te worden. Bij het heffen van alleen de bakdeur zou dit wel moeten. Het lijkt hier daarom het eenvoudigst om voor fase twee een aantal schuiven in de bakdeur (of beide deuren van de bak) te maken.

De grootte van de schuiven wordt bepaald door:

1. De ligging in hoogte richting van de deur.
2. De maximaal toelaatbare extra bedieningstijd t.g.v. het gehele schutproces.

In het algemeen geldt voor de tijd die nodig is om een bak te ledigen volgens fig. 134 :

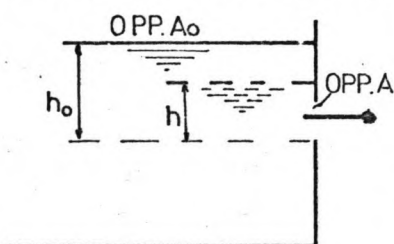


FIG. 134

$$t = \frac{2}{\sqrt{2g}} \cdot \frac{A_0}{\mu \cdot A} \left\{ -h^{\frac{1}{2}} + h_0^{\frac{1}{2}} \right\} \quad (\text{zie (14) vgl. 7-37})$$

Waarin: t = tijd nodig voor het schutten van h_0 naar h

A_0 = het oppervlak van het water in de bak

A = het oppervlak van de deuropening

μ = contractiecoëfficiënt

h_0 = waterhoogte t.o.v. onderkant opening op $t=0$

h = uiteindelijk te bereiken waterhoogte.

Uit bovenstaande formule blijkt duidelijk dat de schut-
tijd t kleiner zal worden bij een groter wordende h_0 .
In verband met de veiligheid is het echter aan te be-
velen de opening zo hoog te plaatsen dat het maatge-
vende schip nog enige centimeters water onder de kiel
heeft in het geval dat een schuif niet meer wil slui-
ten en dientengevolge de bak leeg zal lopen tot aan
de onderkant van de opening. De diepgang van het maat-
gevende schip bedraagt 2,60 m, zodat voor de afstand
onderkant opening, bevenkant vloer 2,70 m aangehouden
wordt. Bij de maximale waterstand van 4,38 m geldt nu:
 $h_0 = 1,6$ m; $h = 0,8$ m.

De oppervlakte A_0 bedraagt $90 \times 12,5 = 1125$ m².

Voor A wordt voorlopig 4 m² gekozen.

$\mu = 0,61$ (zie (14) blz 6.35)

De schuttijd wordt nu:

$$t = \frac{2}{\sqrt{2g}} \cdot \frac{1125}{0,61 \cdot 4} \left\{ -(0,8)^{\frac{1}{2}} + (1,6)^{\frac{1}{2}} \right\} = 76,4 \text{ sec.}$$

Indien in fase 1 de deuren 0,5 m geheven worden,
dan geldt: $h_0 = 0,8$ m en $h = 0$; $A = 6$ m².

Voor de vultijd geldt (zie (14) vgl. 7-43) :

$$t = \frac{2}{\sqrt{2g}} \cdot \frac{A_0}{\mu \cdot A} \cdot \sqrt{h_0} = \frac{2}{\sqrt{20}} \cdot \frac{1125}{0,61 \cdot 6} \cdot \sqrt{0,8} = 123,0 \text{ sec.}$$

In het totaal wordt de bedieningstijd dus met ongeveer
3,5 min. verlengd, in het meest extreme geval. Indien
als gemiddelde een verlenging van 1,5 min. aangehouden
zou worden over het gehele jaar, dan komt de capaciteit
van het kunstwerk volgens de methode, toegepast in het
vooronderzoek, op $I_t = 16,3 \cdot 10^6$ ton/jaar, terwijl
volgens de prognose $15,6 \cdot 10^6$ ton/jaar vereist is. De
capaciteit blijft dus ruim voldoende. In feite zelfs
hoger dan 16,3 miljoen ton per jaar omdat hier gere-
kend is met hogere waterstanden gedurende het gehele
jaar, terwijl dat maar ongeveer een kwart jaar het
geval is. De voorgestelde maten bieden dus een goede
oplossing. De deur met openingen komt er nu globaal
als volgt uit te zien:

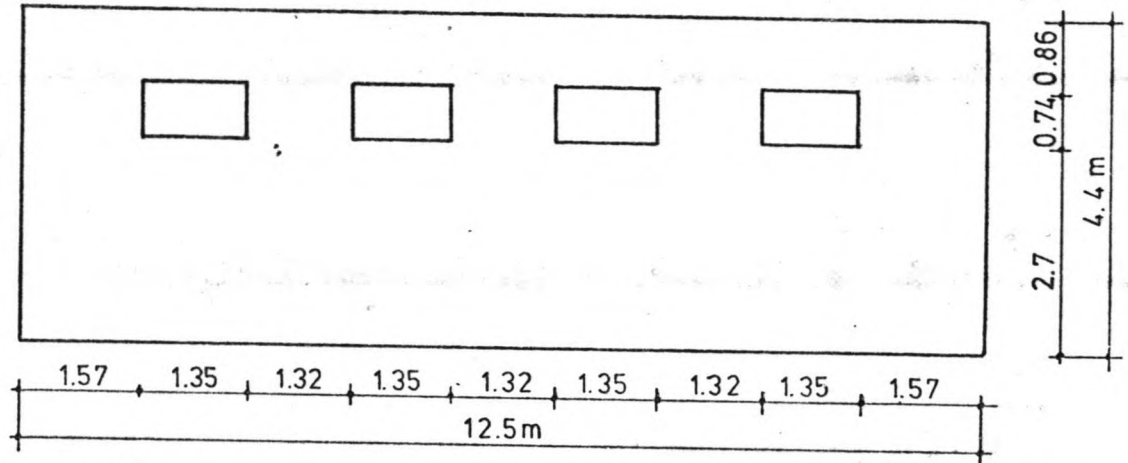


FIG. 135

Behalve de schutvoorzieningen moet er ook nog een voorziening getroffen worden tegen het mogelijk optredende hoog water. Deze zal dan tot ongeveer 24,00 m⁺ N.A.P. moeten reiken, gezien de ooit gemeten stand van 23,55 m⁺ N.A.P. Aangezien deze voorziening slechts een zeer beperkt aantal dagen nodig is en er ook een noodvoorziening moet zijn voor het geval de kanaaldeur er ondanks verdere voorzieningen toch uitgevaren wordt, wordt er aan gedacht om beide te verenigen in één nooddeur. Hiermee zijn alle extra benodigde voorzieningen nodig voor de variabele waterstanden genoemd.

7.2 Dimensionering van de deuren.

7.2.1. De deuren in het benedenpand.

In het vorige hoofdstuk is bepaald dat in het benedenpand twee deuren geplaatst zullen worden, nl. één voor normaal gebruik en één voor noodgevallen en tijdens hoog water. De deur voor normaal gebruik ziet er, op de openingen na, uit zoals de deur van fig. 135. De maximale belasting die zich voordoet op deze deur is de hydrostatische waterdruk over een hoogte van 4,3 m. Geschematiseerd wordt dit dus:

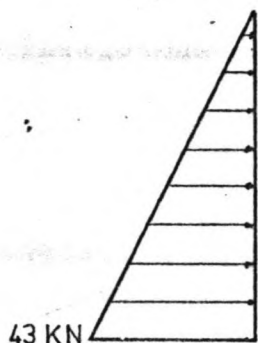


FIG. 136

Voordat nu tot de eigenlijke berekening wordt over-
gegaan, moet eerst het constructie systeem en het
systeem van afdichting van de deur bekeken worden.
De twee meest voor de hand liggende oplossingen zijn:
1. Krachtsoverdracht d.m.v. de voor en achterhar
en afdichting langs de drie onder water zijnde zijden;
zie fig. 137.
2. Krachtsoverdracht en afdichting door alle drie de
zijden; zie fig. 138.

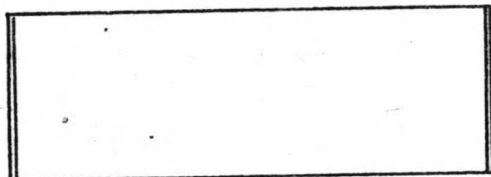


FIG. 137

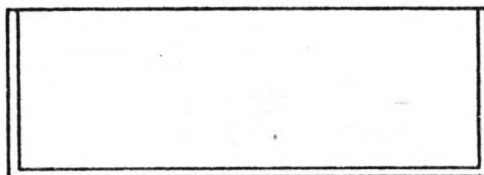


FIG. 138

Gezien de vorm van de deur, een grote breedte t.o.v.
de hoogte, lijkt het systeem volgens fig. 138 hier
het meest voor de hand te liggen. Aangezien de onderste
ligger nu op wringing belast wordt, wordt deze uitge-
voerd gedacht als koker. Of voor en achterhar ook als
koker uitgevoerd moeten worden zal later onderzocht
worden. Een mogelijk constructie systeem is nu het
volgende:

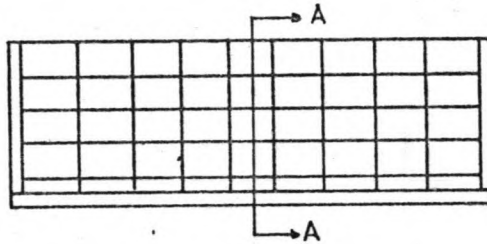
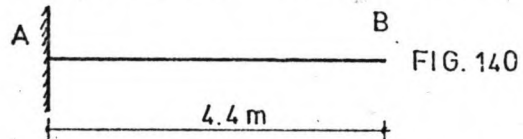
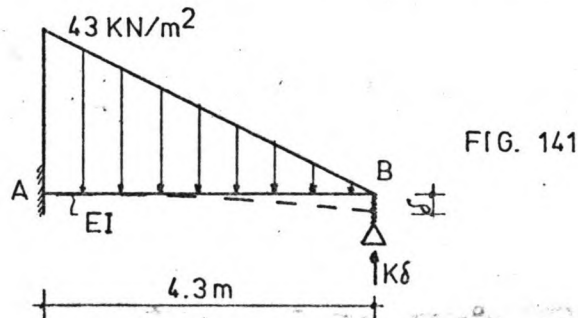


FIG. 139

De meeste krachten worden nu door de stijlen naar de onderste ligger overgebracht, die de dwarskrachten direct aan de bak kan overdragen en de wringing naar voor- en achterhar kan afvoeren. De liggers doen in dit verband vrijwel alleen dienst als plaatverstijvingen. De stijlen worden dus ingeklemd gedacht in de onderregel. Schematisch ontstaat nu in snede A-A van fig. 139 de volgende situatie:



Uit bovenstaande fig. blijkt dat het moment in A te reduceren is als in B ook nog een verende oplegging wordt gerealiseerd. Dit kan gedaan worden d.m.v. een vrij stijve bovenregel. De bovenste regel is hier het meest geschikt voor, omdat daar de belasting vrijwel nul is en omdat deze regel de grootste momentarm heeft t.o.v. A, zodat de reductie van het moment in A het grootst zal zijn, bij een gelijkblijvende reactiekracht. De belastingen worden nu:



De veerstijfheid in B is $K \text{ N/m}$.

T.g.v. de q -last geldt voor de zakking in B:

$$\delta_q = \frac{ql^4}{30EI} \text{ en t.g.v. de reactie in B: } \delta_v = - \frac{K}{3} \frac{l^3}{EI}$$

$$\text{Nu moet gelden: } \frac{ql^4}{30EI} - \frac{K \cdot \delta \cdot l^3}{3EI} = \delta \quad (1)$$

hieruit volgt voor δ :
$$\delta = \frac{ql^4}{30 EI + 10 Kl^3}$$

dus $M_A = 1/6 ql^2 - K.l. \frac{ql^4}{30 EI + 10 Kl^3}$

Nu moet de waarde van K nog bepaald worden. Duidelijk is dat deze afhangt van de stijfheid van de bovenregel. Aangezien de stijlen de krachten naar de bovenregel overbrengen wordt deze dus als volgt belast:

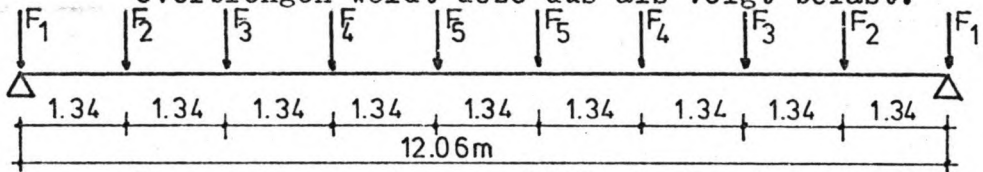


FIG. 142

De waarde van de verschillende krachten wordt bepaald door de doorbuiging van de ligger. Volgens vgl. 1 van blz. 160 geldt voor F:

$$F = \frac{ql}{10} - \frac{\delta \cdot 3 EI}{l^3} \quad (2) \quad \text{waarin } \delta \text{ de doorbuiging}$$

t.p.v. F is van de bovenregel. Aangezien δ klein moet zijn, anders is de bovenregel niet stijf genoeg, zullen ook de verschillen tussen de verschillende waarden van F klein zijn.

Als benadering zal nu gerekend worden met een gelijkmatig verdeelde belasting met $q = \frac{F}{1,34}$. Hierbij is de zakking in het midden:

$$Y_C = \frac{5}{384} \frac{ql^4}{EI}$$

Voor het midden wordt de veerstijfheid K dus nu:

$$K = 1,34 \cdot \frac{384 EI}{5l^4}$$

Als voor de bovenregel nu een HE-B-400 gekozen wordt dan geldt:

$$K = 1,34 \cdot \frac{384}{5} \cdot \frac{210.576,80}{(1206)^4} = 589 \text{ KN/m}$$

$$\delta_{\max} = \frac{1,34 \cdot 43 \cdot (4,3)^4}{30 \cdot 210 \cdot 56,96 + 10 \cdot 589 \cdot (4,3)^3} = 0,024 \text{ m}$$

= 24 mm, dit lijkt voldoende stijf.

