

AFSTUDEERPROJEKT:

VERBETERING VAN DE OEVER-VERBINDING BOSKAMP - JENNY

(SURINAME)

RAPPORT 2: KONSTRUKTIEF ONTWERP



TU-DELFT FACULTEIT DER CIVIELE TECHNIEK

VAKGROEP POO

P. GOEDHART

DELFT, AUGUSTUS 1990



P.Goedhart

VERBETERING VAN DE OEVER-VERBINDING BOSKAMP - JENNY

Begeleiders: Ir. K.G.~~van~~ Bezuyen
Ir. W.H.Tutuarima
E.Rosbergen M.sc

Delft, augustus 1990

INHOUD

1 Inleiding 7

- 1.1 Samenvatting vóórstudie 7
- 1.2 Doelstelling 7
- 1.3 Lokatie keuze 7

2 Inrichting van het emplacement 8

- 2.1 Randvoorwaarden met betrekking op de inrichting van het terrein. 8
- 2.2 Uitgangspunten met betrekking op de inrichting van het terrein. 8
- 2.3 Het gebruikersproces 8
- 2.4 Het programma van eisen voor het emplacement 9
- 2.5 Ruimtelijk ontwerp voor het emplacement 9

3 De steiger-konstruktie 11

- 3.1 Randvoorwaarden voor het ontwerp van de steiger-konstruktie 11
- 3.2 Het programma van eisen voor het ontwerp van de steiger-konstruktie 13
- 3.3 Uitgangspunten voor het ontwerp van de steiger-konstruktie 13
- 3.4 De criteria 13
- 3.5 Het ontwerpproces 14
- 3.6 De alternatieven voor het ruimtelijk ontwerp 15
- 3.7 De toetsing aan de hand van de criteria en de keuze uit de alternatieven voor het ruimtelijk ontwerp 16
- 3.8 De aanpassing van het ruimtelijk ontwerp aan het meersysteem 17

4	Alternatieven voor de onderdelen van de steiger-konstruktie	20
4.1	De totale steiger-konstruktie	20
4.1.1	De randvoorwaarde en uitgangspunten met betrekking op de totale steiger-konstruktie	23
4.1.2	Beoordelingscriteria voor het hellend- en drijvend gedeelte	24
4.2	Het hellend gedeelte	24
4.2.1	De randvoorwaarden, de eis en de uitgangspunten die gelden voor het hellend gedeelte	24
4.2.2	Het ontwerpproces van het hellend gedeelte	25
4.2.3	Het gelamineerde houten hoofdligger altern(HH1)	27
4.2.4	Het alternatief met de houten vakwerk-konstruktie met een bovengevloer (HH2)	31
4.2.5	Het alternatief met de houten vakwerk-konstruktie met ondervloer (HH3)	35
4.2.6	Het alternatief met een stalen I-profiel (HS1)	38
4.2.7	Het alternatief met een stalen vakwerk-konstruktie (HS2)	39
4.3	Het drijvend gedeelte	43
4.3.1	De randvoorwaarden en uitgangspunten die gelden voor het drijvend gedeelte	43
4.3.2	Het ontwerpproces van het drijvend gedeelte	43
4.4	De stalen pontons	48
4.4.1	De randvoorwaarden en uitgangspunten die gelden voor de pontons	48
4.4.2	Het ontwerpproces van de pontons	48
4.5	Het landhoofd	50
4.5.1	De randvoorwaarden en uitgangspunten die gelden voor het landhoofd	50
4.5.2	Het ontwerpproces van het landhoofd	51
4.6	Aansluitingen van de onderdelen van de steiger-konstruktie	51
4.6.1	Het landhoofd en het emplacement	51
4.6.2	Het landhoofd en het hellend gedeelte	51
4.6.3	Het hellend-, het drijvend gedeelte en de ponton	52
4.6.4	Het drijvend gedeelte en het veerbootdek	52
4.7	De mate waarin wordt voldaan aan de gestelde eisen	54
4.8	De keuze van het alternatief voor het hellend gedeelte	54
4.8.1	Beoordeling van de alternatieven voor het hellend gedeelte	54
4.8.2	Het gekozen alternatief voor het hellend gedeelte	56
4.9	De keuze van het alternatief voor het drijvend gedeelte	56
4.9.1	Beoordeling van de alternatieven voor het drijvend gedeelte	56
4.9.2	Het gekozen alternatief voor het drijvend gedeelte	57

5 Uitwerking van het landhoofd

(HH2) 58

- 5.1 De randvoorwaarden en uitgangspunten die gelden voor het landhoofd 58
- 5.2 De vormgeving van het landhoofd van HH2 58
- 5.3 De fundering van het landhoofd 59
- 5.4 De afmetingen van het landhoofd 60
 - 5.4.1 De voorwand en de zijwanden 61
 - 5.4.2 De horizontale plaat 61

6 De Remming-werken 63

- 6.1 De doelstelling van het remming-werk 63
- 6.2 De randvoorwaarden voor het ontwerp van het remming-werk 63
- 6.3 De uitgangspunten voor het ontwerp van het remming-werk 63
- 6.4 Het programma van eisen voor het ontwerp van het remming-werk 64
- 6.5 De ontwikkelde alternatieven voor de onderdelen van het remming-werk 64
- 6.6 Het gekozen remming-werk alternatief 65
- 6.7 Het wrijfbord 66

7 De exploitatie van de veerverbinding 67

- 7.1 De kosten van het gekozen alternatief 67
- 7.2 De kontante waarde van de kosten 68
- 7.3 De kontante waarde van de baten 68
- 7.4 Het "overzettarief" 69

8 Konklusies en aanbevelingen 70

- 8.1 Konklusies 70
- 8.2 Aanbevelingen 70

9. Nabeschuwing 72

- 9.1 Afwijkingen van methodiek en uitgangspunten 72
 - 9.1.1 Kosten 72
 - 9.1.2 Belastingsklasse 72
 - 9.1.3 Hellingspercentage 72

- 9.1.4 Fundering van het landhoofd op kleefpalen 72
- 9.1.5 De meerpalen 73
- 9.1.6 De niet meegenomen alternatieven:
 - "tweedehands" bruggen en veerboten 73
- 9.2 Ontwikkelingen die zich in de tussentijd hebben voorgedaan 73
- 9.3 Toekomstige ontwikkelingen 73

Bijlage nr 1 : Raming van het te
verharden emplacements-
oppervlak 74

Bijlage nr 2 : Berekeningen steiger-
konstruktie 76

Bijlage nr 3 : Raming van de kosten van
steiger-konstruktie 99
APPENDIX UITVOERINGSKOSTEN 112

Bijlage nr 4 : Berekeningen remming-werk 118

Bijlage nr 5 : Raming van de kosten van
de de remming-werken 124

Bijlage nr 6 : Berekening van de jaarlijk-
se kosten van de verschil-
lende alternatieven voor
de onderdelen van de steiger-
konstruktie 127

Bijlage nr 7 : Berekening "overzettarief" 130

Bijlage nr 8 : Figuren 134

Bijlage nr 9 : Berekening landhoofd 141

1 Inleiding

1.1 Samenvatting vóórstudie

De huidige veerverbinding tussen Boskamp en Jenny funktioneert onvoldoende om te kunnen zorgen voor een goede verkeersafwikkeling en is onbetrouwbaar en onveilig.

Uit de planologische vóór-studie (rapport 1) volgt dat de benodigde overzet capaciteit in 2019, 130 personen-auto equivalenten per uur moet bedragen.

Om dit doel te bereiken, is naar verschillende alternatieve oplossingen gekeken.

Na afweging van de verschillende alternatieve oplossingen, blijkt dat het "twee veerbotsen en nieuwe steigers" systeem het hoogst scoort.

Deze geheel vernieuwde veerverbinding zal op de huidige lokatie gesitueerd worden.

De veerbotsen zijn van het type Roll-on/Roll-off en moeten een laadkapaciteit hebben van ongeveer 30 p.a.e.. De vereiste snelheid bedraagt 18 km/u (de normale trage botsen).

Bij de uitwerking van de steiger konstruktie zal zoveel mogelijk hout toegepast worden. De steiger afmetingen zullen worden aangepast aan de huidige verkeerseisen. Ook zullen de steigers beschermd worden tegen aanvaringen.

In dit rapport zal dit alternatief verder uitgewerkt worden.

1.2 Doelstelling

De bedoeling is:

- het ontwerpen van oeverfaciliteiten voor de veerverbinding Boskamp - Jenny, die in 2019 een overzet capaciteit van 130 p.a.e. moet hebben.

1.3 Lokatie keuze

De randvoorwaarde met betrekking op de lokatie is dat - het verkeer moet zo min mogelijk hinder ondervinden bij de uitvoering.

Hieruit volgt dat de huidige lokatie minder geschikt is als plaats voor de nieuwe oeverkonstruktie.

De meest logische keuze voor de lokatie van de nieuwe oeverkonstruktie, is de plaats van de in slechte staat verkerende algemene steiger (zie bijlage nr 8 fig 1).

2 Inrichting van het emplacement

2.1 Randvoorwaarden met betrekking op de inrichting van het terrein.

De randvoorwaarden voor het emplacement zijn:

- De opstelruimte moet geschikt zijn voor 30 p.a.e..
- De laadtijd van de veerboot moet om te kunnen voldoen aan de vereiste overzet capaciteit maximaal 3,2 minuten bedragen (rapport 1 blz 73).

2.2 Uitgangspunten met betrekking op de inrichting van het terrein.

De uitgangspunten voor de terrein-inrichting zijn:

- De gemiddelde snelheid van de voertuigen bij het laad- en losproces bedraagt 15 km/u.
- De intervaltijd, bij het laden van de veerboot, tussen twee voertuigen bedraagt 5 seconden.
- benodigd oppervlak parkeerruimte 10 p.a.e.
- benodigd oppervlak stallingsruimte 3 p.a.e.

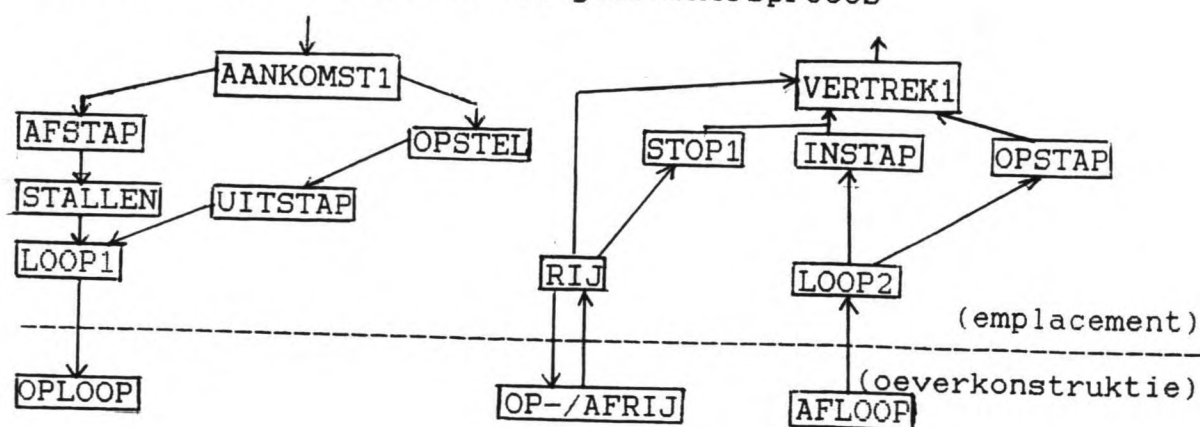
2.3 Het gebruikersproces

Bij de proces-analyse worden de gebruikers verdeeld in twee categorieën, naar de manier waarop ze de veerboot zullen betreden. Dit kan lopend of rijdend gebeuren.

Kategorie 1 bestaat uit personen (met hun voertuigen) die met het "langzame verkeer" bij de veerverbinding arriveren en personen die met het "snel verkeer" zijn gearriveerd, maar besloten hebben tijdens het wachten niet in hun voertuigen te blijven.

Kategorie 2 bestaat uit de voertuigen met bestuurders behorend tot het "snel verkeer" en de passagiers die verkozen hebben tijdens het wachten in de voertuigen te blijven. In de volgende figuur is het schema te zien van het gebruikersproces. Daarin stelt de stippellijn de scheiding voor tussen het emplacement en de oeverkonstructie.

FIG 2.1 Het schema van het gebruikersproces



2.4 Het programma van eisen voor het emplacement

- A1. De scheiding van het verkeer van beide kategoriën bij aankomst en scheiding van het aankomend en vertrekkend verkeer.
Rijbaan aankomend verkeer (kat. 1): breedte 1,5 m,
Rijbaan aankomend verkeer (kat. 2): lengte 140 m
min. breedte 3 m
Rijbaan vertrekkend verkeer : min. breedte 3 m
- A2. Loopbaan: breedte 2 m
De loopbaan is breder dan de rijbaan omdat de berijder naast zijn bromfiets loopt.
- A3. De stallingsruimte voor de bromfietsen moet aan het eind van de rijbaan voor aankomend verkeer (kat. 1) en het begin van de loopbaan zijn.
Stallingsruimte: oppervlak 24 m²
- A4. De loopbaan moet beginnen bij de stallingsruimte en eindigt bij de oploopkonstructie.
- A5. De loopbaan moet naast de op/afrijbaan liggen.
- A6. De op/afrijbaan moet beginnen bij de op/afrijkonstructie en gesplitst eindigen bij de rijbaan voor vertrek ,waar ook de parkeerplaats (STOP1) is, en de rijbaan waarop wachtende voertuigen zich opstellen. Langs deze rijbaan loopt de loopbaan.
Op/afrijbaan : breedte nr 1: 3 m, breedte nr 2: 6 m
(breedte nr 1 bij de steiger; breedte nr 2 bij rijbanen voor aankomend en vertrekkend verkeer)
Parkeerruimte (vertrekkend verkeer kat. 2): oppervlak 80 m²

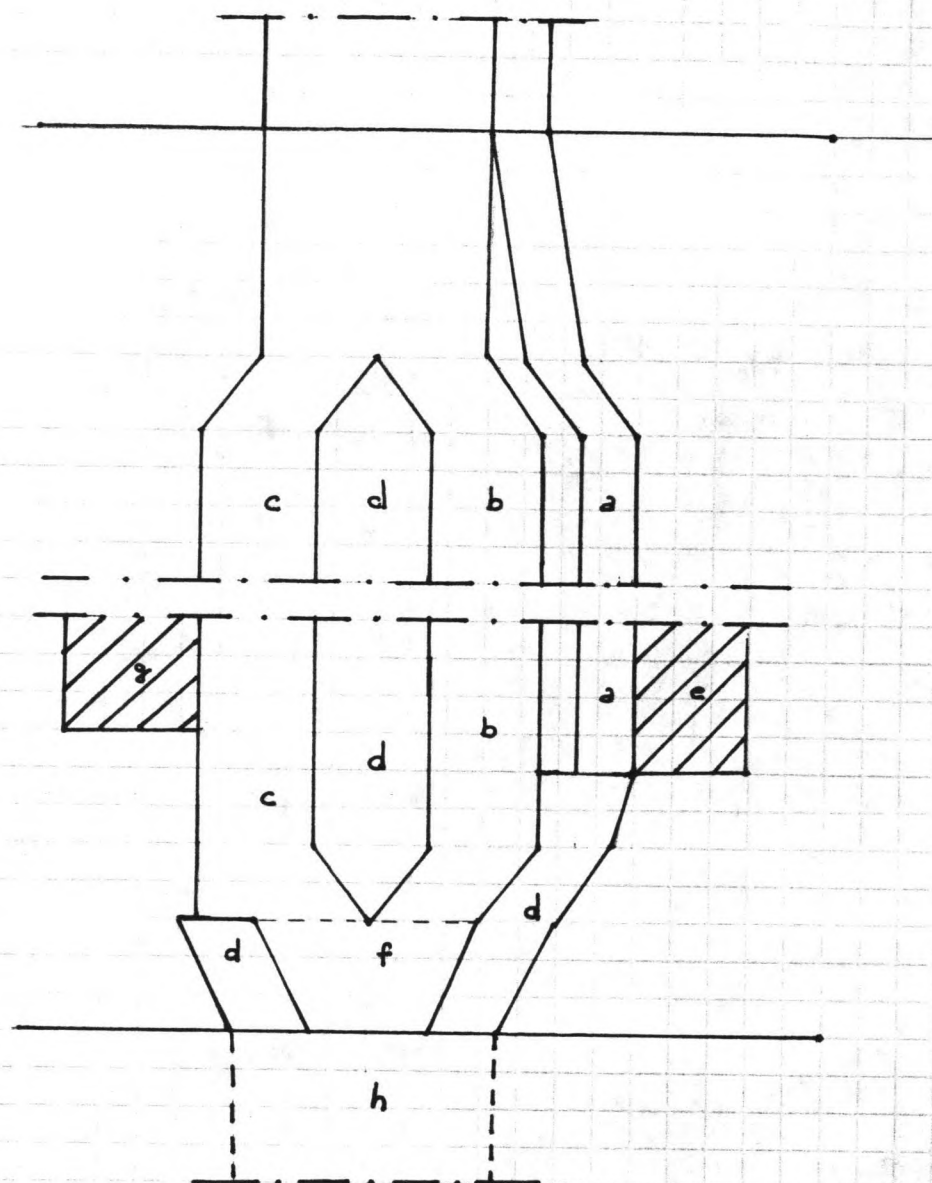
(Zie fig 2.2).

2.5 Ruimtelijk ontwerp voor het emplacement

In figuur 2.2 is het ruimtelijk ontwerp voor het emplacement weergegeven. Daarbij zijn de rijbanen voor vertrekkend verkeer zodanig uitgevoerd dat inhalen mogelijk is ingeval van auto pech of een noodgeval. [Verder wordt een deel van de Oost-westverbinding als opstelstrook gebruikt. Het bromfietspad, voor aankomend verkeer, wordt daarom door getrokken tot 140 m vanaf het eind van de opstelruimte (zie bijlage nr 8 fig 1).

Om de laadtijd van 3,2 minuten te kunnen halen wordt gesteld dat de gezamenlijke lengte van de halve boot, de steiger en de op/afrijbaan maximaal 100 m mag bedragen.

FIG 2.2 Schematische weergave van het ruimtelijk ontwerp voor het emplacement.



- a: rijbaan aankomend verkeer (kat 1)
- b: " " " (kat 2)
- c: " vertrekkend " (kat 1,2)
- d: inhaalstrook
- e: stallingsruimte
- f: Op/afrijbaan
- g: parkeerruimte
- h: steiger-konstruktie

Oost-westverbinding

Coppenamerivier

3 De steiger-konstruktie

In dit hoofdstuk wordt aan de hand van randvoorwaarden, een programma van eisen en uitgangspunten, een 6-tal alternatieven voor het ruimtelijk ontwerp van de steiger-konstruktie ontwikkeld. Door toetsing aan criteria wordt er uit deze alternatieven een keuze gemaakt. Het gekozen alternatief wordt daarna aangepast, aan het gekozen meersysteem.

3.1 Randvoorwaarden voor het ontwerp van de steiger-konstruktie

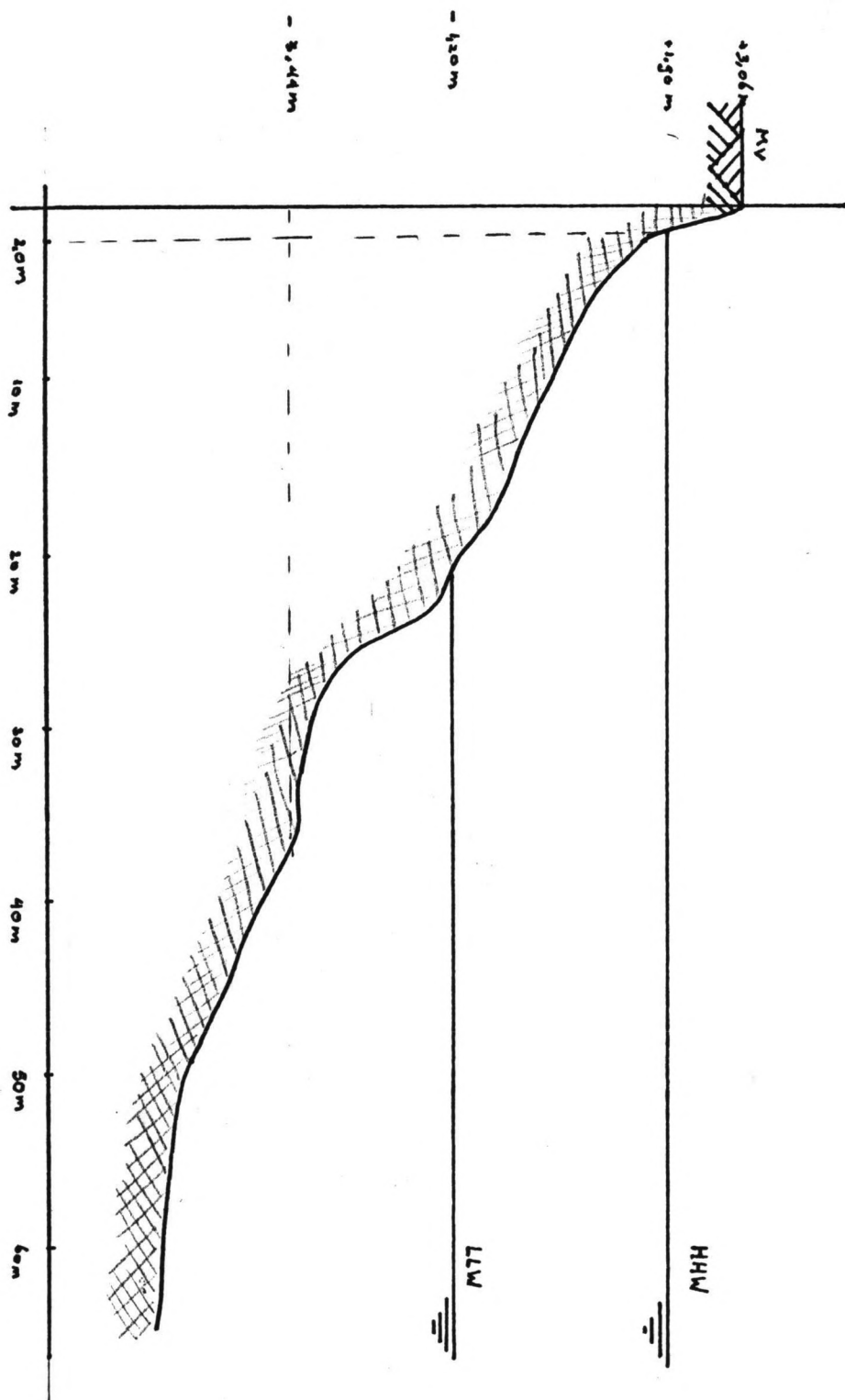
De randvoorwaarden voor het ontwerp zijn:

- De steiger mag een lengte hebben van maximaal 62,5 m, en daarbij moeten beide verkeerscategorieën gescheiden worden om de gewenste laad/lostijd te halen.
([steigerlengte=100-[halve bootlengte+op/afrijbaanlengte] waarbij wordt uitgegaan van gemiddelde snelheid van 15 km/u zie ook de uitgangspunten par 2.2 en 3.3).
- Het moet bij alle normale waterstanden mogelijk zijn om van de oeververbinding gebruik te maken.
LLW = -1,20 NSP
HHW = +1,90 NSP
- In de tabel 3.1 en figuur 3.1 is de ligging van de bodem ten opzichte van NSP aangegeven.

TABEL 3.1 DWARSPROFIEL BODEM LANGS DE ALG.STEIGER
(tov NSP)

Afstand vanuit oever (m)	Boskamp
0	+3,06
2	+1,51
4	+1,04
6	+0,75
8	+0,57
10	+0,32
12	+0,14
14	-0,11
16	-0,31
18	-0,60
20	-1,10
22	-1,20
24	-2,05
26	-2,75
28	-3,00
36	-3,40
40	-3,80
50	-5,10
65	-5,40

FIG 3.2 Bodemverloop steiger-konstruktie



3.2 Het programma van eisen voor het ontwerp van de steiger-konstruktie

Het programma van eisen is als volgt:

- De maximaal toelaatbare langshelling van de konstruktie, indien toegepast, bedraagt 10%.
- De vereiste rivierdiepte, ter plekke van de aanlegplaats van de veerboot, moet minimaal 1,4 maal de diepgang van de veerboot zijn, bij LLW (-1,20 m NSP). Dit vereist een bodemligging ter plekke van de aanlegplaats op minimaal: -3,44 m NSP.

3.3 De uitgangspunten voor het ontwerp van de steiger-konstruktie

Bij de ontwikkeling van het ruimtelijk model wordt er vanuit gegaan dat

- de veerboot gegevens zijn:
 - lengte 45 m
 - totale breedte 14 m
 - breedte rijdek 8,2 m
 - holte 3,1 m
 - diepgang beladen 1,6 m

Naar de veerboot van het gemeente vervoersbedrijf Amsterdam (zie bijlage nr 8 fig 2).

- de lengte van de op/afrijbaan (zie fig 2.2) 15 m is
- de konstruktie uitgevoerd zal worden in hout
- de konstruktie zo eenvoudig mogelijk moet zijn uit het oogpunt van de bouw
- mechanismen en andere zaken, waarbij de noodzaak van onderhoud niet op het eerste gezicht blijkt, zoveel mogelijk vermeden moeten worden, omdat de ervaring leert dat in veel landen dit onderhoud pas gepleegd wordt, als het behoorlijk mis gaat.
- voor de rijbaan, het grootste voertuig dat verwerkt moet worden, een ontwerp-bus is met de afmetingen: $l \times b \times h = 12 \text{ m} \times 2,5 \text{ m} \times 4 \text{ m}$.
- voor de loopbaan, een met een bromfiets aan de hand oplopende passagier maatgevend is
- de konstruktie moet zo min mogelijk in kontakt komen met het water, dat agressief is van karakter. Delen van de konstruktie die wel in kontakt komen met het water dienen voldoende weerstand te kunnen bieden aan de aantasting.

3.4 De kriteria

De kriteria waaraan de oplossing moet voldoen zijn:

1. Aan de capaciteitseisen moet worden voldaan, daarvoor gelden een beperking van de lengte (zie randvoorwaarden), de maximale langshelling en een minimale bochtstraal.
2. De uitvoerbaarheid van de oplossing in het bijzonder met betrekking tot de eenvoud van de toegepaste techniek en de uitvoerbaarheid in hout.
3. De storingsgevoeligheid van de oplossing met betrekking tot niet direkt zichtbare noodzakelijkheid van onderhoud van delen of de omgeving van de konstruktie. Gedacht wordt aan scheefstand van de heftorens (Henarbrug), vast blijven zitten

van bewegingsmechanismen (stadsbrug in Nieuw-Nickerie) en de noodzaak om regelmatig te baggeren. De ervaring leert dat in veel landen dit onderhoud pas gepleegd wordt, als het behoorlijk mis gaat.

4. De mate waarin de konstruktie met het water van de rivier, dat agressief is van karakter, in aanraking komt. Dit zal de frequentie van onderhoud bepalen en/of de toepassing van materialen bestand tegen aantasting, die geïmporteerd moeten worden.

5. De mate van flexibiliteit van de oplossing, waardoor bij andere dan door prognose voorspelde ontwikkelingen meer boten ingezet kunnen worden of dat er een aan de rivierstroming aangepaste methode van aanleggen gevolgd kan worden.

6. De mate van veiligheid van de gekozen oplossing.

3.5 Het ontwerpproces

Uitgaande van de afmetingen van de ontwerp-bus wordt het profiel van vrije ruimte voor de rijbaan:

- breedte rijbaan: 3 m.

- vrije hoogte rijbaan: 4,2 m.

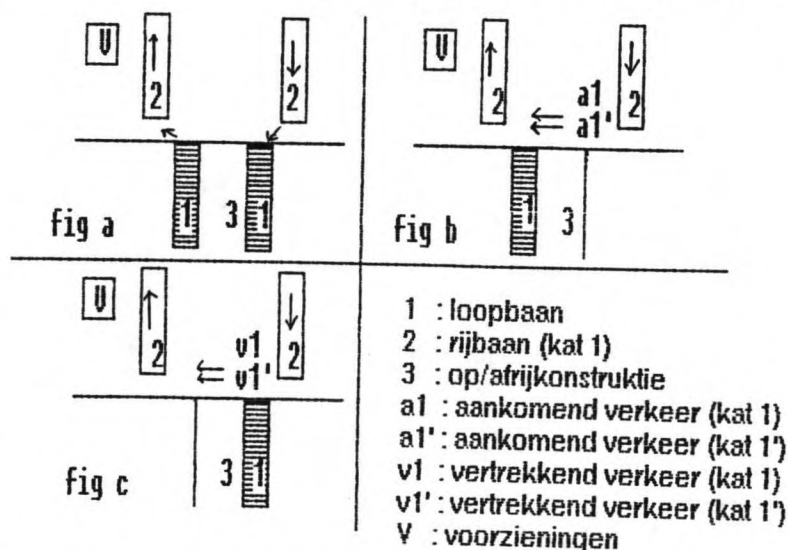
Het benodigde profiel van vrije ruimte voor de loopbaan, uitgaande van de bromfiets-berijder combinatie, wordt:

- breedte loopbaan: 2 m

- vrije hoogte loopbaan: 2,5 m

De rijbaan van de steiger-konstruktie zou ook als loopbaan kunnen functioneren, maar voor een snelle afwikkeling van het verkeersaanbod is het beter dat deze twee banen worden gescheiden.

FIG 3.2 Bovenaanzichten alternatieven met gescheiden banen



Er zijn in dit geval, 3 dwarsprofielen mogelijk.

Als eerste een rijbaan met aan weerszijden een loopbaan, een rijbaan met links ervan een loopbaan en één met rechts ervan een loopbaan (zie fig 3.2). In het eerste geval vindt er theoretisch geen kruising plaats van de verschillende verkeersstromen. In het tweede geval kruisen alleen de aankomende verkeersstromen elkaar en in het laatste geval

alleen de vertrekkende verkeersstromen. Alleen op grond hiervan zou voor het laatste alternatief gekozen worden omdat de kosten lager zijn ten opzichte van het eerste alternatief en ten opzichte van het tweede alternatief, het verstandiger is om de vertrekkende "voetgangers" te laten wachten na afloop tot de veerboot geladen is vóórdat ze de rijbaan mogen kruisen. De restauratieve gelegenheden, bevinden zich echter links op het emplacement en zal er dus van deze theoretische benadering geen sprake zijn. De aankomende oplopers zullen zich tijdens het wachten daar naartoe begeven. Waardoor het toch gunstiger is om het oplooppad aan de linkerkant aan te leggen (fig 3.2 b).

Ook zal het aantal oplopers afnemen in vergelijking met de huidige situatie omdat de voertuigen nu met passagiers aan boord kunnen oprijden.

De afstanden die vertikaal en horizontaal overbrugd moeten worden bedragen respectievelijk 3,1 m (hoogte verschil HW en LW) en 40 m (de gewenste bodemligging aan de kop van de steiger bedraagt $[LW - 1,4 \times \text{diepgang}] \text{ m} = -3,44 \text{ m NSP}$). Het maaiveld bevindt zich momenteel op een hoogte van +3,06 m NSP. Deze hoogte moet in eerste instantie minimaal gebracht worden op +3,40 m NSP (HW + golfhoogte). De dekhoogte bij LW is op +0,30 NSP (LW+1,50 m).

3.6 De alternatieven voor het ruimtelijk ontwerp

De mogelijke oplossingen zijn:

A. Bruggen zonder helling

- A1. een vaste brug met een lengte van 40 m, waarbij een veerboot wordt gebruikt, met een dek dat met vijzels op de gewenste hoogte kan worden gebracht.
- A2. een brug met een lengte van 40 m, die met heftorens op de gewenste hoogte kan worden gebracht.

B. Bruggen met helling

Het maximaal toelaatbare hellingspercentage bedraagt 10%. Het hoogte verschil tussen nieuwe maaiveld-hoogte en dek-hoogte bij LW bedraagt 3,1 m. De lengte van de steiger bedraagt, als alleen met deze eis rekening wordt gehouden en bij uitwijking aan een zijde van de horizontaal, 31 m.

Er zijn 4 oplossingen mogelijk:

- B1. een steiger bestaande uit een vaste brug van 9 m en daaraan scharnierend een hellend gedeelte van 31 m, aan de kop met behulp van heftorens vertikaal verplaats.
- B2. een steiger bestaande uit een vaste brug van 9 m en daaraan scharnierend een hellend gedeelte van 31 m, aan de kop op een ponton opgelegd.
- B3. een aan het landhoofd scharnierende steiger van 31 m aan de kop opgelegd op een extra brede ponton (extra breedte 9 m).
- B4. een aan het landhoofd scharnierende steiger van 40 m (kleiner hellingspercentage) aan de kop opgelegd op een ponton.

3.7 De toetsing aan de hand van de criteria en de keuze uit de alternatieven voor het ruimtelijk ontwerp

Aan criterium 1 (capaciteit) wordt door alle alternatieven ruimschoots voldaan. De alternatieven A1 en A2 zijn beter dan de andere alternatieven omdat door het ontbreken van de helling de laden en lossen sneller kan geschieden (dit voordeel wordt gedeeltelijk te niet gedaan omdat het vertikaal verplaatsen van het dek ook tijd kost).

Aan criterium 2 (uitvoerbaarheid) wordt door alternatief A2 en B4 niet voldaan. Het alternatief A2 is niet uitvoerbaar, door de hoogte van het maaiveld ten opzichte van de dekhoogte bij LW. (N.B. Ook in dit geval zou een veerboot met een opvijzelbaar dek nodig zijn). Door de overspanning van 40 m van alternatief B4, is het bij toepassing van hout, praktisch onmogelijk om een eenvoudige konstruktieve vorm toe te passen. Dit in verband met de grootte van het optredende maximale buigspanning.

Alle alternatieven voldoen maar net aan het aspekt van criterium 3 (storingsgevoeligheid ivm slecht onderhoud) betreffende de noodzaak om regelmatig te baggeren. Bij de alternatieven A2 en B1 bestaat de kans dat, door de hoge gekoncentreerde belastingen onder heftorens en de slechte ondergrond, er scheefstand optreedt ook hier is regelmatig onderhoud vereist zodat konstruktie niet vast komt te zitten. Verder dient het opvijzelbare dek van de veerboot, die bij de alternatieven A1 en A2 wordt gebruikt, ook regelmatig en goed te worden onderhouden als problemen vermeden willen worden. Op grond hiervan dienen deze alternatieven A1, A2 en B1 liever niet toegepast te worden.

Aan criterium 4 (verzwakking door aantasting) wordt door de alternatieven A1, A2, B1 en B2 niet goed voldaan omdat door een gekoncentreerde last belaste konstruktie delen worden blootgesteld aan het agressieve water. Bij de A-alternatieven zijn dat de heftorens en bij de B-alternatieven zijn dat de pijlers. Hierdoor is het noodzakelijk materialen die beter bestand zijn, toe te passen. Dit geldt natuurlijk ook voor de pontons van de alternatieven B3 en B4, met het verschil dat er een grotere spreiding is van de last.

De alternatieven A1 en A2 voldoen beter aan criterium 5 (flexibiliteit). De flexibiliteit zit in de maximum capaciteit. Deze is bij de twee genoemde alternatieven hoger dan bij de andere van de alternatieven (N.B. alle alternatieven hebben een capaciteit groter dan de minimaal vereiste). Om de capaciteit te vergroten is toepassing van grotere boten nodig.

Aan criterium 6 (veiligheid) wordt het slechts voldaan door de alternatieven A1 en A2 door het gebruik van de veerboot met het opvijzelbaar dek. Met het dek in de hoogste positie

is dit type veerboot veel minder stabiel, waardoor de kans op kantelen groter is.

Op grond van bovenstaande wordt voorlopig gekozen voor de alternatieven met het hellend gedeelte van 31 m aan de kop opgegelegd op een ponton.

3.8 De aanpassing van het ruimtelijk ontwerp aan het meersysteem

De functies van drager en meersysteem kunnen wel of niet worden gescheiden. Hierdoor ontstaan er twee alternatieven:

1. De steiger met los daarvan een meerkonstruktie.
2. De steiger zelf als meerkonstruktie.

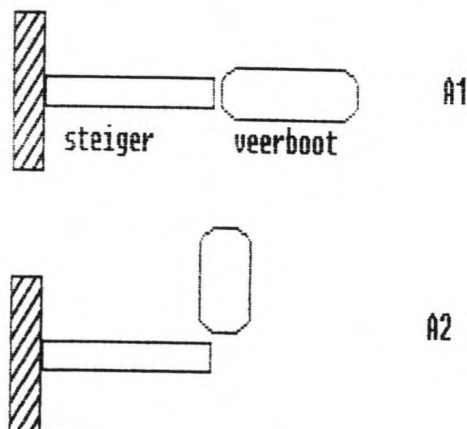
Het eerste is makkelijker te realiseren gezien de relatieve slankheid van de totale konstruktie.

Het tweede alternatief zou gerealiseerd kunnen worden door ervoor te zorgen, dat de horizontale bootkrachten alleen door het ponton-gedeelte worden opgenomen. De gevolgen van slecht onderhoud zijn in het tweede geval erger, omdat nu de hoofdkonstruktie bezwijkt in plaats van een remming-werk. Er wordt dus gekozen voor een meersysteem los van de steiger-konstruktie.