Indien voor de stijlen nu een HE-B-200 wordt gekozen, dan geldt:

$$M_A = 1/6 \cdot 1,34 \cdot 43 \cdot (4,3)^2 - 589 \cdot 4,3 \cdot \frac{1,34 \cdot 43 \cdot (4,3)^4}{30 \cdot 210 \cdot 56,96 + 10 \cdot 589 \cdot (4,3)^3}$$

= 117,2 KNm.

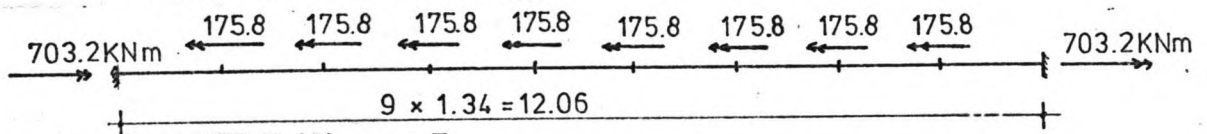
In de stijlen wordt het moment dus maximaal

1,5 · 117,2 = 175,8 KNm dus:

$$W \geq \frac{175,8}{360} \cdot 10^6 = 0,488 \cdot 10^6 \text{ mm}^3.$$

Gekozen was voor een HE-B-200 met $W = 0,570 \cdot 10^6 \text{ mm}^3$ dus die voldoet.

Het maximaal wringend moment dat aan de onderste regel wordt overgedragen is dus ook 175,8 KNm. Voor de veiligheid wordt aangenomen dat dit moment door alle stijlen wordt overgedragen. Het maximaal optredende wringend moment in de onderregel bedraagt dus $4 \times 175,8 = 703,2 \text{ KNm}$ zie fig. 143.



Nu geldt: $\sigma_{xs} = \frac{T}{2 At} \leq 360$ dus: FIG. 143

$$At \geq \frac{703 \cdot 106}{2 \cdot 360} = 976,3 \cdot 10^3 \text{ mm}^3.$$

Een rechthoekige Engelse pijp van 406,4 x 203,2 en $t = 12,5 \text{ mm}$ voldoet hieraan, dan nl. $At = 1032,3 \cdot 10^3 \text{ mm}^3$. Zoals blijkt uit fig. 143 moet door voor- en achterhar een moment van 703,2 KNm opgenomen kunnen worden. Verder is aangenomen (zie fig. 142) dat de bovenregel scharnierend wordt opgelegd, zodat de beide harren wringslap uitgevoerd kunnen worden. Voor het weerstandsmoment geldt nu:

$$W \geq \frac{703,2}{360} \cdot 10^6 = 1,953 \cdot 10^6 \text{ mm}^3 \Rightarrow \text{HE-B-340}$$

Aangezien boven- en onderregel echter een hoogte hebben van ongeveer 400 mm wordt ook voor de beide harren een HE-B-400 gekozen.

De bovenregel moet nu nog op sterkte gecontroleerd worden. Op blz. 163 is in vgl. (2) al bepaald dat maximaal een kracht van $1/10 ql$ uit een stijl op de regel overgebracht kan worden; dus

$$F_{\max} = 1/10 \cdot 1,34 \cdot 43 \cdot 4,3 = 24,8 \text{ KN.}$$

Verdeeld over de gehele bovenregel geeft dit een q van $\frac{24,8}{1,34} = 18,5 \text{ KN/m}^1$

$$M_{\max} = 1/8 ql^2 = 1/8 \cdot 18,5 \cdot (12,06)^2 = 336 \text{ KNm} \times 1,5 = 504$$

$$\Rightarrow W \geq \frac{504}{360} \cdot 10^6 = 1,401 \cdot 10^6 \text{ mm}^3. \text{ Voor een}$$

HE-B-400, die uit stijfheidsoverwegingen was gekozen geldt: $W = 2,880 \cdot 10^6 \text{ mm}^3$, waaruit blijkt dat sterkte

in dit verband geen probleem is. De overige regels moeten nu nog gedimensioneerd worden. Met de nu bekende profielen en fig. 139 geldt voor de regelafstand: $(4,4 - 0,30 - 0,20) / 5 = 0,78 \text{ m}$. Deze regels worden als volgt belast:

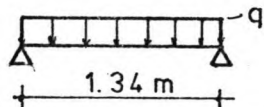


FIG. 144

De onderste van deze regels zal maatgevend zijn. In hoogte richting is de belasting:

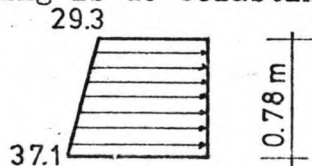


FIG. 145

Zodat voor q in fig. 144 geldt:

$$q = \frac{1}{2} (37,1 + 29,3) \cdot 0,78 = 25,9 \text{ KN/m}^1.$$

$$\text{Dus } M_{\max} = 1/8 \cdot 25,9 \cdot 1,34^2 \cdot 1,5 = 8,7 \text{ KNm}$$

$$\Rightarrow W \geq \frac{8,7}{360} \cdot 10^6 = 24222 \text{ mm}^3 \Rightarrow \text{I NP 100 met}$$

$$W = 34200 \text{ mm}^3$$

Voor de beplating zijn de veldafmetingen dus:

$1,34 \times 0,78 \text{ m}^2$. Voor het maatgevende moment geldt nu:

$$M_{\max} = 0,0793 \cdot q \cdot (0,78)^2 \text{ waarin } q \text{ weer } \frac{1}{2}(37,1+29,3) =$$

$$= 33,2 \text{ KN/m}^2 \text{ is } \Rightarrow M_{\max} = 0,0793 \cdot 33,2 \cdot (0,78)^2 = 1,6 \cdot 1,5 \text{ KN}$$

$$= 2,4 \text{ KN} \Rightarrow W \geq \frac{1,6}{360} \cdot 10^3 = 1,5 \cdot 4,4 \text{ mm}^3/\text{mm}^1. W = 1/6 \cdot 1 \cdot t^2$$

$$\Rightarrow t \geq 6,3 \text{ mm. Neem dus } t = 8 \text{ mm, i.v.m. de ook aan-}$$

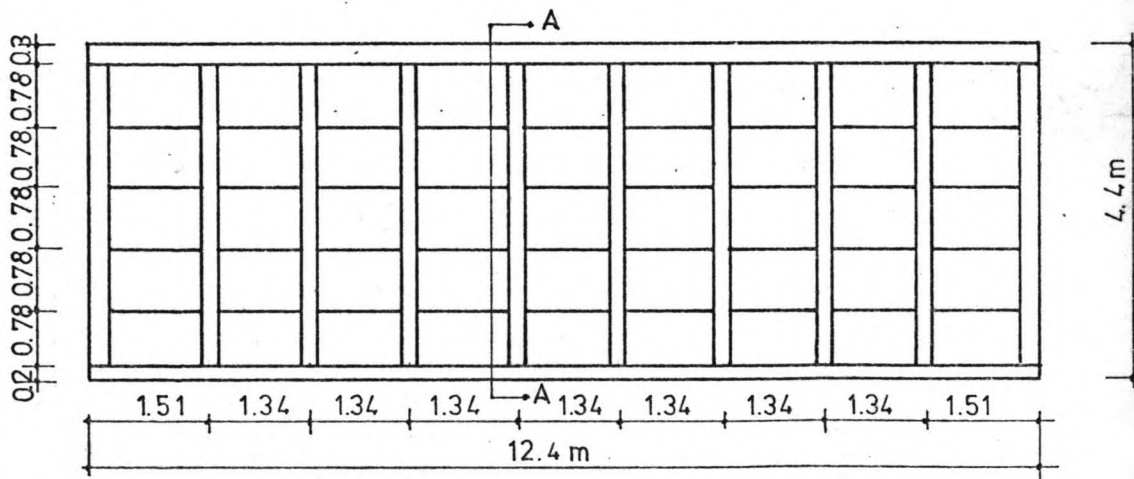
wezige schuifspanningen. Aangezien de flenzen van een I.N.P. 100 maar 6,8 mm dik zijn, lijkt het hier gerechtvaardigd om één flens van dit profiel te verwijderen, en de plaat als flens te laten fungeren. Uit (15) blijkt dat hier geldt voor de meewerkende breedte:

$$\frac{b}{l_f} = \frac{\frac{1}{2} \cdot 0,78}{1,34 \cdot 0,6} = 0,49 \Rightarrow$$

De meewerkende breedte $b_m = 0,27$ m; de totale in rekening te brengen flensbreedte wordt dus 0,54 m, aanzienlijk meer dan de flensbreedte van een INP100 profiel. Bij de stijlen kan iets dergelijks gedaan worden; de HE-B-200 profielen hebben een flensdikte van 15 mm zodat bij een $b = 100$ mm een flensoppervlak aanwezig is van 1500 mm. Indien $t = 8$ moet nu dus gelden:

$$b_m = \frac{1500}{8} = 187,5 \text{ mm. Volgens (15) geldt nu:}$$
$$\frac{b}{l_f} = \frac{\frac{1}{2} \cdot 1,34}{4,3} = 0,16 \Rightarrow b_m = 0,65 \cdot 1,35 = 0,88 \text{ m,}$$

dus aanzienlijk meer dan de vereiste 187,5 mm. De deur komt er nu dus als volgt uit te zien:



DRS. A-A

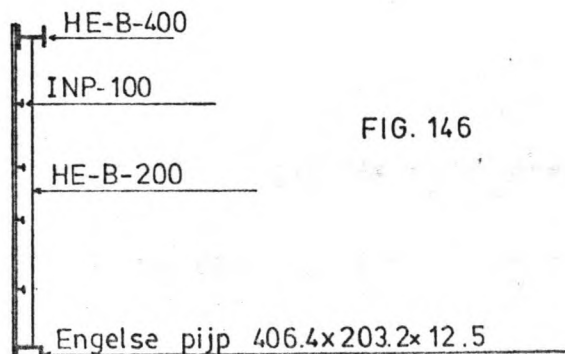


FIG. 146

Het gewicht van deze deur komt nu op 103 KN.

De nooddeur moet tevens het hoge water keren. De hoogst bekende stand is 23,55 m⁺ N.A.P. Aangezien de frequentie van deze waterstand niet bekend is wordt ze voor de deur als maatgevend beschouwd. Voor Linne, vlakbij gelegen aan de Maas, zijn wel enige frequenties berekend. Het peil behorende bij een overschreidingskans van 0,001 bedraagt daar 23,25 m⁺ N.A.P. Het peil te Panheel is dan enige centimeters hoger. Uit bovenstaande kan geconcludeerd worden dat het aanhouden van 23,55 m⁺ N.A.P. ruim veilig is. Er wordt hierbij van uitgegaan dat dan geen overhoogte meer aanwezig is, want enige overslag is geen bezwaar. Bij deze deur zijn er nu twee belastingsgevallen, nl. één voor het geval de normale deur is bezweken en deze deur dus dezelfde belastingen moet kunnen verdragen als de normale deur en één voor de extreem hoge waterstand van 23,55 m⁺ N.A.P. In dit laatste geval wordt er dan vanuit gegaan dat achter de deur nog een waterstand van 21,30 m⁺ N.A.P. aanwezig is. Dit omdat het geval van een zeer extreme waterstand en een bezweken deur erg klein lijkt, en in dat geval altijd de stalen bak in z'n onderste positie gebracht kan worden. Het eerste belastingsgeval is al weergegeven in fig. 136. Het tweede geval is nu:

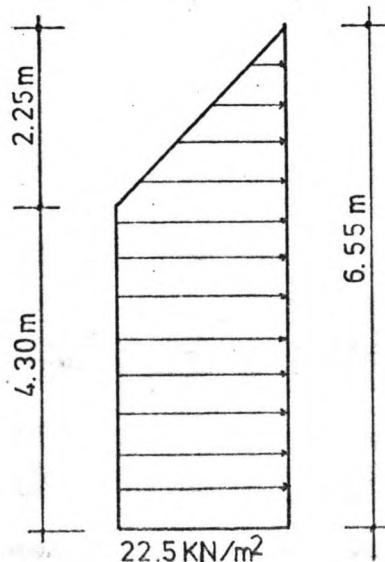


FIG. 147

Voor krachtsoverdracht en afdichting wordt weer hetzelfde systeem aangehouden als bij de normale deur. Nu geldt voor de stijlen bij het belastingsgeval van fig. 147:

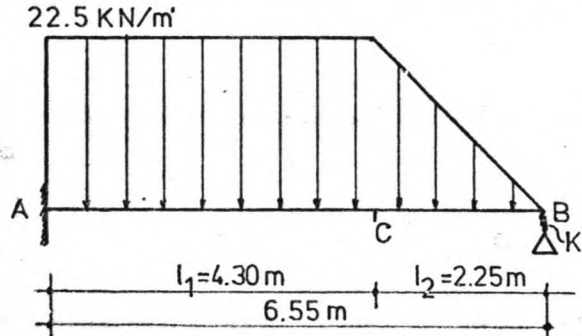


FIG. 148

Analoog aan het voorgaande geldt nu voor de zakking in B t.g.v. de q-last:

$$\delta_q = \frac{q (15l_1^4 + 40l_1^3l_2 + 40l_1^2l_2^2 + 20l_1l_2^3 + 4l_2^4)}{120 EI}$$

Bij een veerstijfheid K geeft dit weer voor de totale zakking in B:

$$\delta = \frac{q (15l_1^4 + 40l_1^3l_2 + 40l_1^2l_2^2 + 20l_1l_2^3 + 4l_2^4)}{120 EI + 40 K(l_1 + l_2)^3}$$

en voor M_A :

$$M_A = \frac{1}{2} \cdot q \cdot l_1^2 + \frac{1}{2} \cdot q \cdot l_2 \cdot (l_1 + 1/3l_2) - K(l_1 + l_2) \delta$$

Als nu voor de bovenregel een HE-B-450 gekozen wordt,

$$\text{dan geldt: } K = 1,34 \cdot \frac{384}{5} \cdot \frac{210.798,87}{(12,06)^4} = 816 \text{ KN/m. (zie ook blz. 161)}$$

Als verder voor de stijlen een HE-B-220 wordt genomen, dan geldt voor δ :

$$\delta_{\max} = \frac{1,34 \cdot 22,5 (15 \cdot (4,3)^4 + 40(4,3)^3 \cdot 2,25 + 40 \cdot (4,3)^2 \cdot (2,25)^2 + 20 \cdot 4,3 \cdot (2,25)^3 + 4 \cdot (2,25)^4)}{120 \cdot 210.80,91 + 40 \cdot 816 \cdot (6,55)^3} = 0,046 \text{ m} = 46 \text{ mm.}$$

Dit is wel toelaatbaar.