De veerboot heeft een lengte van ongeveer 45 m en kan op twee manieren aanleggen. Deze zijn:

1. De lengte-as van de boot ligt in het verlengde van de steiger-konstruktie.
2. De lengte-as van de boot staat loodrecht op de steiger-konstruktie (zie fig 3.3).

FIG 3.3 Aanleg methoden



Het voordeel van alternatief a1 ten opzichte van a2 is, dat

- de voertuigen geen bocht hoeven te maken tijdens het open en afrijden van de veerboot, waardoor het dwarsprofiel van de steiger-konstruktie overal gelijk is en minimaal kan zijn.

De nadelen van alternatief a1 ten opzichte van alternatief a2 zijn, dat

- de krachten op de boot en dus op het remming-werk groter

zijn omdat een groter boot-oppervlak loodrecht op de stroming staat en het aanleggen ook verder afgelegen van de oever gebeurt (de maximale stroomsnelheid bedraagt $\pm 2,5$ m/s ter plekke van de vaargeul).

- Dat er maar één boot tegelijk kan aanleggen, wat de flexibiliteit van de oplossing beperkt (uitbreiding alleen in grootte van de boot, niet in aantal).

Op grond van het voordeel en de nadelen wordt gekozen voor alternatief a2.

De keuze om loodrecht op de steiger-konstruktie aan te leggen en de snelheid van de voertuigen bij het laad en los proces, bepalen de afmetingen van de steiger-konstruktie bij de ponton, het drijvende gedeelte.

Uitgaande van de gemiddelde laadsnelheid van 15 km/u, ligt de benodigde boogstraal van de bocht tussen de 10 en 20 m.

Het ontwerpvoertuig met spoorbreedte van 2,04 m en een wielbasis van 6,05 m heeft bij een bocht met een boogstraal van 10 m een snelheid van 5 km/u en bij een bocht met een boogstraal van 20 m een snelheid van 22 km/u (zie bijlage nr 8 fig 3).

Om de bocht te kunnen beschrijven moet het drijvend deel in het eerste geval een lengte van 15 m hebben en in het tweede geval een lengte van 20 m hebben (zie bijlage nr 8 fig 3). Voor de lengte van het drijvende deel wordt voorlopig 20 m aangehouden.

De gezamenlijke lengte van het drijvende en het hellend deel bedraagt 51 m.

De veerboot heeft een totale breedte van 14 m. Het diepste punt van de veerboot, in aangelegde toestand, zal zich op ongeveer 44 m (51-7) loodrecht uit de oever bevinden.

De benodigde diepte op die plek bedraagt 1,4x de diepgang is 2,25 m. Die is maar net beschikbaar.

Er zal regelmatig gebaggerd moeten worden, als voor deze konstruktie met een totale lengte van 51 m wordt gekozen.

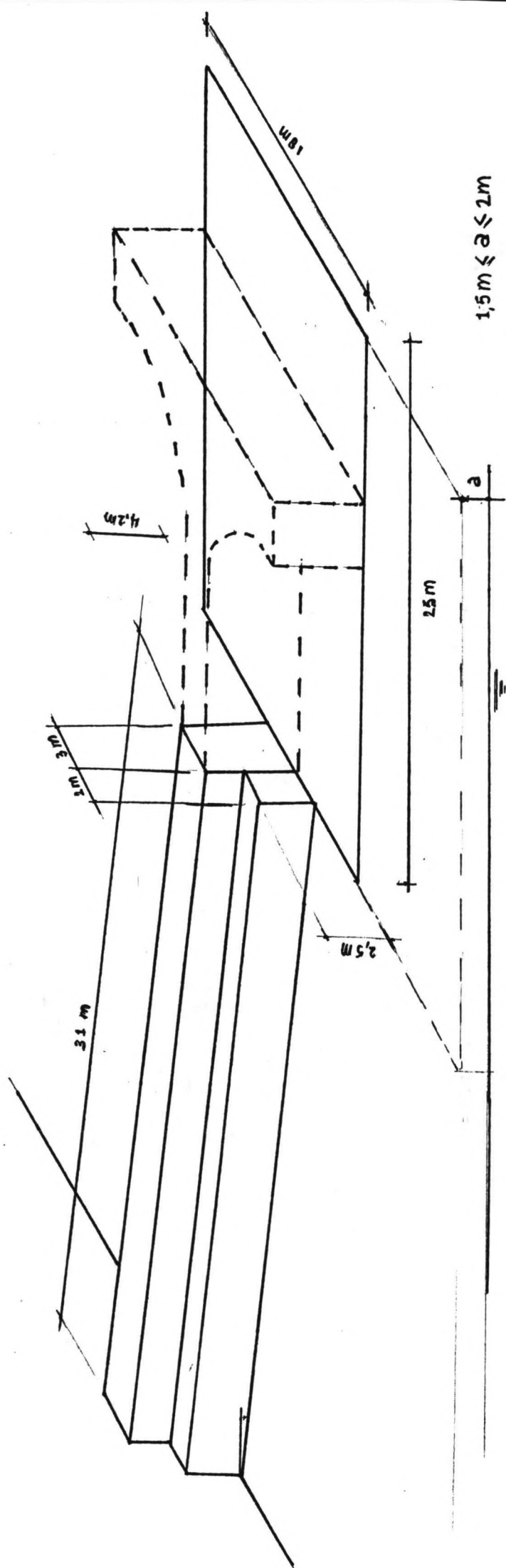
Veiliger is om de totale lengte te vergroten met 5 m. Dit kan het best gebeuren door het drijvende deel te verlengen.

De breedte van het drijvende deel wordt gesteld op 18 m.

De maximum capaciteit, op grond van de lengte, komt nu wel dichterbij de minimaal benodigde capaciteit. Maar in dit geval is het mogelijk om meer dan twee boten toe te passen wat de capaciteit van de verbinding weer verhoogd.

Ook kan nu aan twee kanten van de konstruktie worden aan gelegd. Afhankelijk van de stroming kan nu de gunstigste zijde worden gekozen om aan te leggen (zie fig 3.4).

FIG 3.4 Schets ruimtelijk ontwerp steiger-konstruktie



4 Alternatieven voor de onderdelen van de steiger-konstruktie

In dit hoofdstuk wordt konstruktief vorm gegeven aan het gekozen ruimtelijk ontwerp (zie fig 3.4).

Dit is nodig om een indikatie te krijgen van de hoogte van de kosten. Er zullen daarom geen variaties op hoofdvormen van de liggers worden beschouwd. Verder worden ook de subdoelstellingen van rapport 1 (blz 20), gebruikt om tot de verschillende alternatieven te komen.

De steiger-konstruktie wordt opgedeeld in de volgende onderdelen:

- het hellend gedeelte
- het drijvend gedeelte
- de pontons
- het landhoofd.

Het resultaat van de evaluatie, uitgevoerd in het eerste rapport, is dat de konstruktie zoveel mogelijk uitgevoerd moet worden, met gebruikmaking van lokaal geproduceerd materiaal (hout). Ter vergelijking worden echter voor het hellend- en drijvend gedeelte ook stalen alternatieven ontwikkeld omdat deze in dezelfde evaluatie ook goed scoorden.

Voor het hellend gedeelte worden vijf alternatieven ontwikkeld, drie in hout en twee in staal.

Voor het drijvend gedeelte worden er twee alternatieven ontwikkeld één in staal en één in hout.

Voor de pontons, in staal uitgevoerd, worden twee alternatieven ontwikkeld.

Het landhoofd wordt in beton uitgevoerd.

Met behulp van een aantal criteria wordt een keuze gemaakt uit de alternatieven van het hellend- en drijvend gedeelte.

4.1 De totale steiger-konstruktie

In deze paragraaf wordt een opsomming gegeven van de problemen, die men tegenkomt, bij de vertaling van het ruimtelijk ontwerp van de steiger-konstruktie naar het konstruktief ontwerp, waarna in andere (sub-)paragrafen, nader wordt ingegaan op de afzonderlijke problemen.

De steiger-konstruktie bestaat uit een hellend gedeelte en een drijvend gedeelte (zie fig 3.4).

De minimale afmetingen van het hellend gedeelte zijn:

- lengte: 31 m
- totale breedte: 5 m

De afmetingen van het drijvend gedeelte zijn:

- lengte: 25 m
- breedte: 18 m

Om bij alle optredende waterstanden te kunnen functioneren, moet het hellend gedeelte aan de oeverzijde scharnierend zijn opgelegd. Het andere einde, moet de waterstand kunnen volgen

en is daarom evenals het drijvend gedeelte, op de ponton opgelegd (zie fig 4.1).

De bewegingen in het horizontale vlak van het drijvend gedeelte, veroorzaakt door stroming van de rivier, moeten zoveel mogelijk worden tegen gegaan.

Er treedt door het scharnieren van het hellend gedeelte behalve de gewenste verticale verplaatsing ΔV , van het eind aan de pontonzijde, ook een horizontale verplaatsing Δh_1 op (zie fig 4.1).

Deze horizontale verplaatsing is het grootst in de LW-stand. Aan de pontonzijde is het hellend gedeelte op een rol opgelegd. Omdat de stand van het hellend gedeelte verandert moet boven de rol een scharnier worden aangebracht.

De horizontale verplaatsing, veroorzaakt door het scharnieren moet samen met de maximale horizontale verplaatsing van het ponton Δh_2 waarop de rol bevestigd is, zodanig zijn, dat het hellend gedeelte niet van de rol af valt (zie par 4.6.3 en fig 4.1).

Door de horizontale verplaatsingen, ontstaat er een gaping in het dek van de steiger-konstruktie, tussen het hellend en het drijvend gedeelte (zie par 4.6.3 en fig 4.1). Door het scharnieren van het hellend gedeelte, ontstaat er bij LW, ook een gaping tussen het landhoofd en het hellend gedeelte (zie par 4.6.2 en fig 4.1). Deze beide gapingen kunnen worden gedicht, door het toepassen van stalen overgangsplaten die de gewenste bewegingen toelaten (zie fig 4.1).

De zakking en de scheefstand van het drijvend gedeelten, moet zodanig zijn dat de voertuigen er nauwelijks hinder van ondervinden.

De hoogte van het dek van het drijvend gedeelte boven de waterspiegel zal aangepast moeten worden aan de hoogte boven de waterspiegel van het bootdek (Δv) en het dek van het hellend gedeelte aan de pontonzijde (zie par 4.3 en 4.6; fig 4.2). De afwijking in verticale zin zullen worden overbrugd door respektievelijk de bootklep en de stalen overgangsplaat (zie fig 4.1 en 4.2).

De bootklep zorgt er ook voor dat de horizontale afstand tussen de veerboot en drijvend gedeelte overbrugd wordt. De ponton (zie par 4.4) mag bij LW niet vast komen te zitten in de modder van de rivier bodem.

Om het scharnier aan de oeverzijde goed te kunnen laten functioneren is een plaatsvast landhoofd nodig (zie par 4.5). Dit landhoofd wordt van beton gemaakt.

De relatieve plaatsvastheid van het landhoofd wordt, gezien de slechte gesteldheid van de ondergrond, verkregen door fundering ervan op betonnen palen (zie fig 4.1).

Het landhoofd moet beide extreme standen van het hellend gedeelte (bij HW en LW) toelaten.

Extremere uitwijkingen van het hellend gedeelte moeten mogelijk zijn, zonder dat er schade optreedt, omdat er misschien extremere dan de tot nu toe gemeten waterstanden, kunnen optreden (de waterstanden worden maar pas vanaf de zestiger jaren bijgehouden).

FIG 4.1 Zij-aanzicht steiger-konstruktie

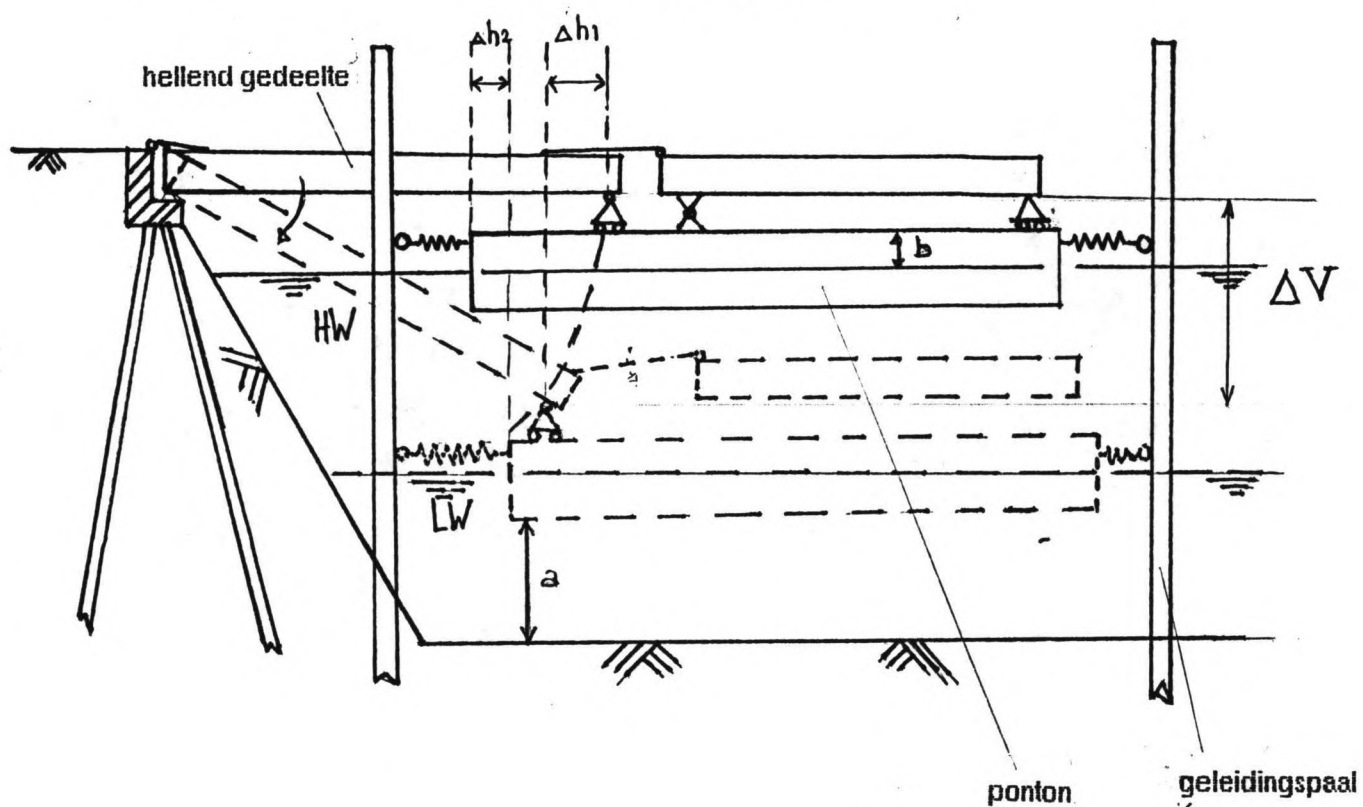
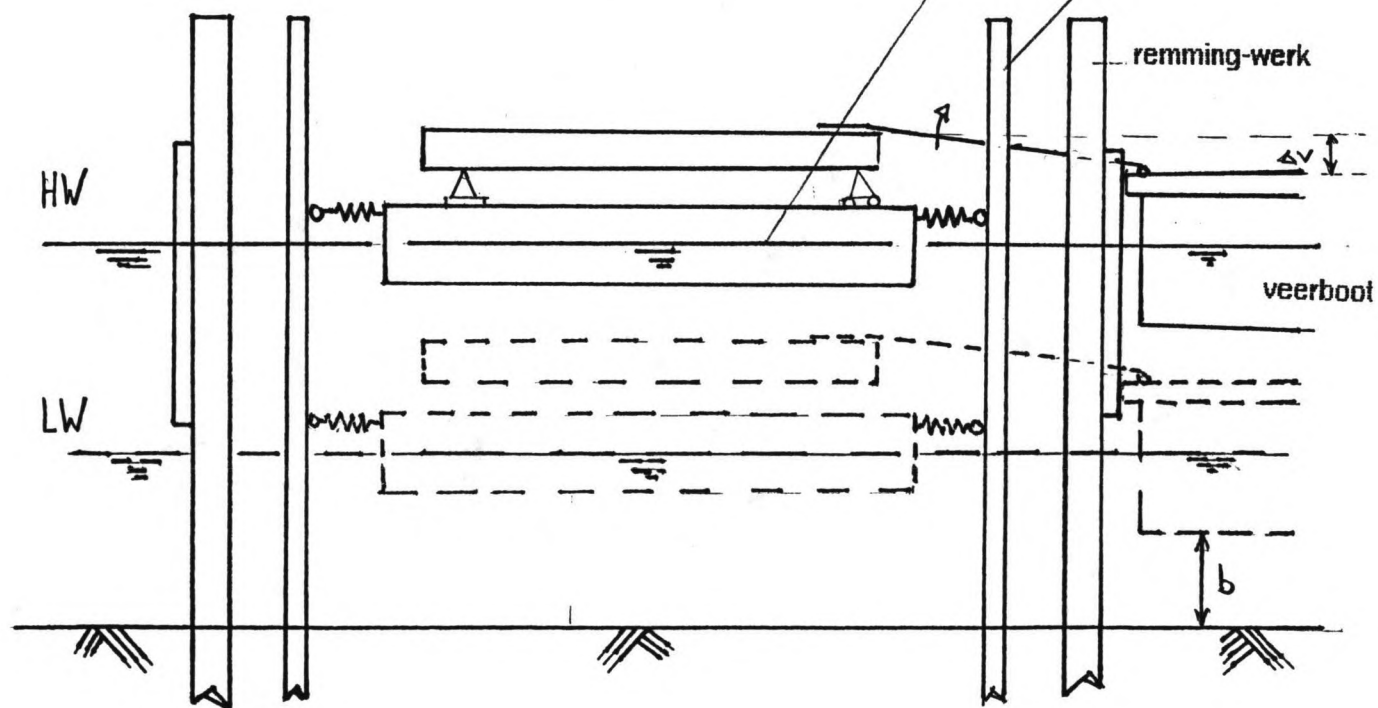


FIG 4.2 Kops-aanzicht steiger-konstruktie



4.1.1 De randvoorwaarde en uitgangspunten met betrekking op de totale steiger-konstruktie

De randvoorwaarde is:

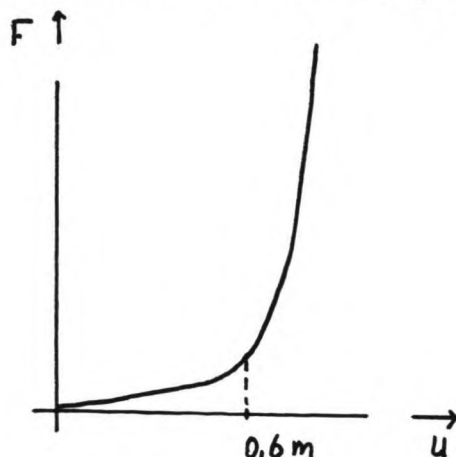
- De draagkrachtige laag begint op -36 m NSP bij Boskamp (MV = +3,06 m NSP).

Er wordt er van uit gegaan dat,

- de konstruktie ontworpen moet worden, konform V.S.O.B. - klasse 45 zoals alle andere, in het westelijk van Paramaribo gelegen deel van de Oost-westverbinding, voorkomende oeververbindingen.
- de draagkrachtige laag bij Jenny op dezelfde diepte ligt als bij Boskamp.
- door het agressieve karakter van het water, het kontakt tussen het water en de boven-konstruktie zoveel mogelijk vermeden dient te worden. Daarom moet de afstand tussen de waterspiegel en de boven-konstruktie minimaal 0,75 m (golf-amplitude) bedragen.
- de vertikale afwijking van de hoogte boven waterspiegel van het drijvend dek en het bootdek, Δv , maximaal 0,50 m mag bedragen (zie fig 4.2).
- de afstand a tussen de ponton en de rivierbodem, bij maximale onderdompeling, minimaal 0,30 m moet bedragen, om vastzitten te voorkomen (zie fig 4.1).
- als houtsoort Surinaams Groenhart, geschikt voor waterbouwkundige toepassingen, en staal van de kwaliteit Fe 360 toegepast zal worden
- houten delen beschermd worden door Koolteer en Carbolinium toe te passen. Staal wordt beschermd met colturiet-zink system primer, colturiet-sealer en colturiet-TCN.
- in het kader van het afstudeer-project, in dit hoofdstuk, alleen een globale uitwerking plaats zal vinden van de onderdelen van de steiger-konstruktie en er ook geen aandacht wordt besteed aan de geleidingskonstruktie zelf. Wel wordt aangenomen, dat het een verend systeem is (zie fig 4.3). En dat de maximale horizontale uitwijking Δh_2 van de ponton, door stroming, 0,60 m bedraagt (zie fig 4.1 en 4.3).

zie ook
pag 13
kan dit?

FIG 4.3 Veer-karakteristiek van de geleidingskonstruktie



4.1.2 Beoordelingscriteria voor het hellend- en drijvend gedeelte

De criteria aan de hand waarvan, een alternatief voor het hellend gedeelte en het drijvend gedeelte, zal worden gekozen zijn:

1. De verwachte jaarlijkse kosten. Om de kosten van de verschillende alternatieven te vergelijken worden alle kosten omgerekend tot jaarlijkse kosten. Vanwege de instabiele economische situatie in Suriname moet er met verschillende rentevoeten gewerkt worden. (zie bijlagen 3 en 6). Bij de berekening wordt van de volgende formule gebruik gemaakt:

$$K = (P - P') \cdot @ + P' \cdot i + O, \text{ waarin}$$

K = jaarlijkse kosten

P = investering

P' = restwaarde na 30 jaar

@ = $i(1+i)^n / [(1+i)^n - 1]$

i = rentevoet

O = jaarlijkse onderhoudskosten

De uitgangspunten voor de berekening zijn:

staal: restwaarde 10% na 30 jaar.

hout: restwaarde 0% na 30 jaar.

2. De technische uitvoerbaarheid van de alternatieven, waarbij vooral rekening wordt gehouden met de mogelijkheid om bepaalde technieken, in Suriname, toe te passen.

3. De onderhoudsgevoeligheid van de alternatieven, waarbij rekening gehouden wordt met afstand tot het water, het gebruikte materiaal en de afmetingen van de onderdelen.

4.2 Het hellend gedeelte

In deze paragraaf zullen een aantal alternatieven voor het hellend gedeelte worden ontwikkeld. Waaruit 5 alternatieven, globaal gedimensioneerd worden, ter verder overweging. De dimensioneringsberekeningen zijn in bijlage 2 te zien.

4.2.1 De randvoorwaarden, de eis en de uitgangspunten die gelden voor het hellend gedeelte

De randvoorwaarden zijn:

- Minimale lengte van 31 m, dit in verband met het maximale hellingspercentage van 10 %.
- breedte rijbaan: 3 m.
- vrije hoogte rijbaan: 4,2 m.
- breedte loopbaan: 2 m.
- vrije hoogte loopbaan: 2,5 m.
- dekhoogte bij landhoofd minimaal op +3,40 m NSP.
- dekhoogte aan ponton-zijde op minimaal 1,50 m boven de water spiegel.

De eis is:

- De maximaal toelaatbare langshelling van de konstruktie, indien toegepast, bedraagt 10%.

De uitgangspunten zijn:

- draagkracht rijbaan: een 3-assige wagen met aslasten van maximaal 150 kN en een veranderlijke belasting van 3 kN/m^2 (waarvan in de berekening maar maximaal 9 kN/m hoeft te worden gebracht).
- De dimensionering van de hoofdliggers vindt alleen plaats op grond van een globale sterkte berekening. Aangenomen wordt, dat in het geval van de alternatieven met de vollwandliggers, geen verstijvingskonstruktie nodig is om aan de doorbuigingseis te voldoen, en dat, dat in het geval van de alternatieven met vakwerkliggers, wel noodzakelijk is.

4.2.2 Het ontwerpproces van het hellend gedeelte

Het hellend gedeelte, dient het gebruikers mogelijk te maken, om de afstand wal en veerboot veilig te overbruggen in verticale en horizontale zin.

Het moet de voertuigen, die gebruik worden, kunnen dragen.

Het is om dat te kunnen, aan de landhoofdzijde aan een scharnier en aan de pontonzijde op een rol, opgelegd en moet vormvast zijn.

In het horizontale vlak kan het hellend gedeelte belast worden door stroming, wind en ook misbruik ervan als aanlegkonstruktie voor kleine boten.

De stabiliteit in het horizontale vlak wordt verkregen door toepassing van kruisverbanden in 2 richtingen (zie fig 4.4 a,b,c).

FIG 4.4 Konstruktie-schema Hellend gedeelte

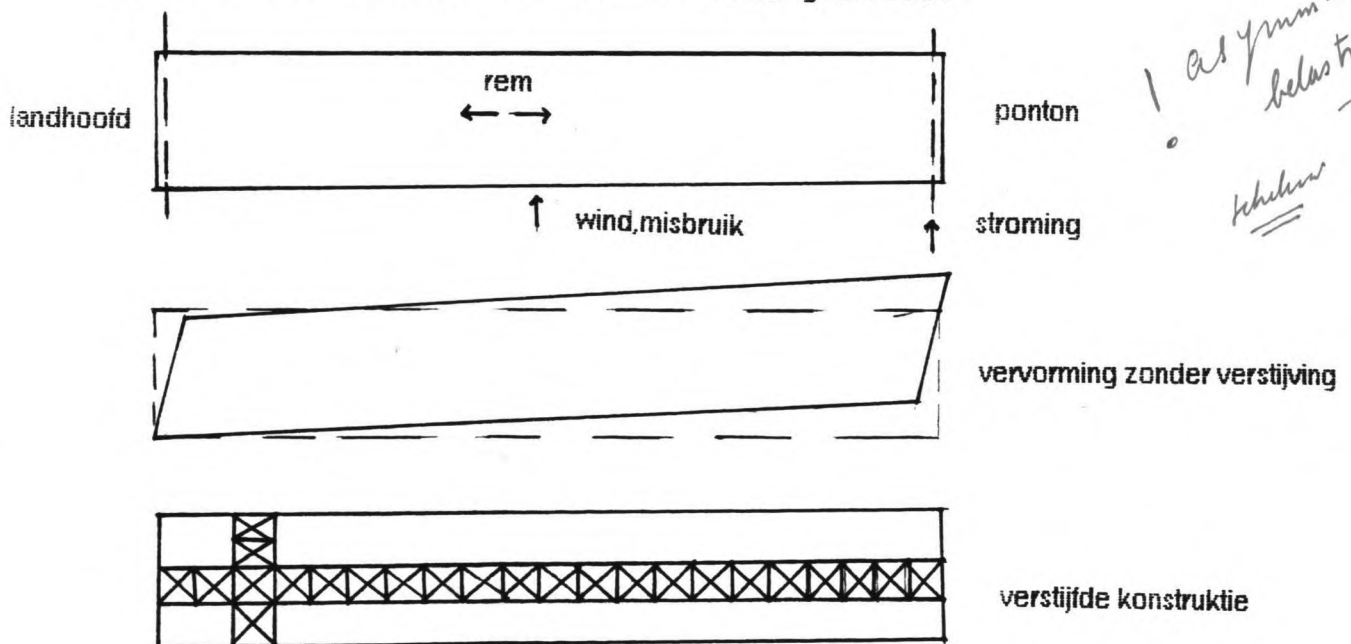


FIG 4.7 Doorsneden sub-alternatief HH1 (5 hoofdliggers)

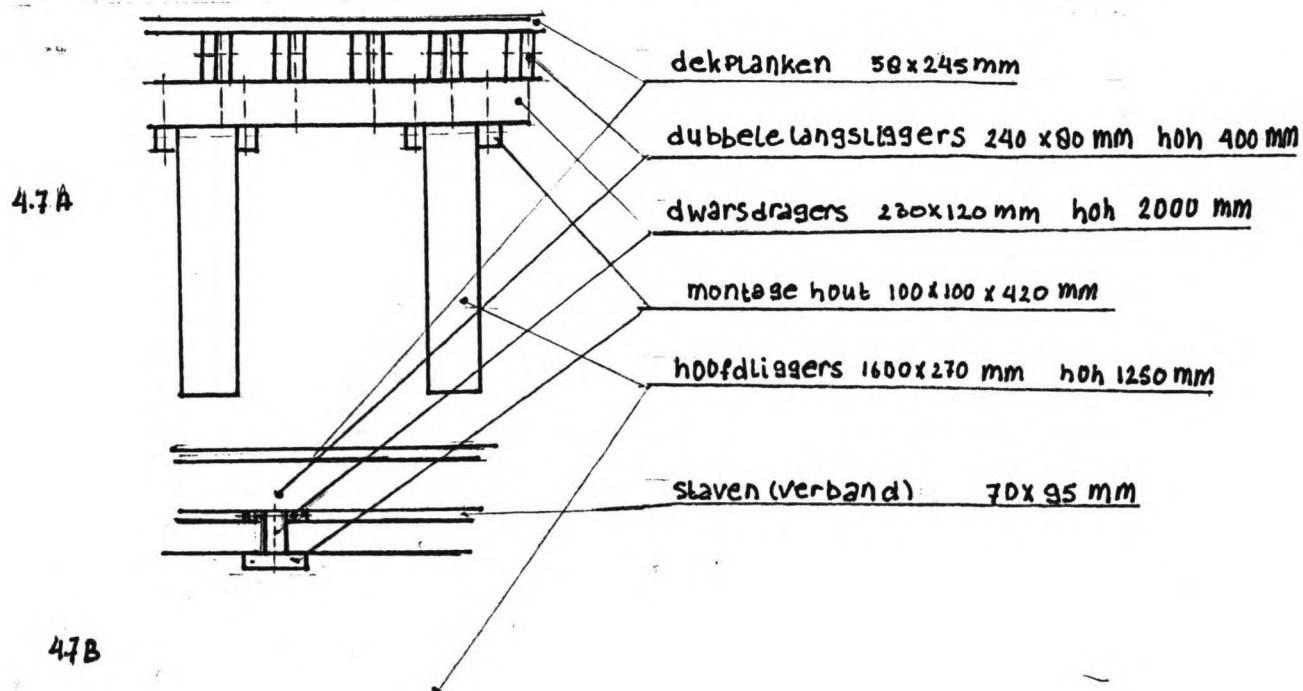
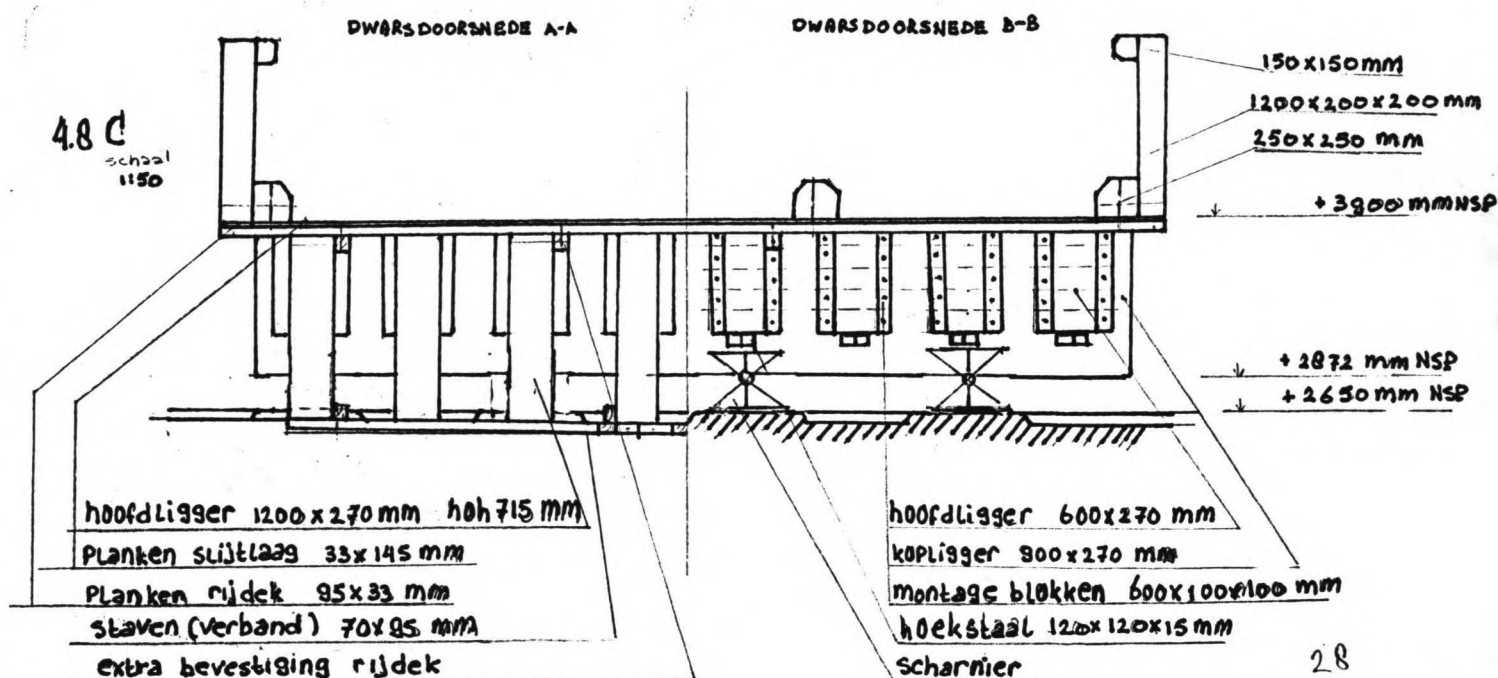
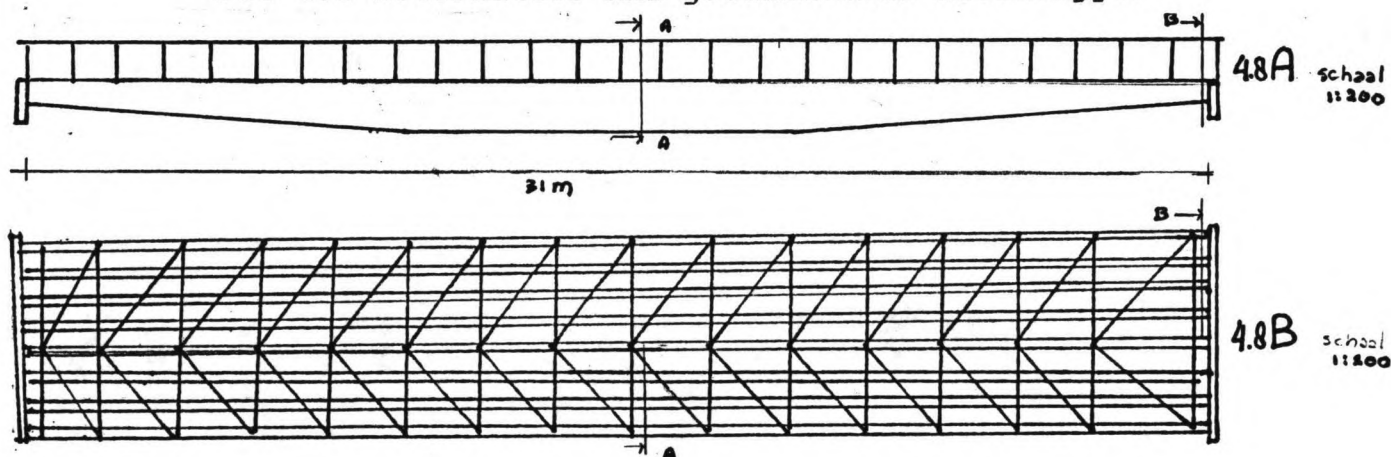


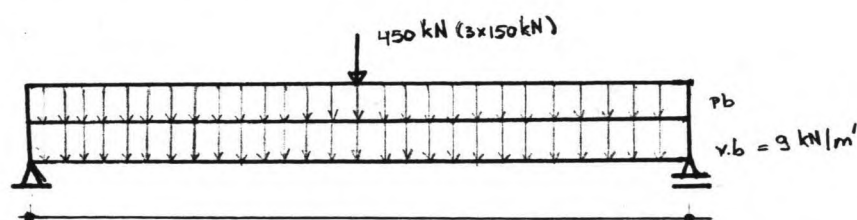
FIG 4.8 Alternatief HH1-gelamineerde hoofdligger



Het maatgevende belastingsgeval treedt op, als de ontwerplast zich in het midden van het hellend gedeelte bevindt. De ontwerplast bestaat uit 3 puntlasten van 150 kN met tussenafstanden van 1 m en 4 m en een veranderlijke belasting van 3 kN/m² (waarvan in de berekening maar maximaal 9 kN/m' hoeft te worden gebracht).

Uitgaande van de overspanning van 31 m, kan deze last, voor de berekening, geschematiseerd worden tot een puntlast van 450 kN in het midden van de overspanning, gezien de relatief kleine onderlinge afstand van de 3 afzonderlijke puntlasten (zie fig 4.5).

FIG 4.5 Belasting rijstrook



*die mukt de
wanden oplegt*

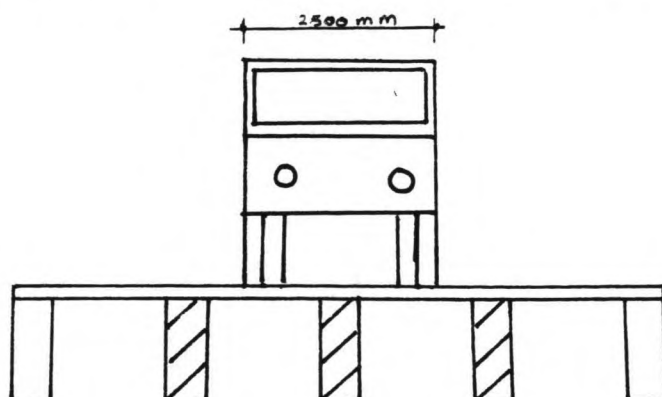
In de toegepaste berekeningsmethode wordt ervan uitgegaan dat de wagenlast alleen gedragen wordt door de hoofdliggers waartussen de wagen valt, en die daar tussen (zie fig 4.6 en diktaat Hout en Houtconstructies[G51]).