Voor M_A geldt:

$$M_A = \frac{1}{2} \cdot 1,34 \cdot 22,5 \cdot (4,3)^2 + \frac{1}{2} \cdot 1,34 \cdot 22,5 \cdot (4,3 + 1/3 \cdot 2,25) - 816 \cdot 6,55 \cdot 0,046 = 108,9 \text{ KNm. Dit is minder dan bij de vorige deur was gevonden, dus zowel stijlen als on-}$$

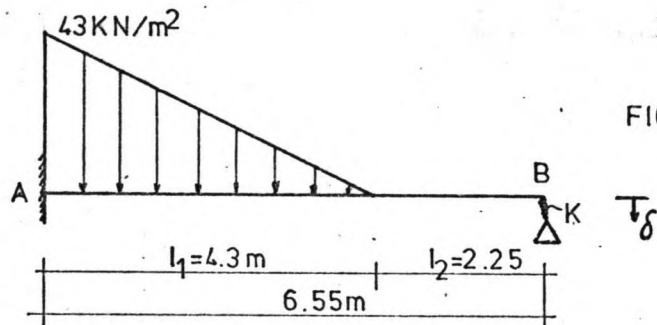
derdorpel voldoen. De oplegreactie in B bedraagt $K \cdot \delta$ en is maximaal voor $K \rightarrow \infty$ dus:

$$F_{\max} = \frac{q(15l_1^4 + 40l_1^3l_2 + 40l_1^2l_2^2 + 20l_1l_2^3 + 4l_2^4)}{40(l_1 + l_2)^3}$$

Hier $F_{\max} = 45,9$ KN d.w.z.: over de hele regel
 $q = \frac{45,9}{1,34} = 32,2$ KN/m¹

$M_{\max} = 1/8 q l^2 = 1/8 \cdot 32,2 \cdot 1,5 \cdot (12,06)^2 = 934$ KNm
 $\Rightarrow W \geq \frac{934}{360} \cdot 10^6 = 2,594 \cdot 10^6$ mm³ < $3,550 \cdot 10^6$ mm³,
 dus ook de bovenregel voldoet.

Als ook de plaatverstijvingen op ongeveer dezelfde afstanden worden aangebracht dan zijn dus alle delen bepaald. De deur moet nu nog gecontroleerd worden voor het eerste belastingsgeval, de enkelzijdige belasting van 4,3 m water. Voor de stijlen geldt weer de volgende situatie:



t.g.v. de q-last bedraagt de zakking nu:

$$\delta_q = \frac{q(4l_1^4 + 5l_1^3l_2)}{120 EI} \quad \text{dus voor de totale zakking}$$

geldt:

$$\delta = \frac{q(4l_1^4 + 5l_1^3l_2)}{120EI + 40K(l_1 + l_2)^3}$$

en voor M_A : $M_A = 1/6 q l_1^2 + K \cdot (l_1 + l_2) \delta$

$K = 816$ KN/m (zie blz.166)

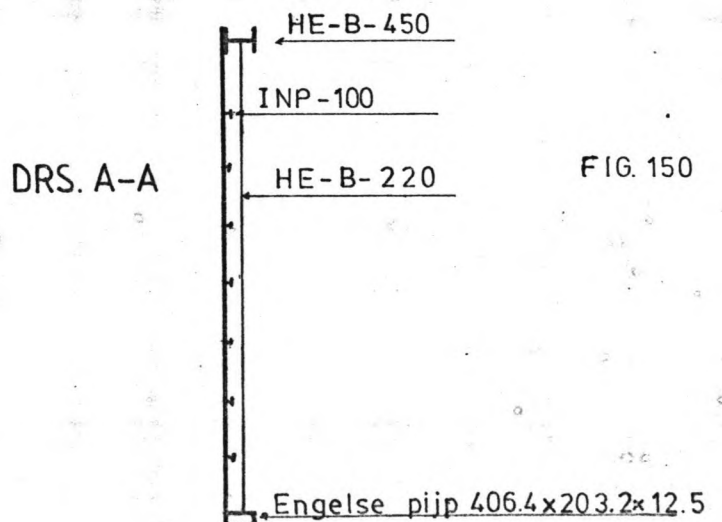
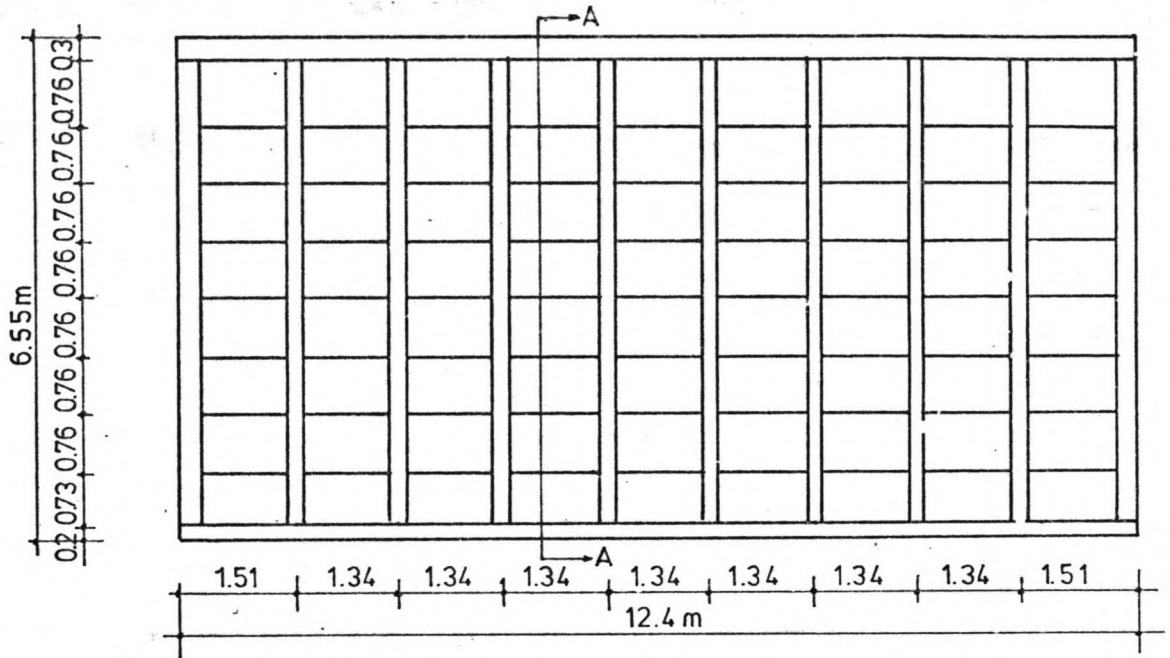
δ wordt nu bij de gegeven EI waarden (zie blz.166):

$$\delta = \frac{1,34 \cdot 43 \cdot (4(4,3)^4 + 5 \cdot (4,3)^3 \cdot 2,25)}{120 \cdot 210 \cdot 80,91 + 40 \cdot 816 \cdot (6,55)^3} = 0,012 \text{ m}$$

= 12 mm. dit is minder dan bij het vorige belastingsgeval, dus voor de bovenregel niet maatgevend.

$$M_A = 1/6 \cdot 1,34 \cdot 43,4,3^2 - 816 \cdot 6,55 \cdot 0,012 = 115,4 \text{ KNm.}$$

Dit is meer dan in het vorige belastingsgeval, maar minder dan bij de vorige deur, zodat geconcludeerd kan worden dat alle in het voorgaande gekozen afmetingen ook voor dit belastingsgeval voldoen. De deur komt er dus als volgt uit te zien:



Het gewicht van deze deur komt nu op: 147 KN.

7.2.2. De deuren in de bak.

Deze deuren hebben beide dezelfde afmetingen als de deur voor normaal gebruik in het benedenpand. Ze moeten dezelfde hoeveelheid water kunnen keren, zodat ze in principe gelijk kunnen zijn aan de deur in het benedenpand. Voor één deur kan dit ook inderdaad, maar in de deur grenzend aan het benedenpand moeten openingen met schuiven gemaakt worden zoals in hoofdstuk 7.1. is vastgesteld. Hierdoor worden de stijlen iets anders belast, maar niet zwaarder. Verder worden de plaatverstijvingen iets zwaarder belast, zodat hier een nadere controle nodig is. I.v.m. de schijven, zie fig. 136, wordt het schema van de deur nu als volgt:

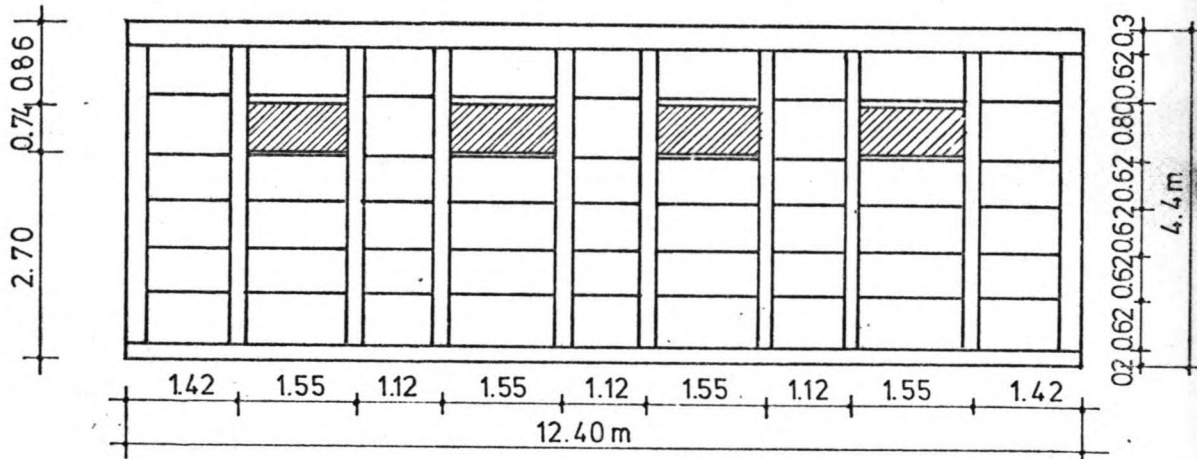


FIG. 151

Op de onderste verstijving werkt nu een q -last van:

$$q = \frac{1}{2}(37,9 - 31,6) \cdot 0,63 = 21,9$$

$$M_{\max} = 1/8 \cdot 21,9 \cdot 1,55^2 \cdot 1,5 = 9,7 \text{ KNm}$$

$\Rightarrow W \geq \frac{9,7 \cdot 10^6}{360} = 269444 \text{ mm}^3$ dit is kleiner dan 34200, zodat ook hier INP100 profielen voldoen.

7.2.3. De deuren in het bovenpand.

Deze deuren hoeven niet zo hoog gemaakt te worden, omdat op het bovenpand een vast peil aanwezig is. In het voorgaande, bij de bewegingswerken, is er al van uitgegaan dat de fluctuaties ongeveer 0,1 m zullen bedragen. De gemiddelde hoogte is 3,5 m, zodat

maximaal 3,6 m water gekeerd moet worden. Met wat extra overhoogte moet de deur dus ongeveer 3,9 m hoog worden. Voor het systeem van afdichting en krachtoverdracht wordt weer hetzelfde aangehouden als bij de andere deuren. De belasting op de stijlen wordt nu:

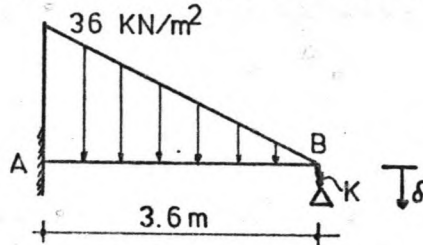


FIG. 152

Evenals voor de deur in het benedenpand (zie blz. 161) geldt:

$$\delta = \frac{ql^4}{30EI + 10Kl^3} \quad \text{en} \quad M_A = 1/6 ql^2 - K.l.\delta$$

Kies voor de bovenregel nu een HE-B-360 profiel, dan is

$$K = 1,34 \cdot \frac{384}{5} \cdot \frac{EI}{l^4} = 1,34 \cdot \frac{384}{5} \cdot \frac{210.431,93}{(12,06)^4} = 441 \text{ KN/m}$$

(zie blz. 161)

Indien nu voor de stijlen een HE-B-180 gekozen wordt, volgt:

$$\delta = \frac{1,34 \cdot 36 \cdot (3,6)^4}{30 \cdot 210 \cdot 38,31 + 10 \cdot 441 \cdot (3,6)^3} = 0,018 \text{ m} = 18 \text{ mm.}$$

Dit lijkt voldoende stijf.

$$\text{dus: } M_A = 1/6 \cdot 1,34 \cdot 36 \cdot (3,6)^2 - 441 \cdot 3,6 \cdot 0,018 = 75,6 \text{ KNm.}$$

Voor de stijlen moet dus gerekend worden met $1,5 \times 75,6 = 113 \text{ KNm.}$

$$\Rightarrow W \geq \frac{113}{360} \cdot 10^6 = 315090 \text{ mm}^3 < 426000 \text{ mm}^3$$

dus dit voldoet.

Het maximale wringend moment bedraagt dus:

$$4 \times 113 = 452 \text{ KNm dus (zie blz. 162) :}$$

$$A \cdot t \geq \frac{452 \cdot 10^6}{2 \cdot 360} = 627,8 \cdot 10^3 \text{ mm}^3.$$

Hieraan voldoet een rechthoekige Engelse pijp van $304,8 \times 203,2 \times 12,5 \text{ mm}^3$. Voor voor- en achterhar moet weer gelden:

$$W \geq \frac{452}{360} \cdot 10^6 = 1255,6 \cdot 10^3 \text{ mm}^3 \Rightarrow \text{een HE-B-280.}$$

Gezien de maten van een Engelse pijp lijkt een HE-B-300 meer op z'n plaats. Voor de bovenregel geldt weer:

$$M_{\max} = 1/8 \cdot 1/10 \cdot 36 \cdot 3,6 \cdot (12,06)^2 = 235,6 \times 1,5 = 353,4 \text{ KNm.}$$

$$\Rightarrow W \geq \frac{353,4}{360} \cdot 10^6 = 981,7 \cdot 10^3 \text{ mm}^3 \ll 2400 \text{ dus geen probleem.}$$

Voor de verstijvingen van de plaat kan nu de regelafstand $(3900-200-300-50)/4 = 837,5 \text{ mm} \approx 0,84 \text{ m}$ aangehouden worden. In hoogte richting is de belasting nu:

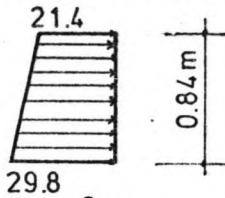


FIG. 153

$$\text{Dus } M_{\max} = 1/8 \cdot q l^2 = 1/8 \cdot \frac{1}{2} (29,8 + 21,4) \cdot 0,84 \cdot (1,34)^2 = 4,8 \text{ KNm, dus te rekenen met } 1,5 \times 4,8 = 7,2 \text{ KNm.}$$

$$\Rightarrow W \geq \frac{7,2}{360} \cdot 10^6 = 201107 \text{ mm}^2 \Rightarrow \text{INP 100.}$$

Waarmee de deur er als volgt uit komt te zien:

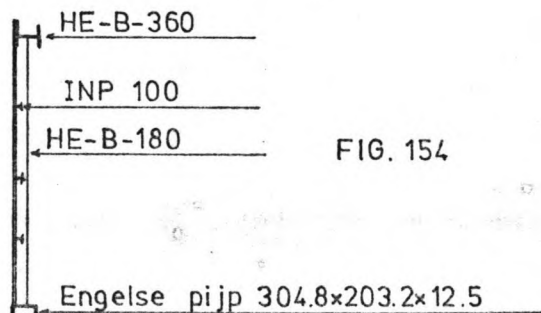
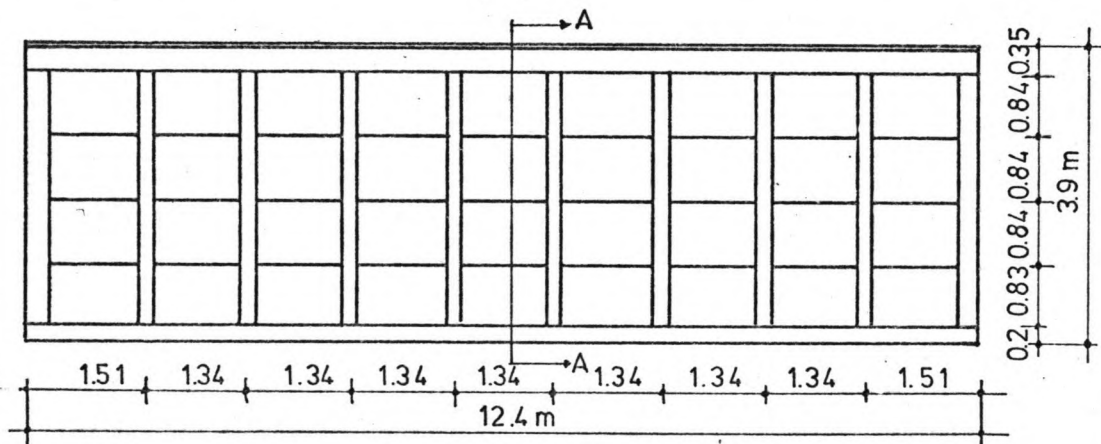


FIG. 154

Het gewicht van deze deur komt op: 82,3 KN.

In het begin is gesproken over de deuren in het bovenpand. In principe is één deur voldoende, maar voor noodgevallen en voor onderhoud lijkt het zinnig om er twee te monteren. Men kan zich verder nog afvragen of in geval de deur aangevaren wordt en daardoor lek raakt een nooddeur voldoende is, tenslotte zal eerst het schip wat de aanvaring veroorzaakt heeft weg moeten zijn alvorens de nooddeur gesloten kan worden. Er wordt hier van uitgegaan dat door de aanwezigheid van een deurbescherming de deur nooit zodanige beschadigingen op kan lopen dat er onmiddellijk gevaar bestaat dat het bovenpand leegloopt. Hierdoor zal er wel voldoende tijd zijn om het schip te verwijderen en de nooddeur te laten zakken. Een nadere studie over de mogelijke kansen van optreden van dergelijke calamiteiten verdient aanbeveling, maar wordt hier achterwege gelaten.

7.3 Bepaling van de voorzieningen tegen aanvaringen van de deuren en de overige benodigde voorzieningen.

7.3.1. Voorzieningen tegen aanvaringen.

In het voorgaande is al een aantal keren opgemerkt dat het nodig is de deuren te beschermen tegen aanvaringen i.v.m. de grote gevolgen die dit heeft voor de gehele constructie. Alleen de bakdeuren, hoeven deze bescherming te hebben. Aangenomen wordt nu dat beide beschermingen op dezelfde krachten berekend moeten worden, zodat feitelijk volstaan kan worden met één ontwerp.

Indien gekozen wordt voor een balk als bescherming (dit wegens de eenvoud van de constructie), dan doet zich de volgende situatie voor:

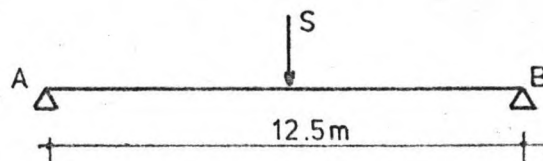


FIG. 155

Waarin S de impuls is die door het aanvarende schip wordt overgebracht. Voor de maximale verplaatsing van de ligger geldt nu:

$x = \frac{S}{m \omega}$ met $\omega = \sqrt{\frac{K}{m}}$. In dit geval moet er voor m nu de massa van het schip genomen worden. Voor K geldt in dit geval $K = \frac{48EI}{l^3}$.

Het maximaal toe te laten schip heeft een laadvermogen van 1350 ton = 1350.000 Kg. Deze waarde wordt dan ook voor m aangehouden. Indien voor de ligger een HE-B-450 profiel wordt gekozen, dan geldt algemeen:

$$x = \frac{Fl^3}{48EI} \text{ en } M = 1/4 Fl \Rightarrow x = \frac{Ml^2}{12EI}$$

$$\Rightarrow M = \frac{12 EI x}{l^2} = \frac{12 EI}{l^2} \cdot \frac{S}{m \omega} = \frac{12 EI}{l^2} \cdot \frac{v}{\omega}$$

Voor de snelheid van het schip wordt 0,3 m/sec aangehouden. Deze waarde wordt nl. meestal aangehouden (zie (16)). Nu geldt:

$$\omega = \sqrt{\frac{K}{m}} = \sqrt{\frac{48 EI}{l^3 m}} = \sqrt{\frac{48 \cdot 210 \cdot 10^9 \cdot 79887 \cdot 10^{-8}}{(12,5)^3 \cdot 1350000}} = 1,75$$

$$\Rightarrow M = \frac{12 \cdot 210 \cdot 10^9 \cdot 79887 \cdot 10^{-8}}{(12,5)^2} \cdot \frac{0,3}{1,75} = 2209 \text{ KNm.}$$

$\Rightarrow W \geq \frac{1,5 \cdot 2209}{360} \cdot 10^6 = 9204 \cdot 10^3 \text{ mm}^3$. Dit is aanzienlijk meer dan het weerstandsmoment van een HE-B-450 (met $W = 3550 \cdot 10^3 \text{ mm}^3$).

Uit bovenstaande blijkt wel dat een zeer zware balk toegepast zou moeten worden om de te verwachten impuls te kunnen opnemen. Deze zou dan tevens zeer stijf worden, wat grote krachten op zowel de opleggingen als het schip geeft. Daarom zal nu een oplossing onderzocht worden die grotere vervormingen geeft, maar veel kleinere krachten. Deze oplossing ziet er als volgt uit:

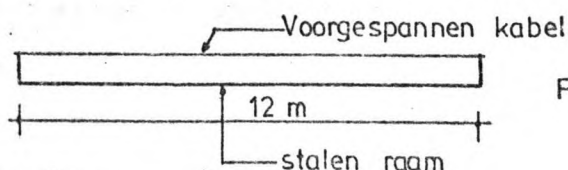


FIG. 156

Handwritten notes on the left margin:

- $S = mv$
- Diagram of a rectangular area with a vector \vec{v} and a coordinate x .
- $F = kx$
- $\frac{1}{2}mv^2 = \frac{1}{2}Fx$
- $= \frac{1}{2}kx^2$
- $x = v \sqrt{\frac{m}{k}}$
- $\frac{v}{\omega}$

Er wordt dus een kabel (of meerdere kabels) voorgespannen in een stalen raam. Voor de veerstijfheid van dit systeem geldt nu: $K = \frac{4T}{l}$, waarin T de voorspankracht is. Indien nu gekozen wordt voor een voorspankracht van 1000 KN dan geldt:

$$K = \frac{4 \cdot 1000 \cdot 10^3}{12} = 333,3 \cdot 10^3 \text{ N/m.}$$

$$\Rightarrow \omega = \sqrt{\frac{K}{m}} = \sqrt{\frac{333,3 \cdot 10^3}{1350000}} = 0,50.$$

$F = k \cdot x$

Voor de doorbuiging van de kabel geldt weer:
 $x_{\max} = \frac{S}{m \omega} = \frac{m \cdot v}{m \cdot \omega} = \frac{v}{\omega} = \frac{0,3}{0,50} = 0,60 \text{ m.}$

Er is nu het volgende krachterspel aanwezig:

$S = m \cdot v$
 1. 99

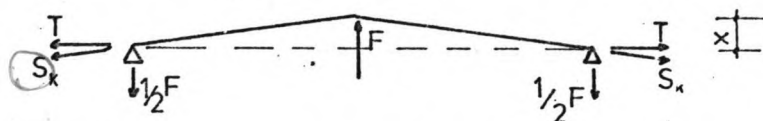


FIG. 157

Er geldt: $F = K \cdot x = 333,3 \cdot 0,60 = 201 \text{ KN}$

$$\Rightarrow S_k = (1000^2 + (100,0)^2)^{\frac{1}{2}} = 1005 \text{ KN}$$

Als groepsfactor voor de kabels wordt nu alleen de basisfactor 4 aangehouden. In het totaal moet dus 4020 KN opgenomen kunnen worden \Rightarrow 2 kabels. $\varnothing 60,8 \times 41$ Warrington / Seale + staalkern.

Uit bovenstaande blijkt dat deze oplossing voldoet. Er ontstaat een tamelijk grote verplaatsing, maar de optredende krachten blijven gering. Voor het stalen raam wordt nu het maximaal optredende moment:

$M = T \cdot a$, waarin a de breedte van het raam is. Aangezien de maximale verplaatsing 0,6 m bedraagt wordt voor $a = 0,7 \text{ m}$ gekozen. $M_{\max} = 1000 \cdot 0,7 = 700 \text{ KNm.}$

$$\Rightarrow W = 1,5 \cdot \frac{700}{360} \cdot 10^6 = 2916,7 \cdot 10^5 \text{ mm}^3 \Rightarrow \text{HE-B-450.}$$

In de ligger treedt echter ook nog een normaalkracht op t.g.v. de voorspankracht in de kabels. Hierdoor voldoet de HE-B-450 niet vanwege de grote kniklengte. Gekozen wordt nu voor een dubbele HE-M-280 ligger volgens fig. 158.