De rest van de belasting, de rustende en verdeelde belasting van zowel loop- als rijbaan, worden door alle hoofdliggers gedragen (zie ook bijlage 2).

Het komt er dus op neer, dat de te dragen belasting wordt afgedragen aan de opleggingen aan de uiteinden van het hellend gedeelte.

Als alternatieven voor de hoofdligger zijn er in dit geval, waarin naar eenvoud wordt gestreefd, twee typen liggers die bekeken dienen te worden. Dit zijn de vollewandligger en de vakwerkligger.

FIG 4.6 Hoofdliggers die de wagenlast dragen (gearceerd)



Deze twee vormen lenen zich uitstekend om in het lokaal aanwezige materiaal hout, uitgevoerd te worden. Ter

vergelijking wordt ook naar de uitvoering in staal gekeken. Het extra aantal knoop- en bevestigingspunten dat vakwerk ligger typen met zich meebrengen is niet zo een zwaarwegend probleem, omdat de arbeidskosten in Suriname aanzienlijk lager liggen dan in Nederland.

De belastingsoverdracht van de voertuigen naar de hoofdliggers kan, afhankelijk van de lengte van de overspanning, rechtstreeks via de vloer of via gordingen gebeuren. Daarbij is het van belang dat de optredende doorbuiging van het houtendek, onder wielbelasting, niet groter mag zijn dan $1/1400$ van de overspanning (VOSB Art. 80-2).

De vloer moet ook worden voorzien van een slijtlaag, met een dikte van 33 mm, die niet in de berekening meegenomen moet worden.

Door de konstruktie, waar nodig van leuningen te voorzien, kan de veiligheid van gebruikers worden gegarandeert.

4.2.3 Het gelamineerde houten hoofdligger alternatief (HH1)

In deze paragraaf worden een aantal alternatieven ontwikkeld, waarbij een vollwandhoofdligger wordt toegepast. Uit deze alternatieven wordt één gekozen, die verder in overweging wordt genomen.

Gezien de lengte van de overspanning zal de hoofdligger gelamineerd moeten zijn. Er wordt gekozen voor een eenvoudige opbouw, van één plank per laag. Als plank-breedte wordt de breedst verkrijgbare handelsmaat aangehouden (270 mm). De planken worden met resorcinol-formaldehyde, geschikt voor loofhout, aan elkaar gelijmd. De hoogte van de hoofdliggers is afhankelijk van het aantal dat wordt toegepast (zie tabel 4.1).

De dekplanken dienen loodrecht op de rij-richting te staan. Dit leidt, ook vanwege de strenge doorbuigingseis voor de dekplanken, tot een konstruktie waarbij het dek wordt gedragen door langsliggers, die op hun beurt gedragen worden door dwarsdragers.

De afmetingen van de dekplanken zijn (hxb) 58x245 mm. De langsliggers worden dubbel uitgevoerd met als afmetingen per ligger 240x80 mm (h.o.h. 400 mm). De afmetingen van de dwarsdragers zijn 230x120 mm (h.o.h. 2m) (zie fig 4.7). Bij acht hoofdliggers, is de onderlinge afstand klein genoeg om een vertikaal gelamineerd dek toe te passen met plank-afmetingen 95x33 mm (zie fig 4.8).

Bij toepassing van langsliggers en dwarsdragers kan het stabiliteitsverband worden geplaatst in het vlak van de dwarsdragers. Als een gelamineerd dek wordt toegepast moet het stabiliteitsverband onder de hoofdliggers geplaatst worden (zie fig 4.7b).8c)

De verstijving kan zo worden geplaatst, dat het geheel of gedeeltelijk het vlak van het rijdek beslaat (zie fig 4.9a,b,c,d). In de gevallen a en b, is de lengte van de staven groter dan in gevallen c en d.

Om het aantal velden van het stabiliteitsverband, voor een gunstige hoek van de diagonalen en om de benodigde hoogte van de dwarsdragers te beperken, wordt gekozen voor een h.o.h. afstand van de dwarsdragers van 2m.

FIG 4.7 Doorsneden sub-alternatief HH1 (5 hoofdliggers)

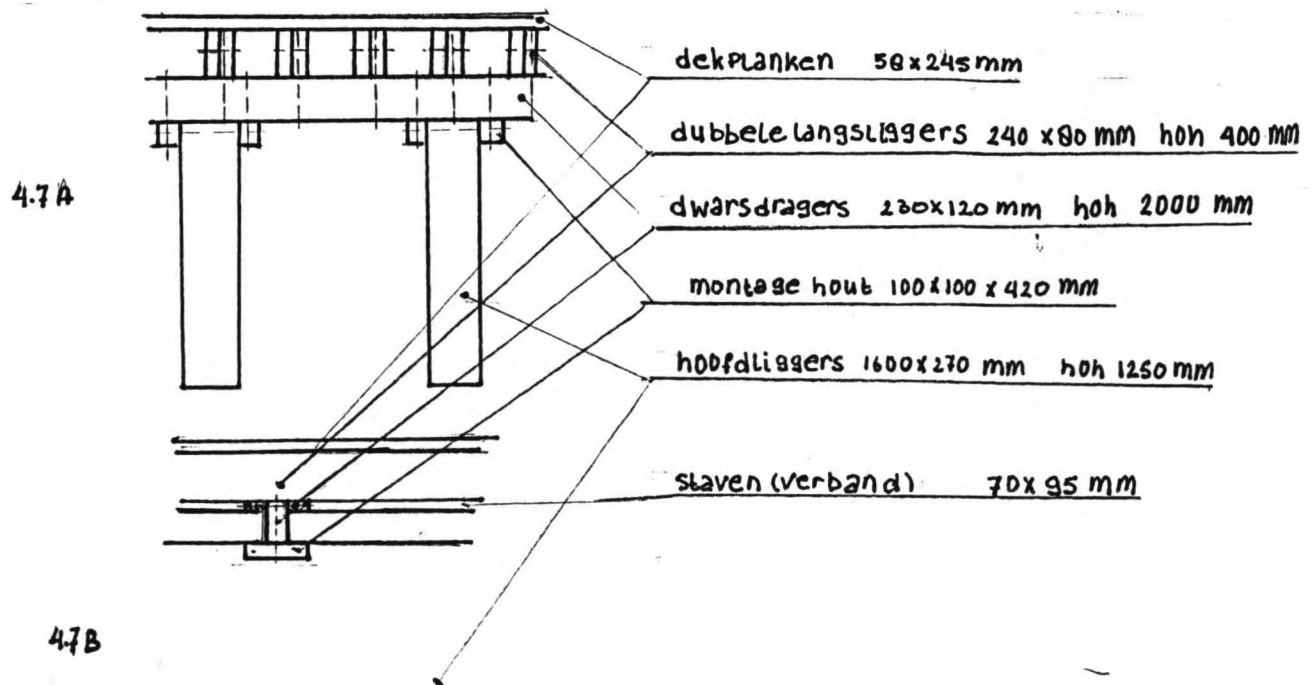


FIG 4.8 Alternatief HH1-gelamineerde hoofdligger

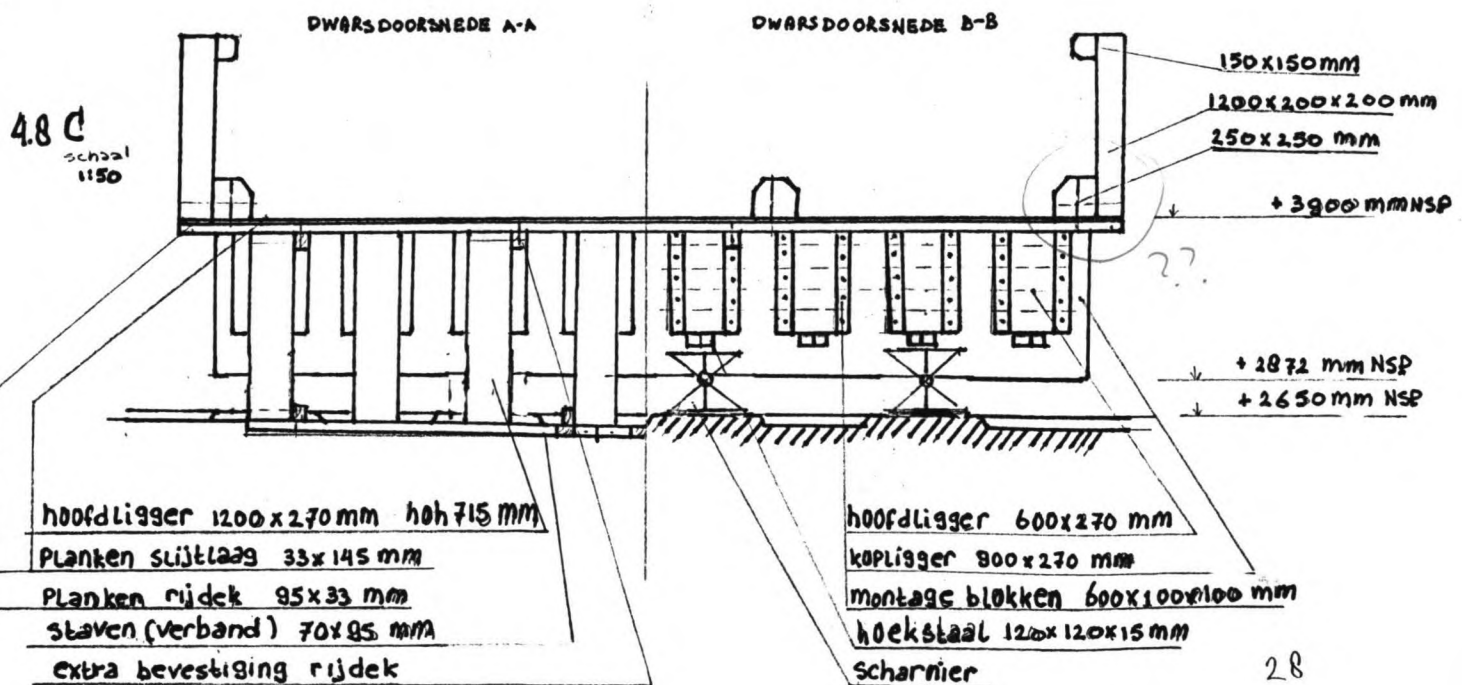
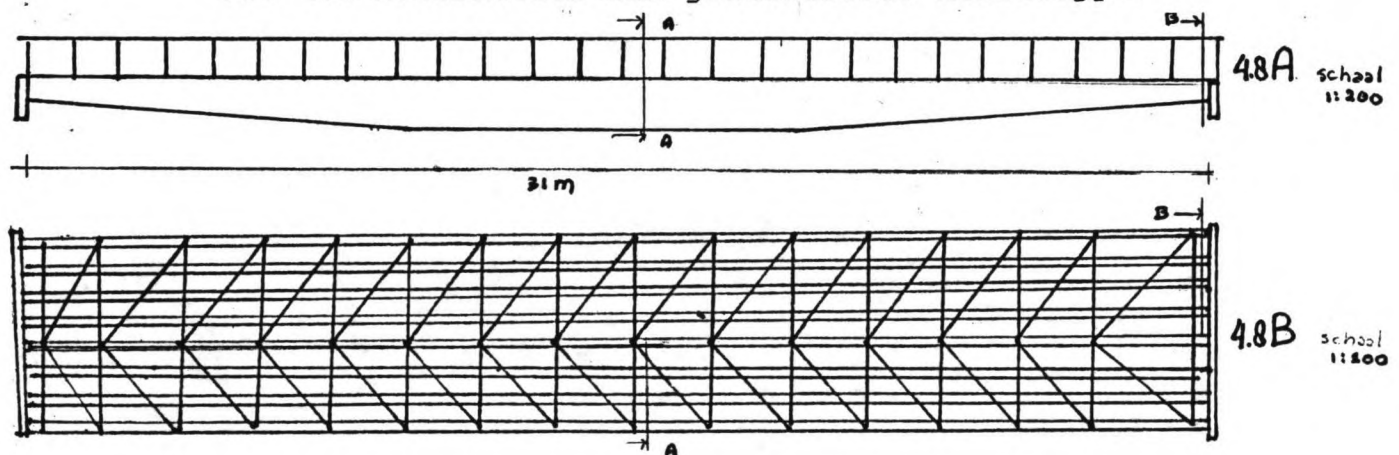


FIG 4.9 Plaatsing verstijvingskonstruktie

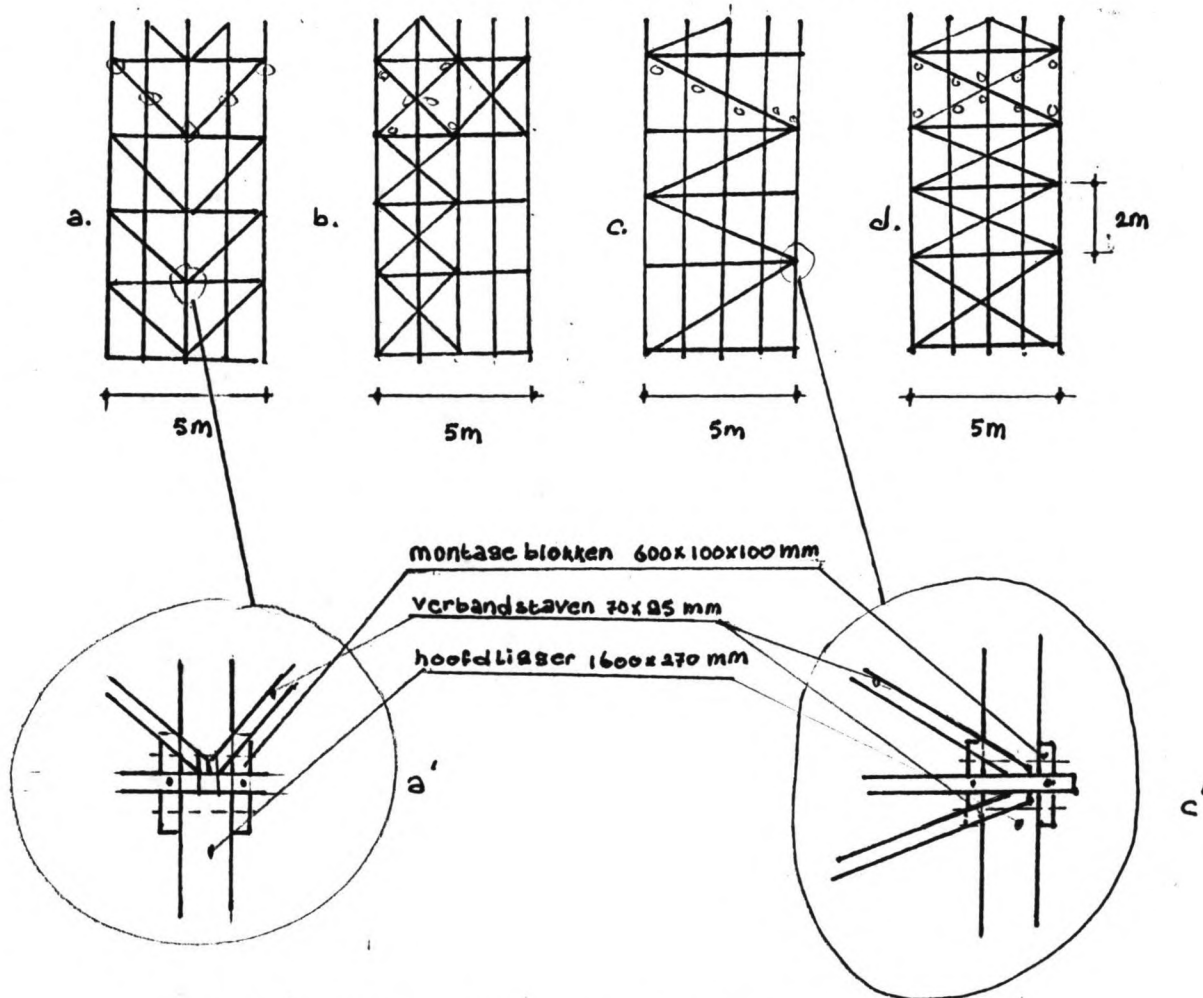
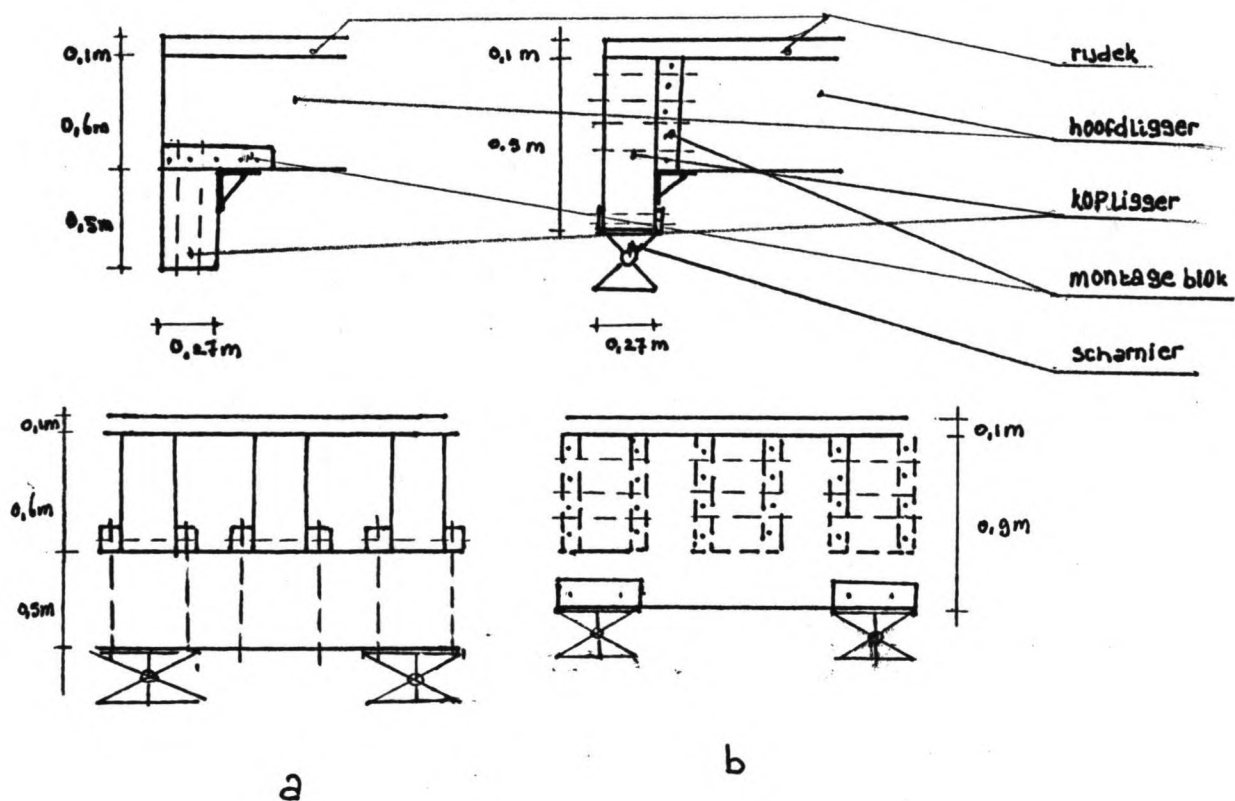


FIG 4.10 Alternatieven kopligger



In het geval van toepassing van langsliggers en dwarsdragers wordt gekozen voor plaatsing van het stabiliteitsverband als in fig 9c en bij toepassing van een gelamineerd dek als in fig 9a. In dit laatste geval dienen er ook loodrecht op de hoofdliggers staven aangebracht te worden.

In fig 9a',c' zijn de verbindingen van het stabiliteitsverband met de rest van de konstruktie, te zien bij 5 hoofdliggers en bij 8 hoofdliggers met een gelamineerd dek.

De konstruktie-hoogte van de verschillende alternatieven is te zien in tabel 4.1. Daarbij is gekozen voor de gelamineerde vloer in het geval van de 8 hoofdliggers en in de andere gevallen voor de combinatie met de gording-vloer.

Uitgaande van de dubbele golf-amplitude en de toegestane 0,5 m afwijking moet de dekhoogte aan de landhoofdzijde tussen +3,40 m en +3,90 m NSP zijn.

Uitgaande van, de bootdekhoogte boven de waterspiegel en de 0,5 m afwijking, moet de dekhoogte van het hellend gedeelte aan de pontonzijde, tussen 1,5 m en 2 m boven de waterspiegel zijn.

De afstand van de onderkant van de konstruktie en de waterspiegel is het kleinst bij HW. In tabel 4.1 is die in het geval van de verschillende alternatieven te zien bij de gunstige keuze voor dekhoogte (+3,90 NSP).

Alleen in het geval van het 8-ligger alternatief komt die afstand in de buurt van de 0,75 m. Bij de alternatieven met minder dan 6 hoofdliggers komt de konstruktie bij HW gedeeltelijk in het water te liggen (negatieve afstand tot Hws).

TABEL 4.1 De liggerhoogten (in m) bij wisselend aantal hoofdliggers

aantal liggers	: 2	: 3	: 4	: 5	: 6	: 7	: 8
ligger hoogte	: 2,0	: 1,9	: 1,7	: 1,6	: 1,5	: 1,4	: 1,2
konstruktie-hoogte:	2,7	2,6	2,3	2,2	2,1	2,0	1,4
afstand onderkant tot Hws:	-0,7	-0,6	-0,3	-0,2	-0,1	0,0	0,6

Hws - Hoogwaterspiegel

Op grond van de konstruktie-hoogte wordt alleen het alternatief met 8 hoofdliggers en een gelamineerd dek ter verdere overweging meegenomen.

De onderkant van het scharnier moet op een hoogte zijn van minimaal +2,65 NSP (HW+golf-amplitude).

Er is ter plekke van de opleggingen, een hoogte beschikbaar van 1,25 m (3,9 - 2,65), voor konstruktiehoogte en scharnier.

De konstruktie-hoogte is in het geval van het alternatief met 8 liggers, groter dan 1,25 m (zie fig 4.8).

Duidelijk is dat de liggers verjongd dienen te worden.

De hoogte van de hoofdliggers wordt ter plekke van de oplegging gehalveerd en verloopt over 1/3 van de overspanning tot de maximale hoogte (zie fig 4.8a).

Het aantal toe te passen scharnieren kan worden beperkt door een kopligger toe te passen, die de samenwerking van de liggers dient te garanderen (zie fig 4.10). De bevestiging

van de kopligger aan de hoofdliggers vindt plaats doormiddel van houten blokken van 100x100 mm. De stijve hoek wordt met behulp van een stalen profiel gegarandeerd.

Van de 2 konstrukties te zien in fig 4.10, wordt vanwege de grotere stijfheid en de geringere konstruktie-hoogte bij de oplegging, gekozen voor fig 4.10b. Het aantal scharnieren wordt beperkt tot 4.

De onderkant van de scharnieren bevindt zich, uitgaande van een scharnier-hoogte van 250 mm, op de gewenste +2,65 NSP. In bijlage 2-A1 is de globale berekening van dit alternatief te zien.

De loopbaan en rijbaan worden voor de veiligheid afgebakend met houten stootbalken van 250 x 250 mm. De aan de rand van de konstruktie geplaatste stootbalken worden gebruikt om daaraan de staanders van de leuning te bevestigen. Deze staanders zijn verder ook aan het gelamineerde dek bevestigd door naast de staander de vloerplanken uit te laten steken (zie fig 4.8c).

4.2.4 Het alternatief met de houten vakwerk-konstruktie met een bovenvloer.

In deze paragraaf wordt een drietal alternatieven met een vakwerkligger als hoofdligger en met een bovenvloer ontwikkeld. Uit deze alternatieven wordt één gekozen, die verder in overweging wordt genomen.

Er wordt uitgegaan van een vakwerk met op trek belaste diagonalen onder 45°, omdat het om een eerste orde benadering gaat.

Bij dit alternatief worden geen gelamineerde staven toegepast.

Om zo zuinig mogelijk te dimensioneren, wordt uitgegaan van de maximaal mogelijke afstand tussen de boven- en onder-randstaven. Deze afstand wordt bepaald door de maximale hoogte boven de waterspiegel van het dek aan de ponton-zijde (zie par 4.3). Uitgaande van de hoogte van het dek van de ponton van 0,25 m boven de waterspiegel, dan blijft er $\pm 1,75$ m over voor de konstruktie-hoogte.

De totale hoogte van de rijvloer moet zo klein mogelijk zijn. De dwarsdragers zouden het best op de knooppunten van het vakwerk geplaatst worden, maar worden vlak naast de knooppunten bevestigd vanwege de minder ingewikkelde verbindingsmogelijkheden. De afmetingen van de dwarsdragers zijn (hxb) 230x120 mm (h.o.h. 1250 mm) (zie fig 4.11, 4.12).

De langsliggers worden dubbel uitgevoerd en de afmetingen per ligger zijn 170x120 mm (h.o.h. 600 mm).

De afmetingen van de dekplanken zijn 70x270 mm.

De totale hoogte van de vloer inclusief de slijtlaag (33 mm) wordt $\pm 0,5$ m.

Er blijft dan 1,25 m over voor de hoogte van het vakwerk.

De hoogte beperking van het vakwerk leidt tot een meerlaagsvakwerk.

Gekozen wordt voor een opbouw met 4 boven-, 4 onder-randstaven, 2 drukvertikalen en 1 trekdiagonaal per veld (zie fig 4.11c, 4.13).

FIG 4.11 Alternatief HH2-houten vakwerk met bovenvloer

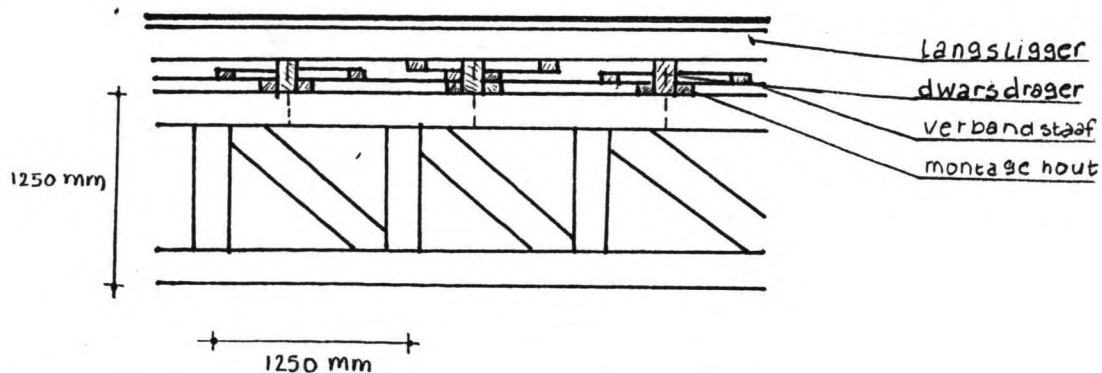
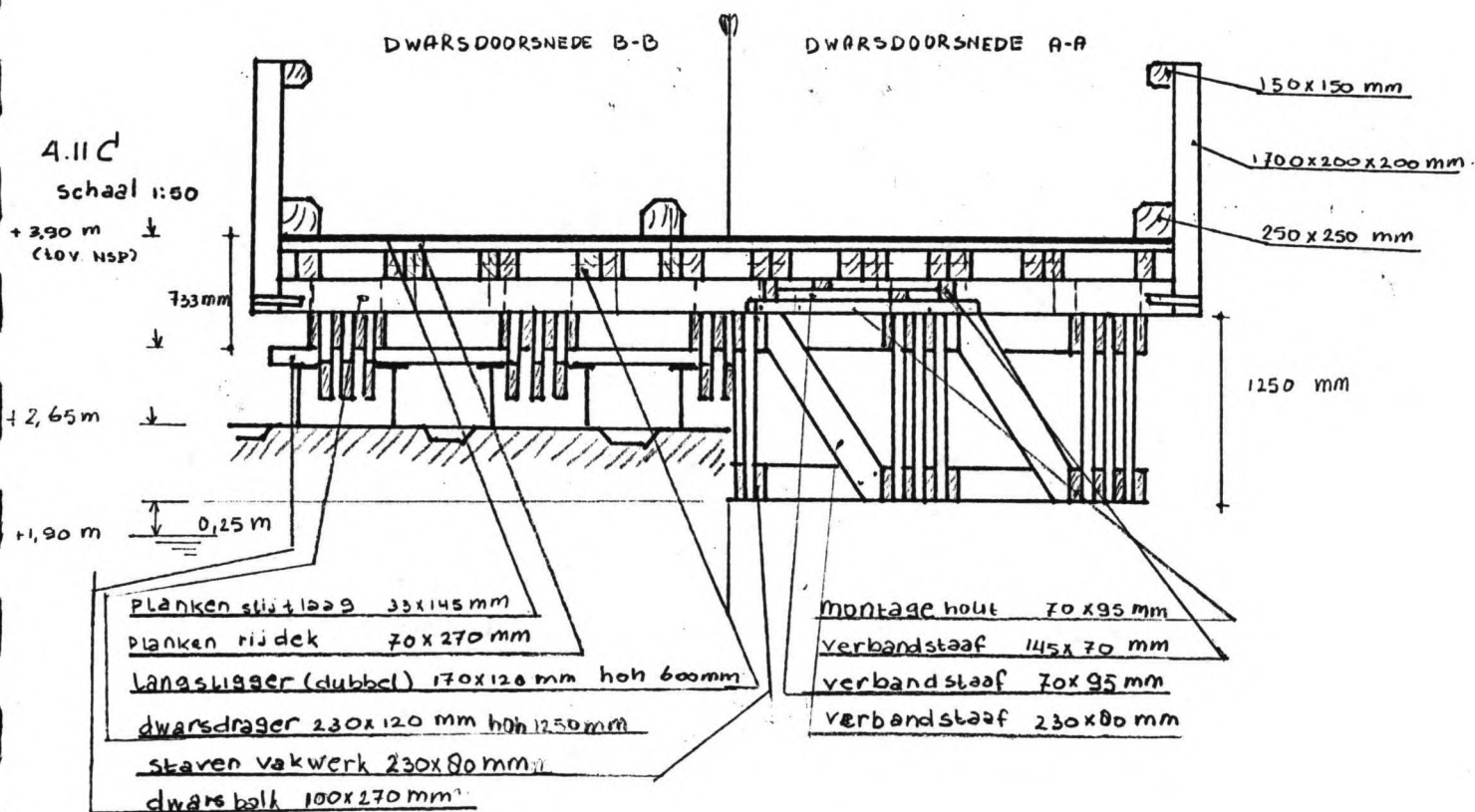
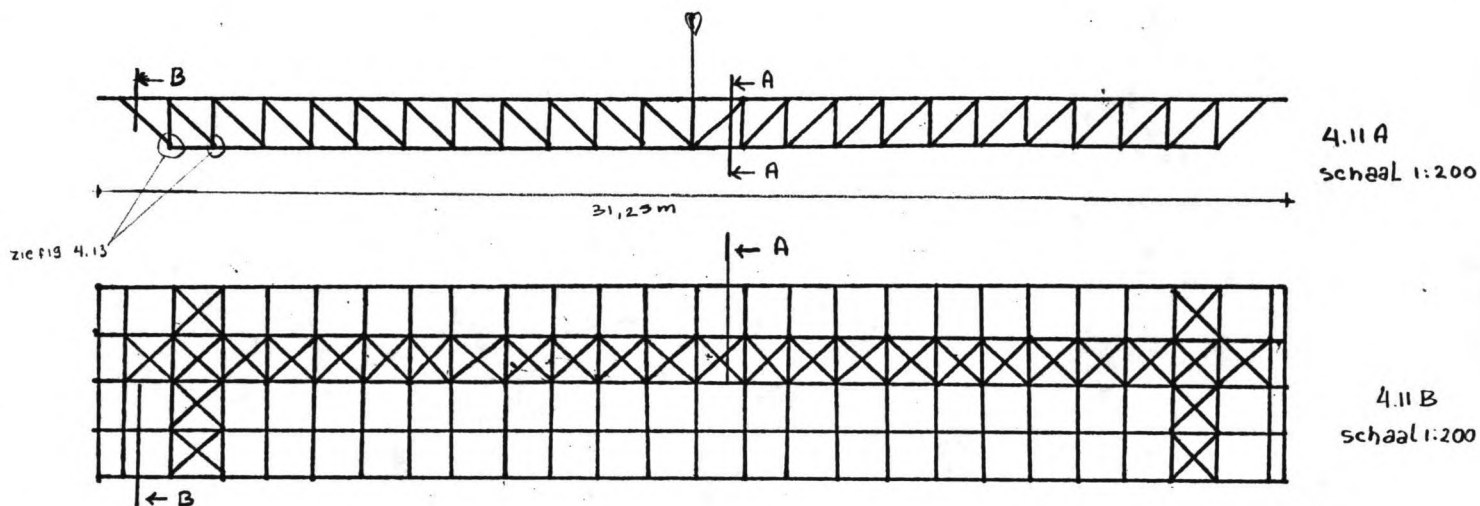


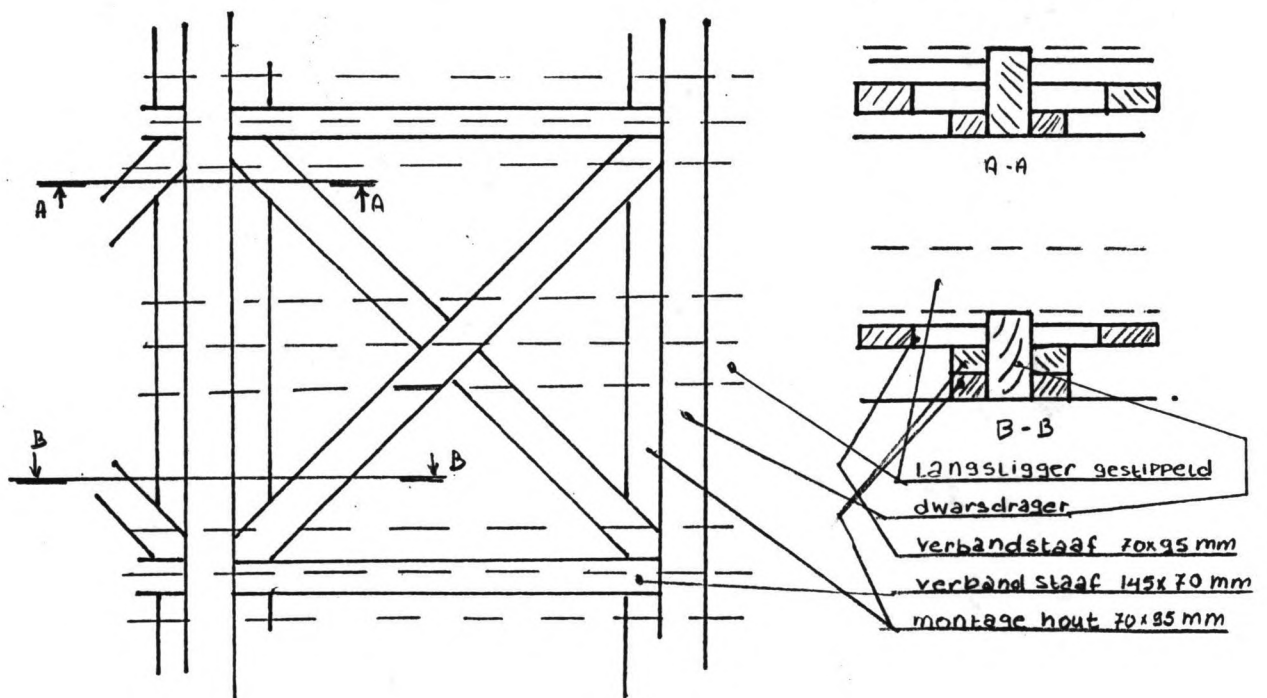
FIG 4.12 Langsdoorsnede over verband HH2

Technical drawing of a stepped shaft. The drawing includes a perspective view of the shaft with three steps, and two cross-sectional views. The dimensions are labeled as follows:

- a : Diameter of the largest section.
- b : Diameter of the middle section.
- h : Height of the middle section.

The cross-sections show the internal structure of the shaft, with dashed lines indicating the hidden parts of the shaft.

$b = 80 \text{ mm}$
 $h = 230 \text{ mm}$



33

Dit alternatief kan worden uitgevoerd met 3, 4 of 5 liggers, waarbij er de staaf-afmetingen verschillen zie tabel 4.2.

TABEL 4.2 Staafafmeting bij wisselend aantal liggers

staafafmeting (in mm)	
aantal liggers	
3	105x255
4	105x230
5	80x230

De doorbuiging in het verticale vlak kan worden verkleind door de hoofdliggers onderling te koppelen (nb de globale berekeningsmethode van par wordt aangehouden). Dit kan doormiddel van toepassing van een dwarsverband, om de twee velden in de langsrichting (zie fig 4.11c). Vervormingen in het horizontale vlak kunnen worden verkleind door evenwijdig aan de rijvloer, een verband aan te leggen (zie fig 4.11b,c;.12;.14).

De dekhoogte aan de landhoofdzijde bevindt zich in dit geval op een hoogte van +3,90 m.