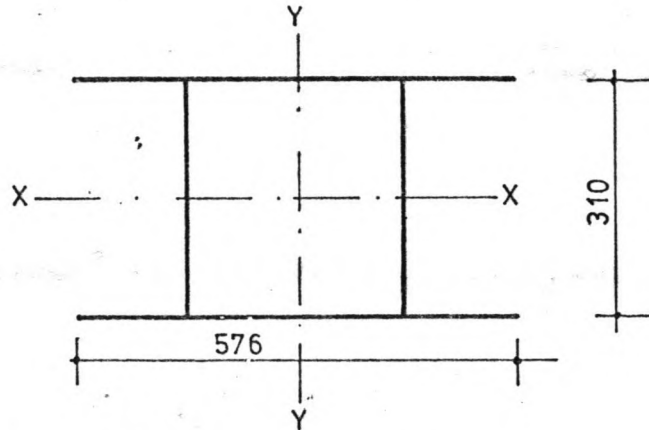


FIG. 158

Aangezien zowel een normaalkracht als een moment overgedragen moet worden geldt volgens NEN 3851-2.5.8.a:

$$\omega_{\max} \frac{F}{A} + 0,85 \theta \frac{N_x}{N_x - 1} \frac{M_x}{W_x} \leq \sigma_e$$

$$\text{en: } \frac{F}{A} + \theta \frac{M_x}{W_x} \leq \sigma_e$$

$$\lambda = \frac{l}{i_x} = \frac{12}{0,128} = 93,75 \Rightarrow \omega_{\max} = 2,55$$

$$N_x = \frac{A \sigma_{Ex}}{F} = \frac{2.24000 \cdot 236,25}{1500 \cdot 10^3} = 7,56$$

$$\theta = \frac{5 \sigma_e}{\sigma_{\text{kip}} \left(8 - 3 \frac{M_{x1}}{M_{x2}} \right)} = \frac{5.360}{\sigma_{\text{kip}} \left(8 - 3 \frac{M}{M} \right)}$$

$$\sigma_{\text{kip}} \text{ is afhankelijk van } \frac{lh}{bt_f} = \frac{12000 \cdot 310}{288 \cdot 33} = 391$$

$$\Rightarrow \sigma_{\text{kip}} = 305 \text{ MPa (zie NEN 3851 fig. 25)}$$

$$\Rightarrow \theta = \frac{5.360}{305 \cdot 5} = 1,18$$

$$\omega_{\max} \frac{F}{A} + 0,85 \theta \frac{N_x}{N_x - 1} \frac{M_x}{W_x} =$$

$$2,55 \cdot \frac{1500 \cdot 10^3}{2.24000} + 0,85 \cdot 1,18 \frac{7,56}{6,56} \cdot \frac{1,5 \cdot 700 \cdot 10^3}{2.2550}$$

$$= 318 \text{ MPa} < 360 \text{ MPa}$$

$$\frac{F}{A} + \theta \frac{M_x}{W_x} = \frac{1500 \cdot 10^3}{2 \cdot 24000} + 1,18 \frac{1,5 \cdot 700 \cdot 10^3}{2 \cdot 2550} = 274 \text{ MPa} < 360 \text{ MPa}$$

Uit bovenstaande blijkt dat de voorgestelde constructie voldoet. Het moment in de armen van het raam bedraagt zoals op blz.174 al is berekend: $M_{\max} = 700 \text{ KNm}$. Gezien de constructie van de ligger (zie fig. 158) lijkt het zinvol om de arm ook in twee delen te splitsen, zodat aan elk deel een kabel bevestigd kan worden. Per deel wordt het rekenmoment nu: $M=1,5 \cdot 0,5 \cdot 700 = 525 \text{ KNm} \Rightarrow W \geq \frac{525}{360} \cdot 10^6 = 1458 \cdot 10^3 \text{ mm}^3$. Aangezien ook een normaalkracht van 50 KN opgenomen moet kunnen worden en vanwege de vereiste stijfheid van het raam wordt nu gekozen voor een IPE 500 profiel met $W = 1930 \cdot 10^3 \text{ mm}^3$. Het gehele raamwerk komt er dus als volgt uit te zien:

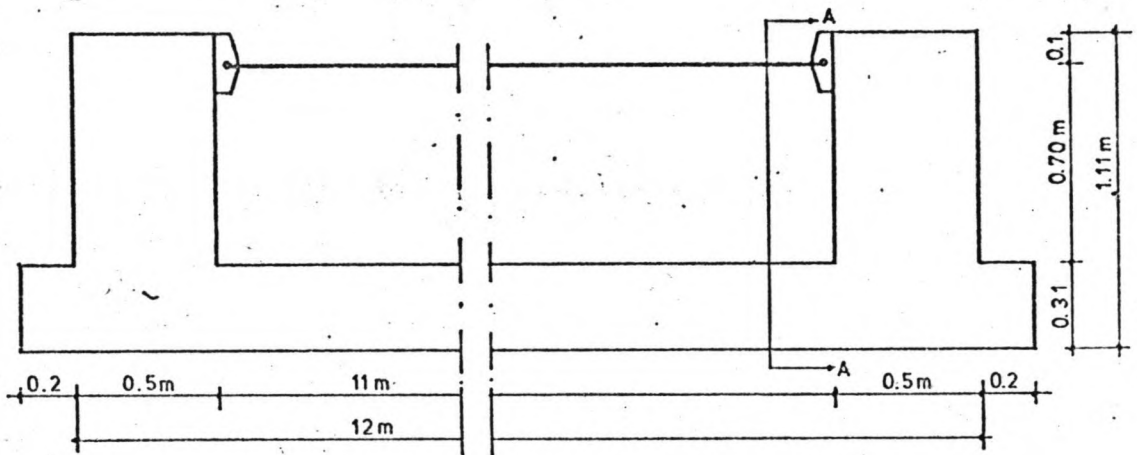
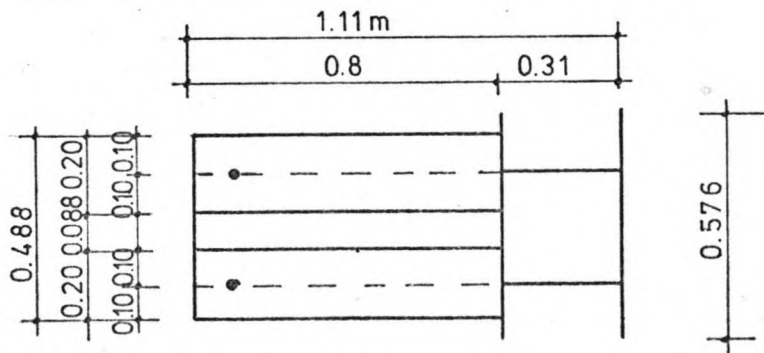


FIG. 159



DRS. A-A

FIG. 160

Het gewicht van de constructie bedraagt: 53,4 KN.

7.3.2. Voorzieningen voor het koppelen en heffen van de deuren en de beschermingen.

In hoofdstuk 6.1. is bepaald dat het heffen van de desbetreffende deur in het kanaalpand en in de bak gelijktijdig zal gebeuren (zie fig.133). De bescherming van de bakdeur moet uiteraard ook geheven worden, zodat het het meest eenvoudig is om dit in één beweging te doen. Dit kan door de drie onderdelen te koppelen. Geschematiseerd is nu de volgende situatie aanwezig:

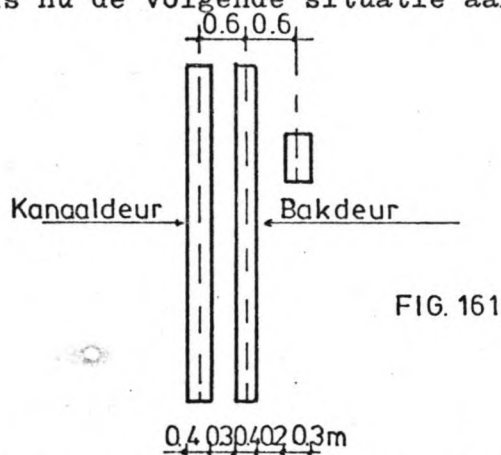


FIG. 161

T.o.v. het zwaartepunt van de kanaaldeur wordt het zwaartepunt van het totaal nu:

$$x = \frac{103 \cdot 0,6 + 53,4 \cdot 1,2}{2 \cdot 103 + 53,4} = 0,49 \text{ m.}$$

Voor de afstand tussen de deuren was 0,30 m aangenomen, zodat het zwaartepunt van het geheel dus t.p.v. de bakdeur komt te liggen. Op zich zou nu logisch zijn de hefinrichting boven dit zwaartepunt te bevestigen, waardoor het geheel rechtstandig geheven zou kunnen worden. Aangezien de hefinrichting gekoppeld wordt aan de kanaaldeur zou dit dus een extra console vergen. Dit is op zich geen bezwaar, maar er kleven wel enige nadelen aan. Het hijsen van de drie onderdelen gebeurt nl. niet over het gehele traject gelijktijdig. Aan kanaal- en bakdeur worden nl. consoles bevestigd zodat, nadat de kanaaldeur een stukje geheven is, de bakdeur wordt meegenomen, die, d.m.v. de console, vervolgens de bescherminrichting meeneemt. In de eerste fase van het hijsen zou de kanaaldeur dus scheef gaan hangen en

daardoor over z'n afdichtingen moeten glijden. Dit lijkt niet bevorderlijk voor de levensduur van de constructie.

Een mogelijkheid om dit probleem te ondervangen is om de kanaaldeur een geleiding te geven, waardoor rechtstand is verzekerd en de hefinrichting boven het zwaartepunt van de kanaaldeur aangebracht kan worden. Voor deze laatste oplossing zal gekozen worden.

Deze oplossing heeft ook invloed op het type console wat gebruikt moet worden om de deuren en de bescherm-inrichting te koppelen. Voor de koppeling tussen de deuren wordt gekozen voor de oplossing volgens fig.162. De bovenste koppeling dient dus zowel voor het op de juiste afstand houden van de deuren, als voor de overdracht van het eigengewicht. De onderste koppeling dient louter voor het op afstand houden (en dus voor momentoverdracht) van beide deuren.

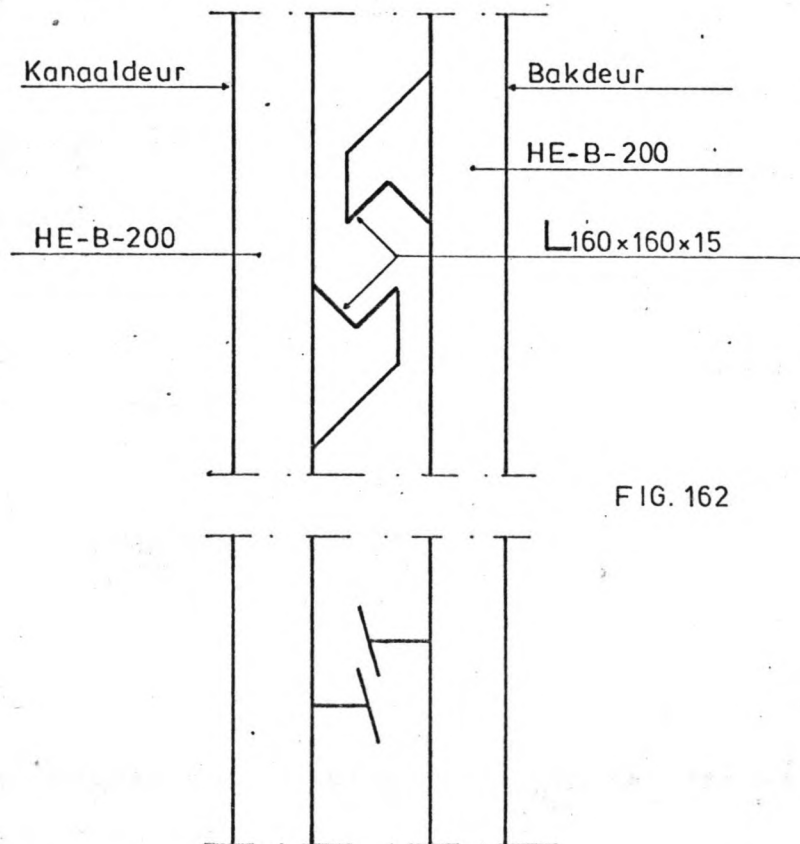


FIG. 162

Bij de plaatsing van de getekende koppeling moet rekening gehouden worden met de openingen in de bakdeur. Ze

mogen nl. de stroming door de openingen niet hinderen. Daarom is gedacht de koppelingen aan te brengen tussen de vier openingen (zie fig.151), in het totaal dus 3 koppelingen. De hoekprofielen, als getekend in fig.162 worden dan 1,12 m lang en aan weerszijden opgelegd op een stalen console aan de deur. De op te nemen kracht bedraagt in het totaal: $103 + 53,4 = 156,4$ KN. Dus verdeeld over 3 profielen van 1,12 m geeft dit een

$$q\text{-last } \frac{156,4}{3 \cdot 1,12} = q = 49,2 \text{ KN/m}^1$$

$$\Rightarrow M_{\max} = 1/8 \cdot q l^2 = 1/8 \cdot 49,2 \cdot 1,5 \cdot (1,12)^2 = 11,6 \text{ KNm.}$$

$$\Rightarrow W = \frac{11,6}{360} \cdot 10^6 = 32,2 \cdot 10^3 \text{ mm}^3 \Rightarrow < 130 \times 130 \times 12.$$

I.v.m. de breedte tussen de deuren wordt nu een

$< 160 \times 160 \times 15$ aangehouden (zie fig. 162).

De console voor de deurbescherming kan op soortgelijke wijze gemaakt worden. Ook hier wordt weer gekozen voor consoles tussen de spui-openingen in. De volgende oplossing wordt nu aangehouden:

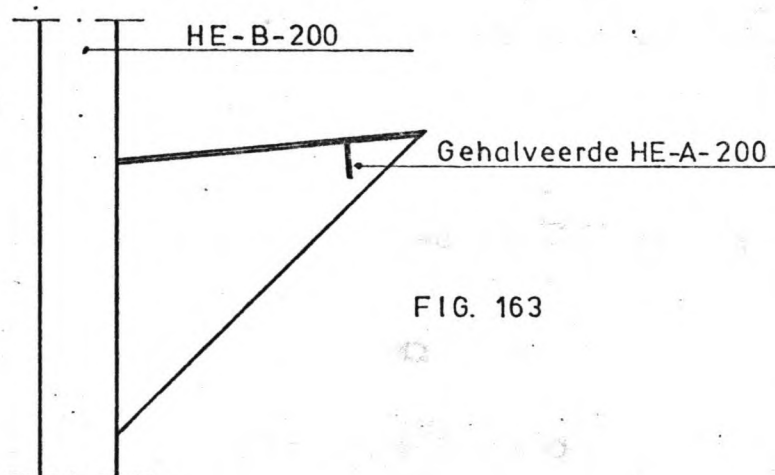


FIG. 163

Ze bestaat dus uit twee platen die elk aan een stijl van de deur gelast zijn met daarbovenop nog een plaat om de console dicht te maken. Ter plaatse van de bescherming wordt dan voor de sterkte nog een gehalveerde HE-A-200 aangebracht. Deze laatste komt voort uit de volgende overwegingen: Het gewicht van de bescherming is 53,4 KN $\Rightarrow q = \frac{53,4}{3 \cdot 1,12} = 15,9 \text{ KN/m}^1$

$$\Rightarrow M_{\max} = 1/8 \cdot q l^2 = 1/8 \cdot 1,5 \cdot 15,9 \cdot 1,12^2 = 3,74 \text{ KNm.}$$

$$\Rightarrow W \geq \frac{3,74}{360} \cdot 10^6 = 10,4 \cdot 10^3 \text{ mm}^3 \Rightarrow \text{HE-A-180, neem}$$

i.v.m. dwarskracht een HE-A-200. (het weerstandsmoment van een HE-A-180 is nl. $12,4 \cdot 10^3 \text{ mm}^3$).