Als de konstruktie-hoogte bij de opleggingen 1,85 m bedraagt, is de aan de landhoofdzijde de onderkant van de konstruktie op +2,05 m NSP (lager dan +2,65). Het scharnier komt zo dus te laag te zitten.

Aan de pontonzijde is er geen ruimte om een rol te plaatsen omdat de ponton al 0,25 m boven water uitsteekt.

De vakwerkliggers dienen verjongd te worden, door bij de uiterste velden de onderrand weg te laten (zie fig 4.11a,c;.13).

Bij de hoogste waterstand is afstand van de onderkant van de konstrukties tot de waterspiegel maar 0,25 m.

Het 5-liggers alternatief wordt ter verdere overweging meegenomen omdat

- de arbeidskosten relatief laag zijn dus wegen de extra knooppunten niet zo zwaar,
- dit alternatief veiliger is met betrekking tot aanvaringen
- en de stijfheid van dit alternatief groter is dan de bij de twee anderen, in verband met doorbuiging over de lengte van de vakwerken.

In bijlage 2-A2 is de globale berekening van dit alternatief te zien.

De konstruktie-hoogte bij de opleggingen bedraagt door de toegepaste verjonging 733 mm. (zie fig 4.11c)

De vakwerkliggers zijn doormiddel van een dwarsbalk (100 x 270 mm) verbonden met de scharnieren. De hoogte van de dwarsbalk en het scharnier (landhoofd-zijde) samen worden zodanig gekozen dat deze 517 mm bedraagt.

De onderkant van het scharnier is dus op een hoogte van +2,65 m NSP (zie fig 4.11c).

De staanders van de leuningen worden wederom bevestigd aan de randstootbalken en doormiddel van stalen beugels worden ze aan de dwarsdragers bevestigd (zie fig 4.11c).

4.2.5 Het alternatief met de houten vakwerk-konstruktie met een ondervloer (HH3)

Er worden in deze paragraaf 2 alternatieven ontwikkeld, waarvan een globaal wordt gedimensioneerd en ter overweging wordt meegenomen.

Ook hier wordt uitgegaan van een vakwerk met op trek belaste diagonalen. Met diagonalen onder een hoek van 45° . Het vakwerk is opgebouwd uit gelamineerde houten staven.

De randstaven worden dubbel uitgevoerd, met daar tussen de vertikalen en de diagonalen, zodat de uitvoering van de knooppunt verbindingen eenvoudiger is (zie fig 4.15).

Om uitknikken van de randstaven te voorkomen, moeten per dubbel-staaf 2 klossen worden toegepast.

Gezien de benodigde vrije hoogte (4,2 m) en konstruktie-hoogte (± 1 m) wordt gekozen voor een liggerhoogte van 5,2 m.

De alternatieven die in dit geval ontstaan zijn:

- loopbaan en rijbaan tussen de vakwerkliggers en
 - alleen de rijbaan tussen de vakwerkliggers (zie fig 4.16).
- Op grond van een grotere stijfheid van de konstruktie en een betere verdeling van de grootste belasting over beide vakwerkliggers, wordt voor het laatste alternatief gekozen.

De vloer bestaat uit dekplanken, langsliggers en dwarsdragers. De dwarsdragers worden opgelegd op de onderrand van de vakwerkliggers (zie fig 4.17;.18).

De afmetingen zijn:

- dekplanken (hxb) 70x270 mm
- langsligger 270x120 mm (h.o.h. 500 mm)
- dwarsdragers gelamineerd 330x133 mm (h.o.h. 1733 mm)

De doorbuiging in het vertikale vlak kan worden verkleind door een koppeling van de vakwerkliggers in het bovenvlak, doormiddel van gelamineerde houten dwarsverbanden (zie fig 4.17d).

Vervormingen in het horizontale vlak kunnen worden verkleind door toepassing van een metalen kruisverbanden in het bovenvlak en houten tussen de dwarsdragers (zie fig 4.17b,d). En in het vertikale vlak worden de houten dwarsverbanden, in het bovenvlak, geschoord (zie fig 4.17d).

Het scharnier en de rol bevinden zich in dit geval onder het laagste punt van de konstruktie.

Aan dekhoogte is aan de landhoofd-zijde op +3,90 m NSP.

De onderkant van de konstruktie is daar dan op +2,85 NSP. Er blijft 0,20 m over voor het scharnier.

Aan de ponton-zijde moet het dek dan op 2,0 m boven de waterspiegel zijn. Met de eerder aangenomen pontondek-hoogte, blijft er een hoogte van 0,70 m over voor de hoogte van het scharnier en de rol-oplegging.

In bijlage 2-A3 is de globale berekening van dit alternatief te zien.

De afstand tussen de HWs en de onderkant van de konstruktie bedraagt 0,95 m (zie fig 4.17d).

Ook hier worden stootbalken toegepast. In dit geval is alleen aan de loopbaan-zijde een leuning nodig, die op dezelfde manier als bij alternatief HH2 bevestigd wordt (zie fig 4.17d).

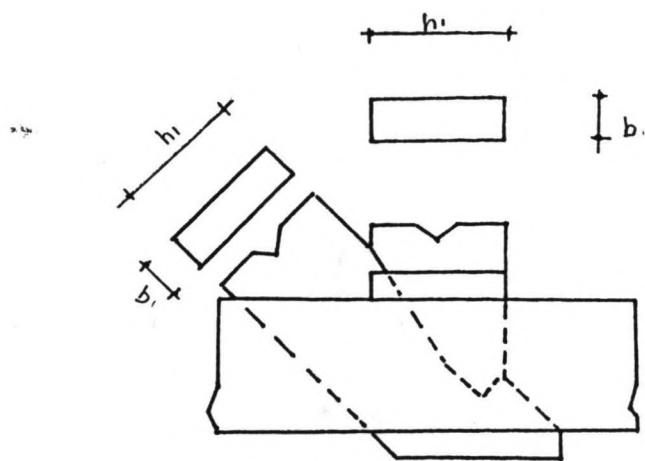
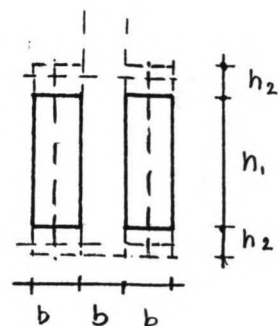


FIG 4.15 Knooppunten vakwerk
alternatief HH3



$b = 120 \text{ mm}$
 $h_1 = 348 \text{ mm}$
 $h_2 = 70 \text{ mm}$

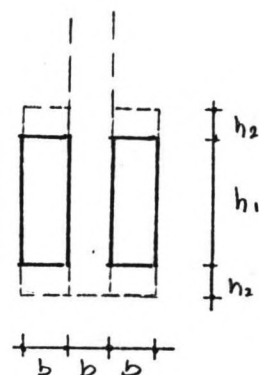
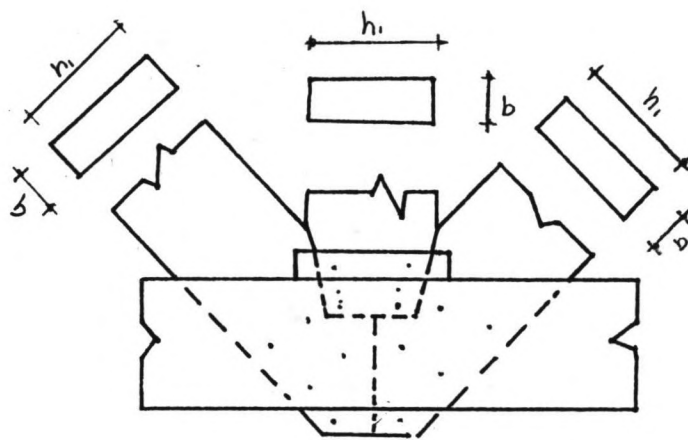


FIG 4.16 Profielen van vrije ruimte

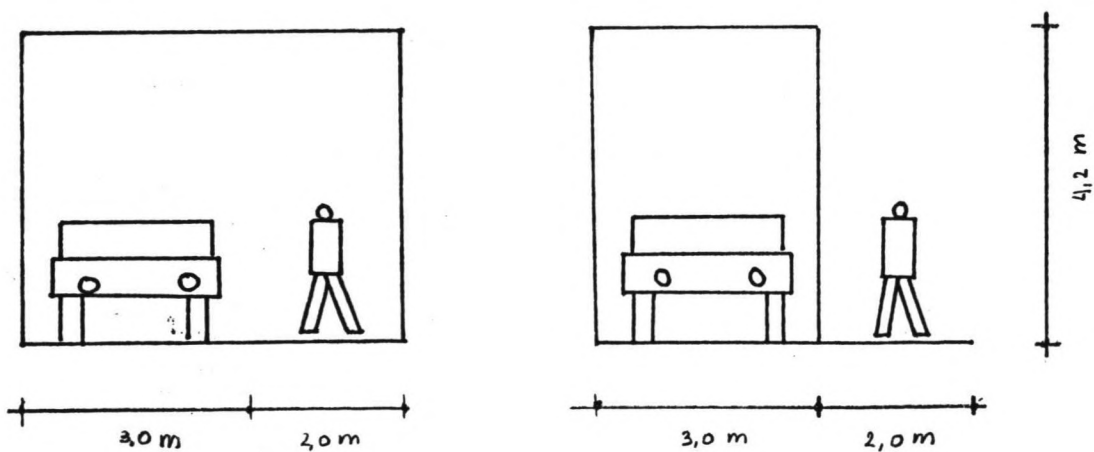


FIG 4.17 Alternatief HH3-houten vakwerk met ondervloer

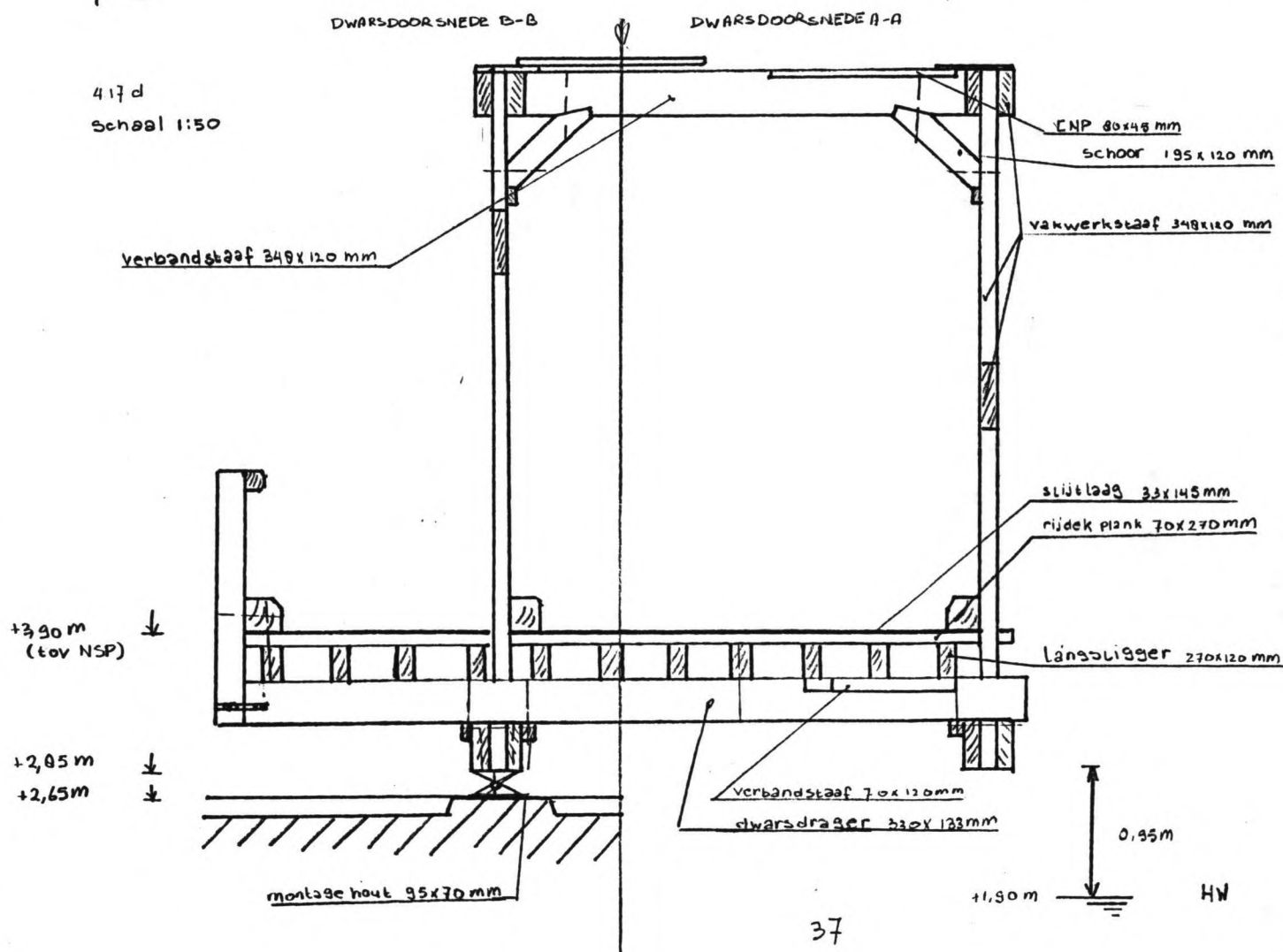
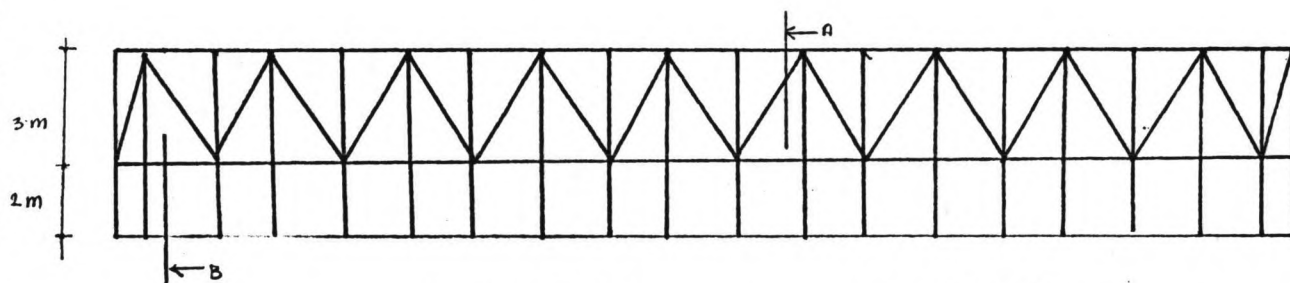
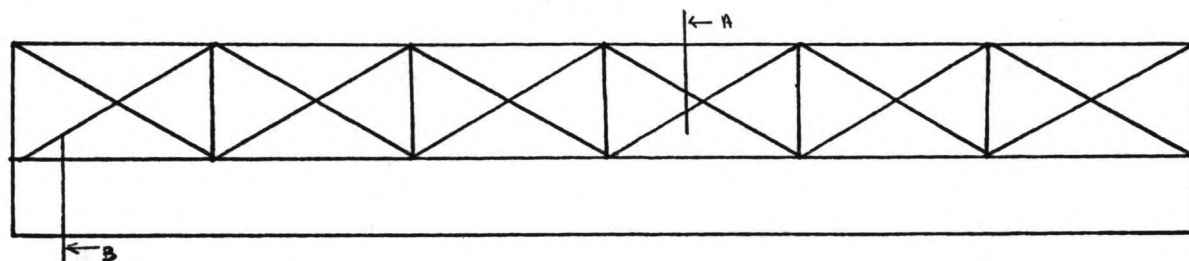
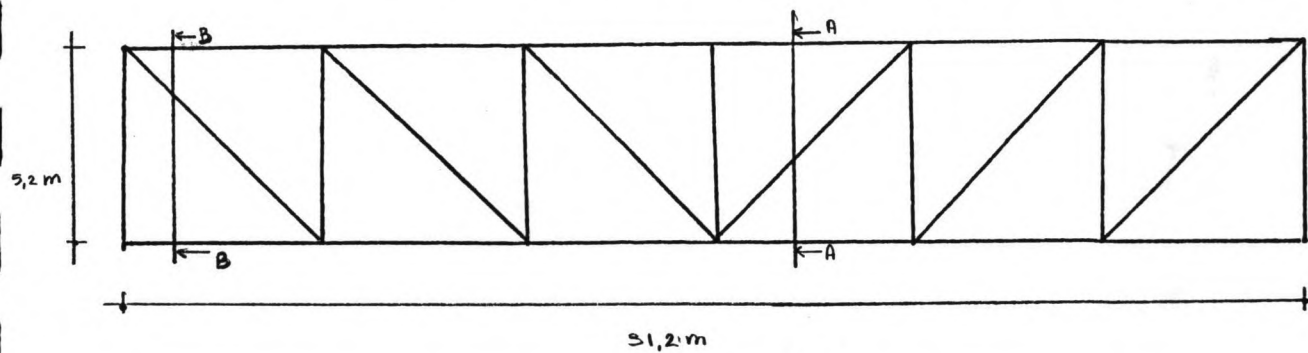
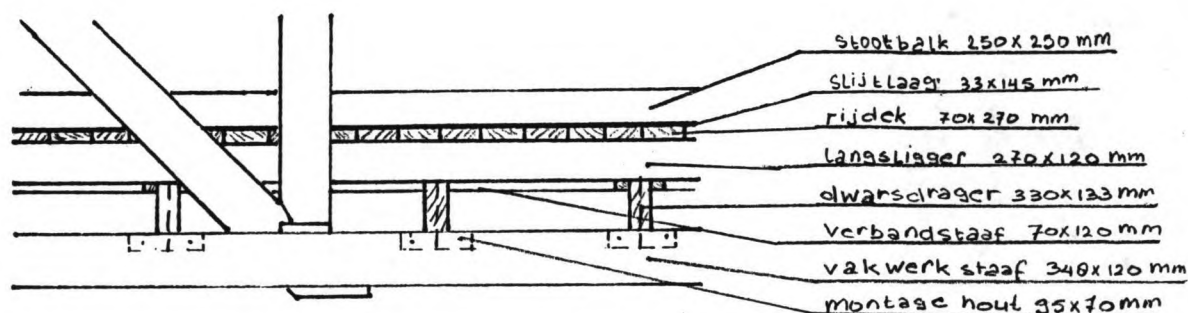


FIG 4.18 Zij-aanzicht alternatief HH3



4.2.6 Het alternatief met een stalen I-profiel (HS1)

Als stalen variant, ter vergelijking met de alternatieven met een bovendvloer (HH1 en HH2), wordt een constructie met I-profielen als hoofdliggers beschouwd.

Door de kleine overspanning tussen de liggers, kan in dit geval een rijdek worden toegepast bestaande uit vertikaal gelamineerde planken met een hoogte van 0,15 m.

Stalen I-profielen zijn tot een hoogte van 1,00 m uit voorraad leverbaar. Hogere profielen zijn tegen een relatief veel hogere prijs ook verkrijgbaar omdat er geen sprake is van serie productie.