Hiermee zijn de koppelingen tussen de verschillende onderdelen beschreven. De bevestiging van het hefwerk kan direkt aan de kanaaldeur gebeuren, hetzij d.m.v. een hijssoog o.i.d. wat het eenvoudigst is als de deur tijdelijk vervangen moet worden of d.m.v. een katrolconstructie direkt aan de deur. Dit laatste lijkt voor de constructie het eenvoudigst en aangezien de deur niet vaak vervangen of gerepareerd behoeft te worden (onder normale omstandigheden) wordt voor deze oplossing gekozen. Het geheel komt er nu als volgt uit te zien:

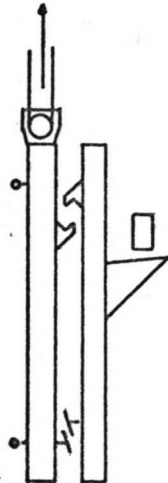


FIG. 164

7.4. Dimensionering van de deurportalen.

7.4.1. Inleiding

Nu de gewichten van de deuren en de deurbeschermingen bekend zijn kunnen de deurportalen gedimensioneerd worden. Behalve de krachten t.g.v. het eigengewicht zijn hierbij ook de krachten t.g.v. het heffen en neerlaten van belang. Verder is er nog een verschil in afmetingen van de deurportalen in beneden- en bovenpand t.g.v. de verschillen in hoogte tussen de verschillende deuren. Daarom zullen ze apart worden behandeld.

7.4.2. Het portaal in het benedenpand.

Direct gekoppeld aan het portaal worden twee deuren: de deur voor normaal gebruik en de noorddeur die tevens dient voor het keren van extreme waterstanden. Aan de eerste deur worden dan weer de bakdeur en de deurbescherming opgehangen.

De hoogste deur is de nooddeur met een hoogte van 6,55m en dus bepalend voor de hoogte van het portaal. De minimale doorvaarthoogte die een 1350 tons schip nodig heeft is 4,40 m. De hoogste relevante waterstand is 21,30 m⁺ N.A.P., zodat de bovenkant van de deur op $21,30 + 4,40 + 6,55 = 32,25$ m⁺ N.A.P. Dit is dan tevens de theoretische hoogte van de onderkant van het portaal. Aangehouden wordt nu 32,50 m⁺ N.A.P. wat dus duidelijk boven de weg uitkomt die op 29,80 m⁺ N.A.P. ligt. Hieruit volgt dat bovenop de betonnen wand nog een extra constructie nodig is. De wand loopt nl. ook door tot 29,80 m⁺ N.A.P. Gekozen wordt nu voor een staalconstructie als portaal dat er geschematiseerd als volgt uitziet:

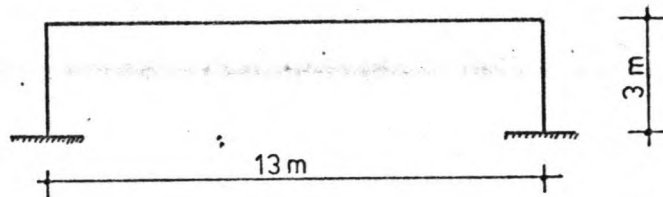


FIG. 165

De krachten die hier optreden zijn:

1. Eigengewicht nooddeur: 147 KN
2. Eigengewicht overige deuren + bescherming: 259,4 KN
3. Versnellingskrachten t.g.v. de deurbewegingen
4. Windkrachten

De versnellingskrachten volgen uit het bewegingsschema voor de deuren. In het vooronderzoek is bij de capaciteits berekening bepaald dat zowel het openen als het sluiten van de deur in 1 minuut moet gebeuren. Aangezien in deze tijd het vullen van de ruimte tussen bak- en kanaaldeur is in begrepen wordt voor het hijsen zelf ongeveer 30 sec. aangehouden. Dit geldt dus alleen voor de deur voor normaal gebruik. Deze moet minimaal $21,30 + 4,40 - 17 = 8,7$ m geheven worden, maar er is een overhoogte van 0,25 m aangehouden, dus te heffen: 8,95 m. Nu wordt het volgende versnellingsdiagram aangehouden:

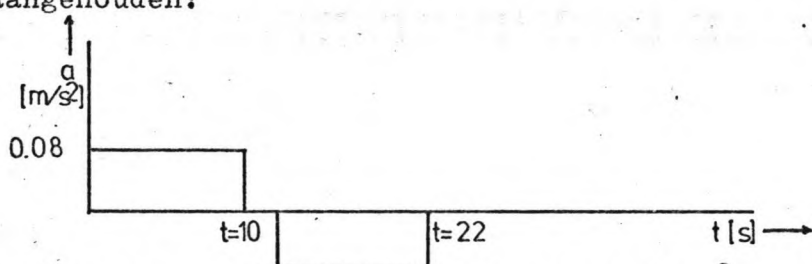


FIG. 166

Dus: 10 sec versnellen met $a = 0,08 \text{ m/sec}^2$, dan even een eenparige snelheid, om vervolgens weer 10 sec te vertragen. Gedurende die 10 sec wordt steeds $\frac{1}{2} \cdot 0,08 \cdot 10^2 = 4$ m afgelegd. De snelheid na 10 sec is $v = 0,8 \text{ m/sec}$ dus de tijd waarover eenparig bewogen kan worden bedraagt $t = \frac{0,95}{0,8} = 1,2$ sec. Totaal dus ongeveer 22 sec. Een zo duidelijk omschreven diagram als in fig. 166 is weergegeven zal in de praktijk niet gehaald worden, omdat die zeer verfijnde apparatuur vergt, maar als rekenwaarde voldoet het wel. De meest belangrijke getallen zijn nl. $a_{\text{max}} = 0,08 \text{ m/sec}^2$ en $v_{\text{max}} = 0,8 \text{ m/sec}$. De versnellingskracht wordt dus maximaal: $F = m \cdot a = 25940 \cdot 0,08 = 2075,2 \text{ N} = 2,1 \text{ KN}$ dus

verwaarloosbaar t.o.v. de overige krachten.

Met windkrachten wordt ook geen rekening gehouden, omdat de deuren geleid worden langs de betonwand en zelfs in hoogste stand maar voor een klein gedeelte boven deze wand uitkomen; de deuren zullen dus de windkrachten direct aan het beton kunnen overdragen.

Voor het te installeren vermogen geldt: $P = F \cdot v$
 $= 260 \cdot 0,8 = 208 \text{ KW}$. Bij een geschat rendement van de installatie van 0,85 vereist dit een te installeren vermogen van ongeveer 250 KW. Dit is dus in dezelfde orde van grootte als het benodigde vermogen voor de aandrijving van de bak!

Het valt dus zeker te overwegen om de deuren uit te balanceren, al zal dit ook nogal wat moeilijkheden geven aangezien het te heffen gewicht uit 3 onderdelen bestaat en ook in 3 fasen wordt opgebouwd. Hoewel dit punt zeker nadere studie verdient wordt er hier niet verder op ingegaan. Voor de zekerheid zal het portaal berekend worden als waren de deuren uitgebalanceerd (de nooddeur niet vanwege de geringe gebruiksfrequentie). Aangenomen wordt nu dat de deuren aan de uiterste HE-B-200 stijlen wordt opgepakt, dus 1,50 m vanaf de zijkanten van de deur (zie fig.146). De belasting op het portaal wordt nu als volgt:

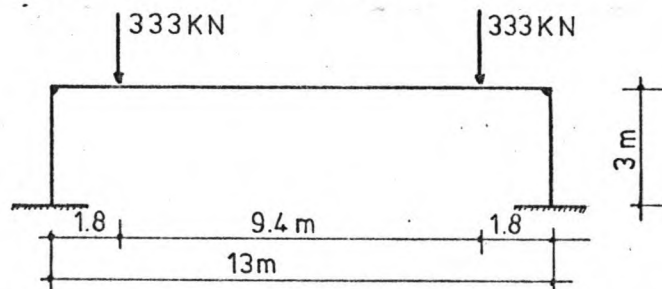


FIG. 167

Indien de regel van het portaal vrij opgelegd zou zijn, dan bedroeg het maximale moment $1,8 \cdot 333 = 599,4 \text{ KN}$.

Neem hier als benadering 0,8 van deze waarde. Het rekenmoment is nu: $0,8 \cdot 1,5 \cdot 599,4 = 720 \text{ KNm}$.

$$\Rightarrow W \geq \frac{720}{360} \cdot 10^6 = 2000 \cdot 10^3 \text{ mm}^3. \text{ Dit kan opgenomen worden}$$

door 4 HE-B-200 liggers, of i.v.m. de stijfheid 2 HE-B-260 liggers. Aangezien de portaalligger ook

machinerieën moet bevatten moet ze een zekere breedte hebben. I.v.m. de extra belasting t.g.v. deze machinerieën wordt nu, gekozen voor 2 HE-B-300 liggers. Ook voor de kolommen zullen deze voldoen. Globaal komt het portaal er dus als volgt uit te zien:

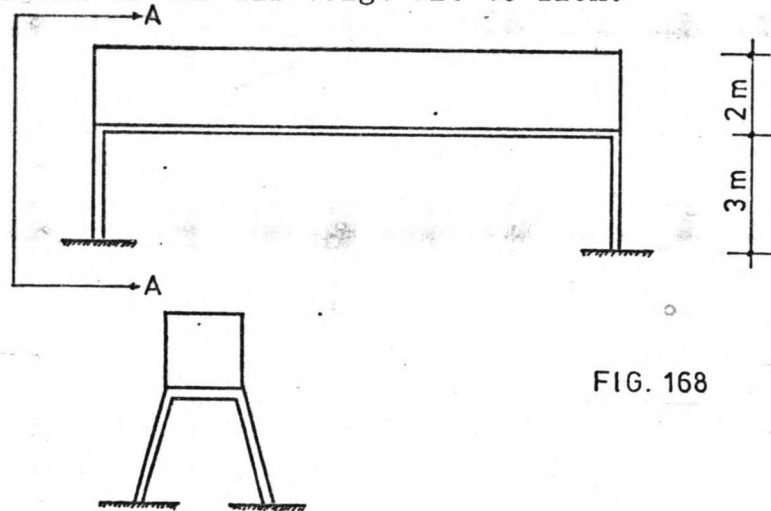


FIG. 168

7.4.3. Het portaal in het bovenpand.

Ook aan dit portaal zijn weer twee deuren opgehangen. De hoogste deur die hier aanwezig is, is de bakdeur van 4,4 m hoogte. Het kanaalpeil is 28,50m⁺ N.A.P., zodat voor de onderkant van de portaalligger een peil moet gelden van: $28,50 + 4,40 + 4,40 = 37,30$ m⁺ N.A.P. Aangehouden wordt nu: 37,50 m⁺ N.A.P. Het maaiveld bevindt zich hier op 28,70 m⁺, zodat het portaal er schematisch als volgt uit komt te zien:

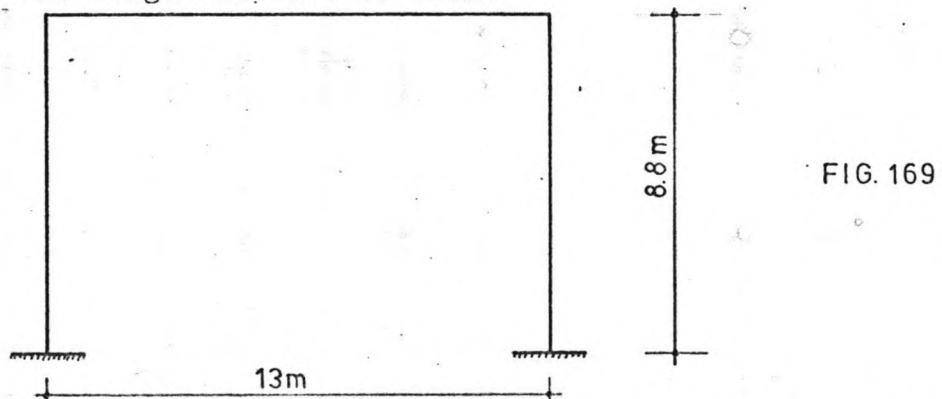


FIG. 169

De optredende belasting wordt weer voornamelijk bepaald door het eigengewicht van de deuren en de deurbescherming. De windkrachten zijn nu niet te verwaarlozen, omdat de deuren nu geheel in het portaal komen te hangen. Het totaal gewicht van de deuren etc. is:

$2 \times 82,3 + 103 + 53,4 = 321$ KN zodat voor de ligger een belastingsschema volgt, inclusief de al dan niet fictieve contragewichten, zoals is getekend in fig.

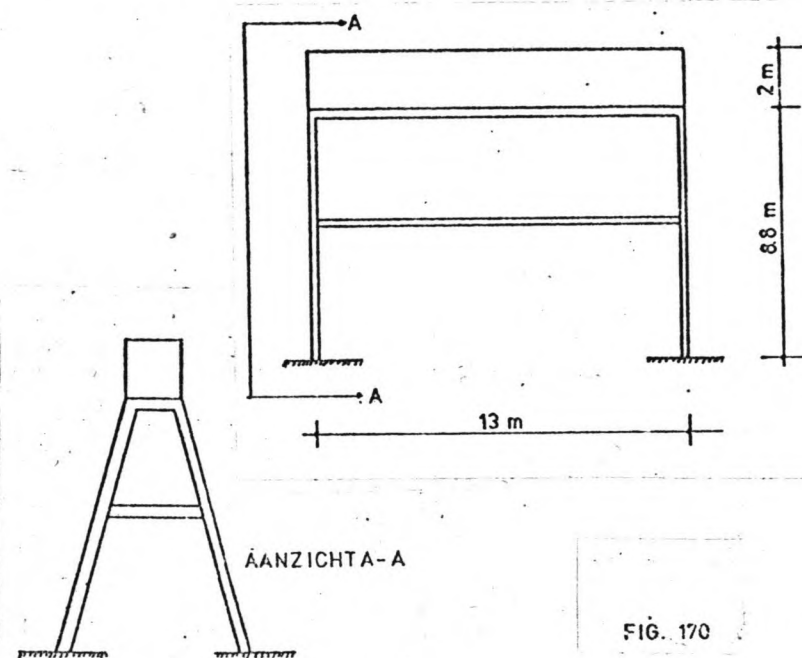
167. Het maximale rekenmoment wordt weer:

$M = 0,8 \cdot 1,5 \cdot 280 = 336$ KNm. Voor de wind belasting moet $1,5$ KN/m² in rekening worden gebracht. Het te belasten oppervlak is nu ongeveer 6×13 m² dus

$$q_{\text{wind}} = 6 \cdot 1,5 = 9 \text{ KN/m}^1$$

$$\Rightarrow M = 1,5 \cdot 1/10 \cdot q l^2 = 1,5 \cdot 1/10 \cdot 9 \cdot 10^3 = 228 \text{ KNm.}$$

Ook hier blijkt nu een stel hoofdliggers HE-B-300 te voldoen. Indien vanwege de grote kniklengte nu HE-B-500 profielen gekozen worden, dit alles als redelijke schatting, dan komt het portaal er globaal als volgt uit te zien:



Er is nu zeer globaal aangegeven hoe de portalen er ongeveer uit kunnen gaan zien. Er zijn echter nog legio andere mogelijkheden om deze te maken. Het wellicht meest voor de hand liggende alternatief is niet een portaal maar twee heftorens waaraan een en ander verbonden kan worden. Ook het al dan niet uitbalanceren van de deuren is hierop van invloed. Dit vraagt echter een studie op zich, die in dit kader te ver zou voeren. Daarom wordt volstaan met de nu gegeven globale indruk.

8. Samenvatting en aanbevelingen

Uitgaande van het bestaande sluiscomplex Panheel is onderzocht wat de beste plaats is voor een eventueel nieuw te bouwen dwarshelling. Dit is gedaan m.b.v. een aantal schetsen die zijn bijgevoegd in de aparte map met schetsen en tekeningen. De uiteindelijk gekozen ligging is weergegeven op schets 5.

Hierna is onderzocht welke voorzieningen getroffen moeten worden voor het overwinnen van de variabele waterstanden in het benedenpand. M.b.v. een ontwerpboom (zie blz. 16) zijn een aantal alternatieven opgesteld die tegen elkaar zijn afgewogen. Hieruit bleek dat het in dit geval het eenvoudigst is om de bak iets hoger te maken dan anders het geval zou zijn geweest. De bak kan dan in dat geval dienst doen als "schutsluis" waarbij eerst het normale peil van 3,5m boven de bakbodem aangepast wordt aan de in het benedenpand aanwezige waterstand, waarna na scheepvaart-uitwisseling het oude niveau van 3,5m weer hersteld wordt d.m.v. schuiven in de bakdeuren. De opvang van het overtollige water wordt tijdelijk opgevangen in een kelder en weer teruggepompt in het benedenpand.

Voor de bak zelf zijn twee alternatieven bekeken:

1. Een bak met wringstijve kokers als wanden, waardoor de vervormingen van de bak worden beperkt, maar waarbij ook grote momenten overgedragen moeten worden aan de onderstellen. Het tegengaan van de vervorming van de wanden gaat n.l. gepaard met het introduceren van wringende momenten die weer afgegeven moeten worden aan de onderstellen.
2. Een bak zonder wringstijve kokers die dus grotere vervormingen geeft als oplossing 1. en daarbij het voordeel heeft dat geen momenten overdracht naar het onderstel hoeft plaats te vinden. Deze oplossing wordt geheel gedacht te zijn uitgevoerd in orthotrope elementen.

Vanwege de eenvoud van de constructie, het ontbreken van momenten die naar het onderstel afgevoerd worden zodat ook deze licht kunnen blijven en omdat de vervormingen toelaatbaar blijven is gekozen voor oplossing 2.

Ook voor het onderstel zijn twee vormen onderzocht: een raamwerk en een vakwerk. Vanwege de veel lichtere constructie is gekozen voor een vakwerk. In het totaal zijn drie van deze onderstellen nodig om de bak te kunnen ondersteunen.

Na een afweging van de verschillende mogelijkheden van voortbewegen is besloten de onderstellen op wielen te plaatsen die over rails rijden. In totaal bleek bij een maximaal toelaatbare wiellast van 690 KN in het totaal 15 wielparen per ondersteuning nodig te zijn. Elk wielstel is apart afgeveerd, waardoor een statisch onbepaalde verbinding met het onderstel gerealiseerd kon worden, wat grote veiligheid bied bij het bezwijken van één der wielstellen. In dat geval wordt de last nl. gespreid over de andere wielstellen. Om dit geval te ondervangen is per ondersteuning een wielstel extra gerekend, zodat er 16 per ondersteuning aanwezig zijn. Het totaal gewicht van bak met water en onderstel bedraagt ongeveer 48.000 KN.

Met dit gewicht kon een contragewicht gedimensioneerd worden. Allereerst is hierbij bepaald welke baan dit contragewicht moet krijgen. Na het afwegen van de verschillende alternatieven, gevonden m.b.v. een ontwerpboom, werd vanwege de eenvoud van de constructie besloten om gebruik te maken van dezelfde helling als waar de bak over gaat rijden. Tevens is hierbij bepaald dat het contragewicht uit twee delen zal bestaan die tussen de drie steunpunten van de bak in gaan bewegen. Voor de samenstelling van elk contragewicht is gekozen voor een beton-

nen bak gevuld met geïnjecteerd schroot om een zo hoog mogelijke dichtheid te bereiken.

In verband met de uniformiteit zijn bij de contragewichten dezelfde wielstellen toegepast als bij de bak.

Na bak en contragewicht kon het bewegingswerk gedimensioneerd worden. Om te beginnen zijn hiertoe eerst de optredende krachten bepaald. Daarna zijn mogelijke principes van aandrijving bekeken, waarbij bleek dat twee mogelijkheden relevant waren:

1. aandrijving op alle verbindingsmiddelen, waarvoor i.v.m. de baanlengte kabels zijn gekozen.

2. aandrijving en uitbalancering apart, dus slechts aandrijving op een gering aantal kabels.

Alternatief 2. leek het eenvoudigst, maar bleek dat uiteindelijk niet te zijn. Dit kwam doordat voor 2. in verhouding veel meer kabeltrommels geïnstalleerd moesten worden dan bij alternatief 1. Vandaar dat uiteindelijk gekozen is voor een gecombineerde aandrijving-uitbalancering.

Voor de bevestiging van de kabels aan de bak bleek een kleine aanpassing van het eerder gemaakte bakontwerp noodzakelijk (zie fig.82).

Na vaststelling van het toe te passen aandrijvingsprincipe konden de verschillende onderdelen hiervan worden gedimensioneerd. Een overzicht van het uiteindelijk gevonden resultaat is weergegeven in fig. 93. Tenslotte is in dat hoofdstuk het te installeren vermogen bepaald op 350 KW.

Vervolgens is bekeken welke constructie toegepast moest worden om het geheel te kunnen laten bewegen. Dit wil zeggen dat oplossingen voor de railbaan en de behuizing voor het drijfwerk zijn onderzocht. Hierbij is gebruik gemaakt van de gegeven boorprofielen en sonderingen (zie bijlagen 1 en 2), de gegeven grondwaterstand (varierend tussen 21.00m⁺ N.A.P. en 21.40m⁺ N.A.P.) en fig. 95.

Uit de met een ontwerpboom (zie blz. 105) gevonden alternatieven bleven na globale afweging nog twee alternatieven over:

1. Een oplossing waarbij de gehele betonconstructie in een door bemaling drooggehouden bouwput wordt gemaakt.

2. Een oplossing waarbij gebruik gemaakt wordt van diepwanden en een injectielaag, waardoor zonder bemaling (althans bijna, want er zal zeker lek optreden door de injectielaag) de vloer met waterkelder gemaakt kunnen worden.

Vanwege de grootte die de bemalingsinstallatie zou moeten krijgen aangezien er dikke pakketten grof grind aanwezig zijn en de grotere bouwput die dan nodig is werd van oplossing 1. afgezien en oplossing 2. gekozen.

Voor de stabiliteit van de vloer bleken grondtrek-ankers nodig en voor de stabiliteit van de wanden groutankers. De verschillende onderdelen zijn berekend en staan o.a. weergegeven in fig. 129. Zie ook de overzichtstekening die is bijgevoegd in de map met tekeningen.

Tot slot van het ontwerp zijn de deuren en deurportalen gedimensioneerd. Ook hierbij was het eerst weer nodig te bepalen welke voorzieningen nodig zijn vanwege de variabele waterstanden in het benedenpand. Hieruit bleek dat volstaan kon worden met een aantal schuiven in één bakdeur.

Hierna konden de deuren zelf gedimensioneerd worden. Er is gekozen voor hefdeuren. Er is hierbij ook gekeken naar de koppeling van bak-en kanaaldeur. Dit is gedaan omdat er steeds 2 deuren tegelijkertijd geheven moeten worden en bij koppeling is maar één bewegingswerk nodig. Een probleem is dat de koppeling ongedaan moet zijn op het moment dat de bak gaat rijden. De oplossing hiervoor staat weergegeven in fig. 162.

Verder is een deurbescherming ontworpen. Deze is nodig voor het geval een schip te hard de bak binnen komt varen en daardoor niet tijdig kan stoppen. Deze deurbescherming bestaat uit een tweetal voorgespannen kabels, gespannen in een stalen frame; zie ook fig. 159.

Tenslotte is aangegeven hoe de eventueel te maken deurportalen er uit komen te zien. Eventueel, omdat een oplossing met heftorens ook zeker het overwegen waard is.

Een overzicht van de gehele constructie is gegeven in de tekening die is bijgevoegd in de map met tekeningen en schetsen; tevens is hier nog een tekening bijgevoegd die een ruimtelijk beeld geeft van de gehele constructie.

In bovenstaande is nu nog eens kort weergegeven wat de gedachtengang is geweest tijdens het ontwerp van de dwarshelling. Duidelijk is dat de verschillende onderdelen slechts globaal gedimensioneerd konden worden. een optimalisatie van deze onderdelen kan zeker plaatsvinden.

Nog afgezien van optimalisatie zouden ook de vele keuzen die gemaakt zijn uit meestal twee alternatieven wat beter gefundeerd moeten worden. Vanwege de aard van deze studie was dat niet mogelijk. Hierdoor is het wellicht mogelijk dat toch voor andere varianten wordt gekozen die dan ook weer geoptimaliseerd moeten worden. In de verschillende hoofdstukken is waar nodig al op deze feiten gewezen.

De hoop wordt echter uitgesproken dat door deze studie een wat duidelijker beeld is verkregen van de inhoud en de consequenties van de bouw van een dwarshelling te Panheel.

LITERATUUR

- (1) Verkeerswaterbouwkunde deel B
Prof.ir. L.v. Bendegom
collegedictaat T.H.Delft
herdruk januari 1977
- (2) Verkeerswaterbouwkunde b.o. f13c
ir.C.Kooman
collegedictaat T.H.Delft
herdruk oktober 1977
- (3) Tienjarig overzicht der waterhoogten en af-
voeren 1951 - 1960
Rijkswaterstaat
Staatsuitgeverij 's-Gravenhage 1964
- (4) Grundlagen der Fördertechnik
M.Scheffer; G.Pajer; F.Kurth
5^e Auflage. Berlin 1975
- (5) Hijswerktuigen deel 1
ir. J.E. de Vries
4^e druk Haarlem 1947
- (6) Berekening van veren
ing. J.Schrier
T.H.Delft, Lab.v.voertuigtechniek
3^e druk september 1976
- (7) Staalkabels
Prof.ir. G.C.Meuse; F.L.Noordegraaf
De constructeur, jaargang IX
september en oktober 1970; nr.9 en 10
- (8) Die Hebezeuge
H.Ernst
Band 1 Grundlagen und Bauteile
7^e druk Braunschweig 1965

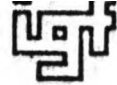
LITERATUUR (vervolg)

- (9) Diepwanden
ir. J.H. Bremmer
publicatie Bouwcentrum Rotterdam
NL 1969 Sfb(18) UDC 624.15
- (10) Le plan incliné transversal d'Arzwiller-Saint
Louis remplace 17 écluses
Diverse auteurs
Revue de la Navigation et rhénane, 1970
- (11) Grondtrekankers
ir. A.W. Amesz
publicatie Bouwcentrum Rotterdam
NL 1971 Sfb(18) UDC 624.15
- (12) Elastisch ondersteunde liggers
aantekeningen bij het college Toegepaste
Mechanica b13
T.H. Delft februari 1977
- (13) Groutankers
ir. N.W.A. Broug
publicatie Bouwcentrum Rotterdam
NL 1969 Sfb(18) UDC 624.15
- (14) Vloeistofmechanica b72
Prof. dr. ir. M. de Vries
collegedictaat T.H. Delft
oktober 1976
- (15) Handleiding Puntdeuren
T.H. Delft, afd. der Civiele Techniek
Staalconstructies
december 1978

LITERATUUR (vervolg)

- (16) Het ontwerpen, berekenen en vergelijken van
ducdalven, in tropisch hout en staal
N.V.Houthandel v/h G.Alberts Lzn & Co.
Middelburg 1957

Bijlage 1.

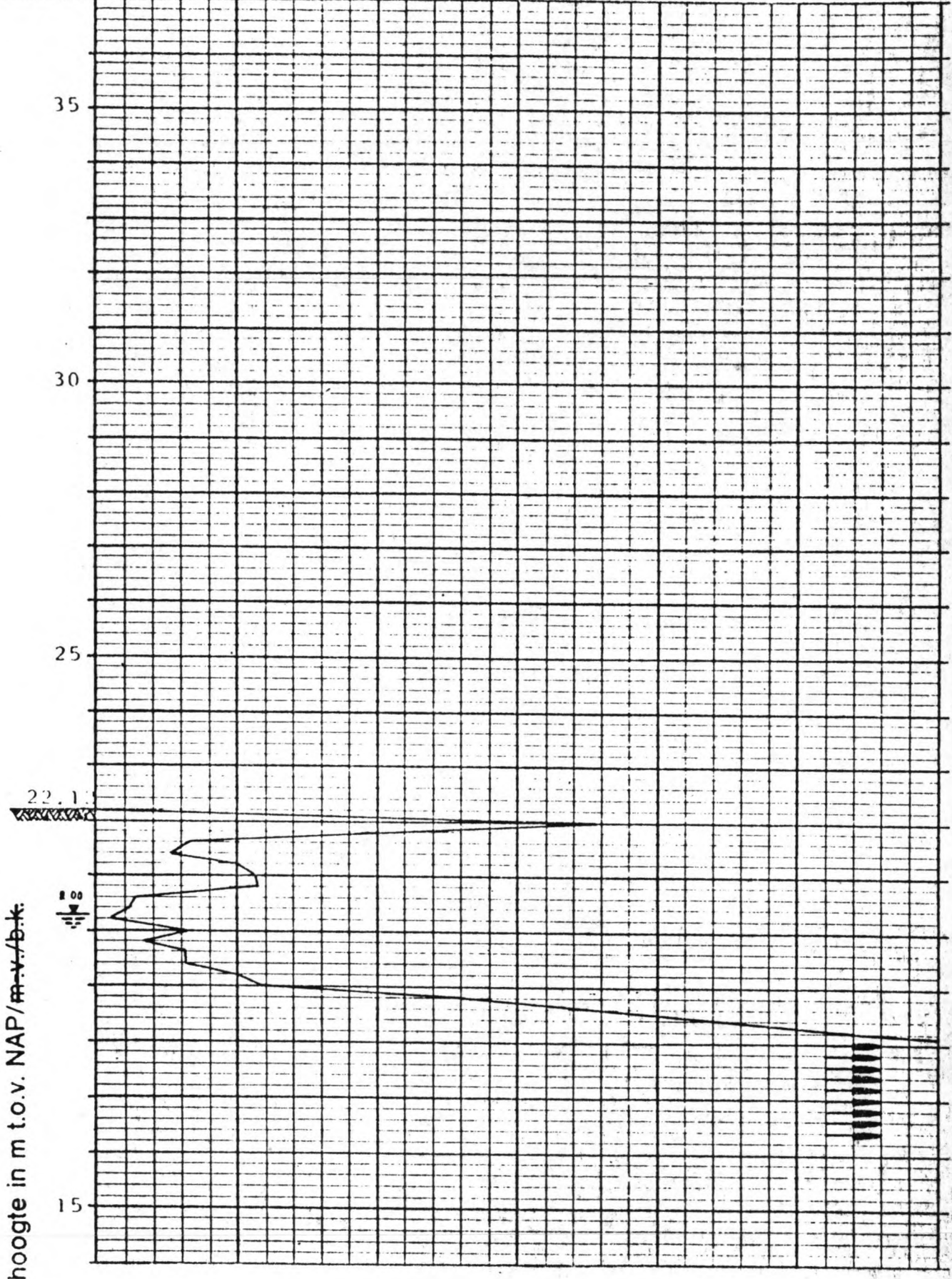


Conusweerstand in kg/cm²

37 m + 0

0 50 100 150 200 250 300

hoogte in m t.o.v. NAP/m.v./b.k.



boring nr



sondering nr

utv. datum
G.M.A.S. 20.9.1976.

app. tek.
A. M.B.

gez.

order nr
70.101.

bijlage



Conusweerstand in kgf/cm²

37 m + 0

50

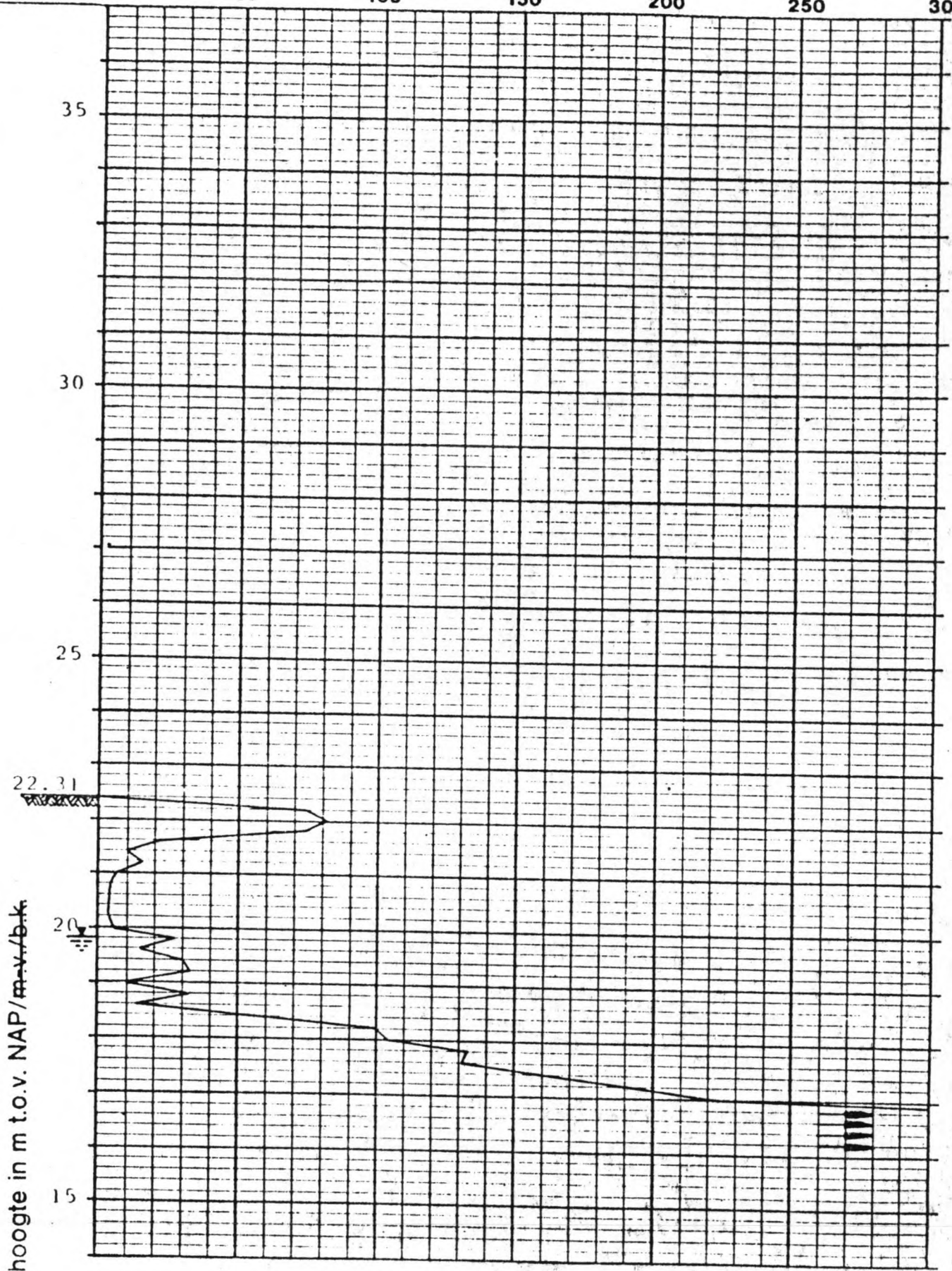
100

150

200

250

300



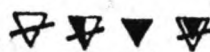
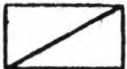
hoogte in m t.o.v. NAP/m.v.v./b.k.

22.31

20

15

boring nr



sondering nr

6

uitv. datum
GG/AS. 20.9.1976.

app.
4.

tek.
mp.

gez.

order nr
70.161.

bijlage
6.



Conusweerstand in kgf/cm²

37 m + 0

50

100

150

200

250

300

35

30.10

260

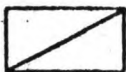
25

20

15

hoogte in m t.o.v. NAP/m.v./b.k.

borling nr



sondering nr

7

uitv. GG/AS. datum 20.9.1976.

app. tek. MB.

gez.

order nr 76.101.

bijlage 7.

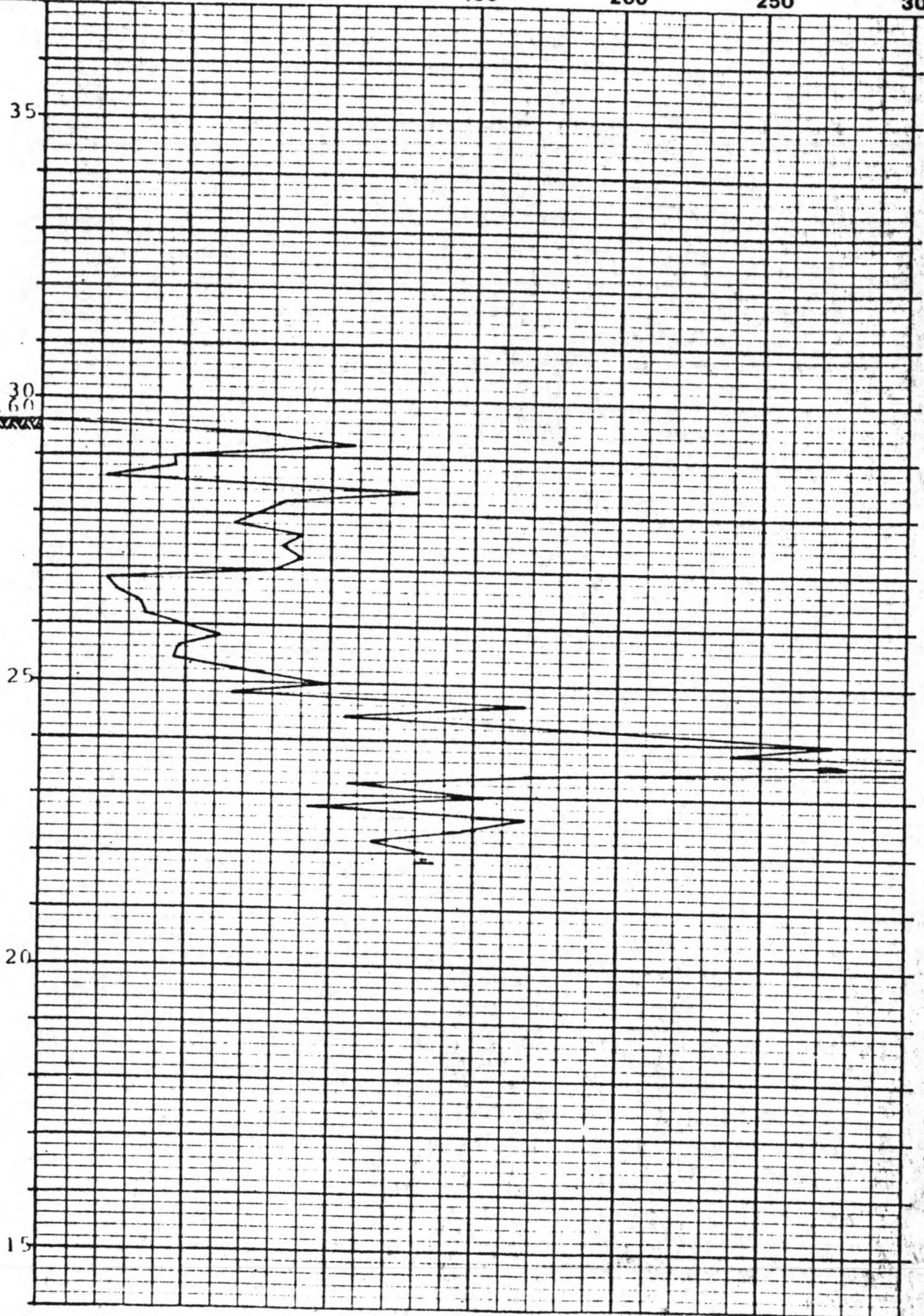


Conusweerstand in kg/cm²

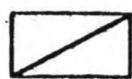
37 m + 0 50 100 150 200 250 300

30
29.60

hoogte in m t.o.v. NAP/m.v./b.k.



boring nr



sondering nr

8

Bijlage 2.