Op grond van de te dragen belasting is gekozen voor 5 liggers met een hoogte van 1,00 m.

De constructie-hoogte bedraagt 1,15 m.

Verstijving in het verticale vlak van de dwarsdoorsnede vindt plaats door, tussen de hoofdliggers, stalen dwarsverbanden aan te brengen h.o.h. 3,1 m (zie fig 4.19b,c). Ook worden aan de bovenzijde van de I-liggers, aan de randen van het vlak van de rijbaan, verbanden aangebracht om vervorming door belasting in het horizontale vlak tegen te gaan (zie fig 4.19b;.20).

Ook in dit geval bevinden het scharnier en de rol zich onder de hoofdligger.

Aan de hoogte is aan de landhoofd-zijde op +3,90 m NSP.

De onderkant van de constructie is daar dan op +2,75 NSP. Er blijft 0,1 m over voor het scharnier als de onderkant ervan op +2,65 NSP moet zitten. Dit wordt dus niet gehaald (zie fig 4.19c).

Aan de ponton-zijde moet het dek dan minimaal op 2,0 m boven de waterspiegel zijn. Met de eerder aangenomen pontondek-hoogte boven waterspiegel (0,25 m), blijft er een hoogte van 0,6 m over voor de hoogte van het scharnier en de rol-oplegging.

In bijlage 2-B1 is de globale berekening van dit alternatief te zien.

De afstand tussen de HWs en de onderkant van de constructie bedraagt 0,85 m (zie fig 4.19c).

De bevestiging van de leuning vindt op dezelfde manier

plaats als bij alternatief HH1 (zie fig 4.19c).
De afmetingen van de onderdelen van dit alternatief zijn:
Rijdek
Gekozen plank afmetingen slijtlaag 33 x 145 mm
Gekozen plank afmetingen rijdek (vert. gelam.) 120 x 33 mm

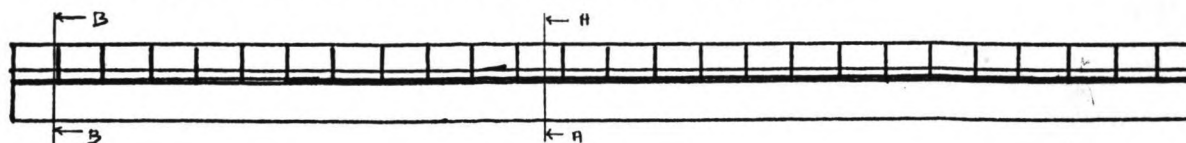
globale dimensionering I-profiel
aantal liggers 5 h.o.h. afstand 1000 mm
ligger maat HE 1000 B
staal kwaliteit Fe 360
(zie fig 4.19 en bijlage nr 2-B1)

4.2.7 Het alternatief met een stalen vakwerk-konstruktie (HS2)

Ter vergelijking met het vakwerk alternatief met ondervloer (HH3), worden de vakwerkliggers nu in staal uitgevoerd. In de uiterste velden worden de bovenrandstaven en de verticale staven weggelaten (zie fig 4.21a). De vloer opbouw is hetzelfde als bij alternatief HH3 (4.21c; .22).
Op grond van de belasting worden de liggers opgebouwd uit HE 260-A profielen, die in één vlak liggen (zie fig 4.21, 4.23). De konstruktie-hoogte bedraagt 963 mm.
Er is weinig verschil tussen de verstijving in het bovenvlak van dit alternatief en dat van alternatief HH3. Het enige verschil is dat er hier, alleen staal gebruikt wordt. Het ondervlak wordt op dezelfde manier als bij HH3 verstijfd (zie fig 4.17 c; 18).
Het scharnier en de rol bevinden zich in dit geval onder het laagste punt van de konstruktie.
Aan de hoogte is aan de landhoofd-zijde op +3,90 m NSP. De onderkant van de konstruktie is daar dan op +2,94 m NSP. Er blijft 0,29 m over voor het scharnier (zie fig 4.21c).
Aan de ponton-zijde moet het dek dan op 2,0 m boven de waterspiegel zijn. Met de eerder aangenomen pontondek-hoogte, blijft er een hoogte van 0,79 m over voor de hoogte van het scharnier en de rol-oplegging.
In bijlage 2-B2 is de globale berekening van dit alternatief te zien.
De afstand tussen de Hws en de onderkant van de konstruktie bedraagt 1,04 m.
De konstruktie van de leuning is gelijk aan die van alternatief HH3.

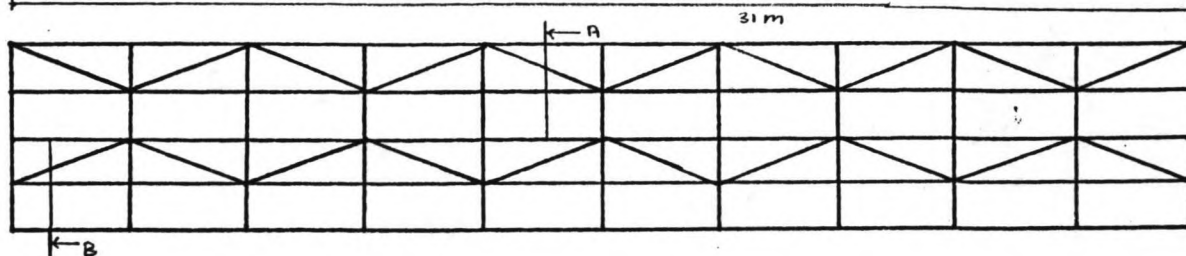
(Nb de keuze tussen de alternatieven vindt plaats in par 4.8)

FIG 4.19 Alternatief HS1-stalen I-profiel

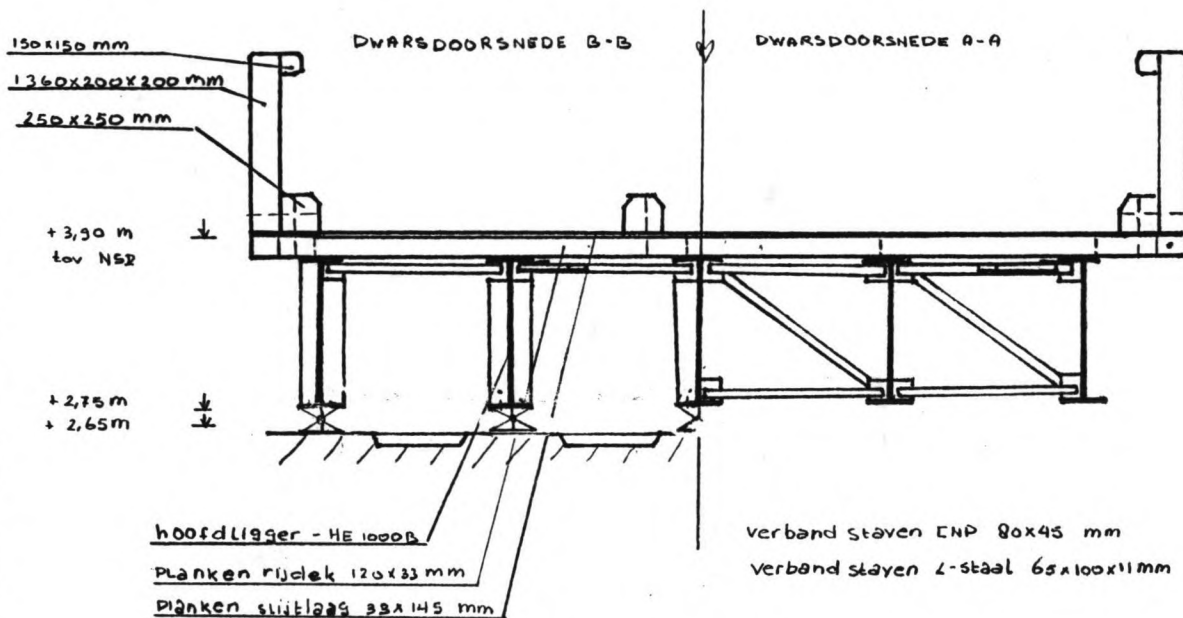


4.19 a

Schaal 1:200



4.19 b



4.19 c

Schaal 1:50

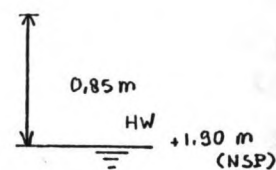
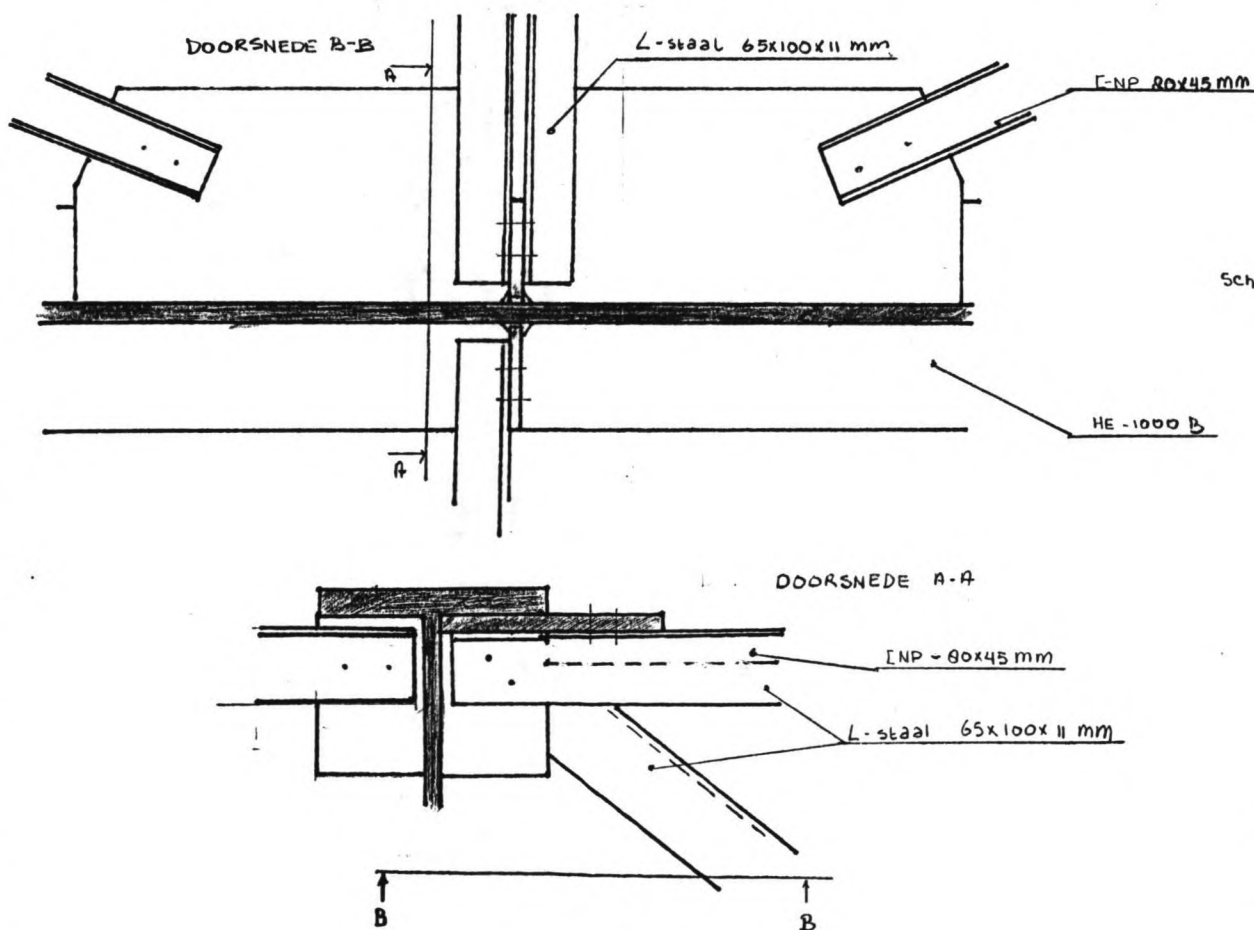


FIG 4.20 Bevestiging verband HS1



Schaal 1:10

FIG 4.21 Alternatief HS2-stalen vakwerk met ondervloer

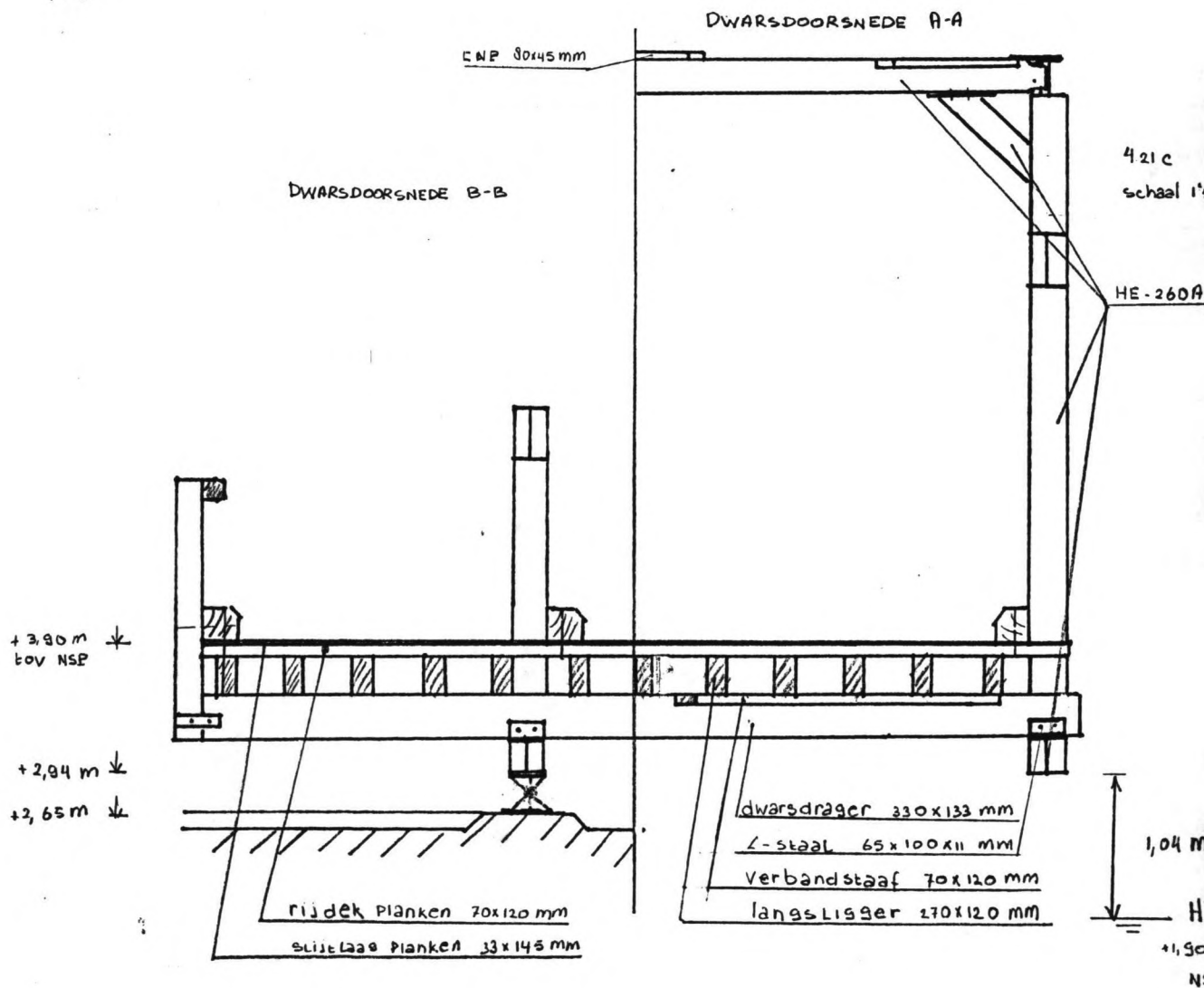
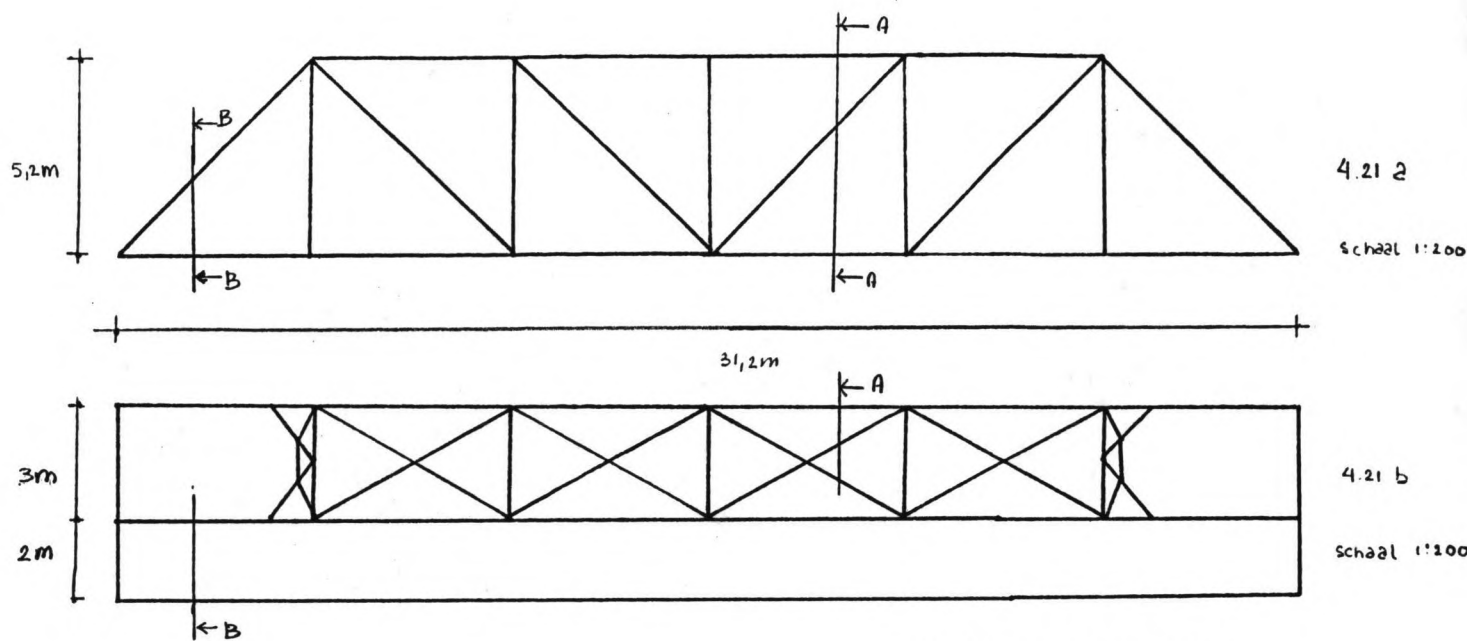


FIG 4.22 Zij-aanzicht alternatief HS2

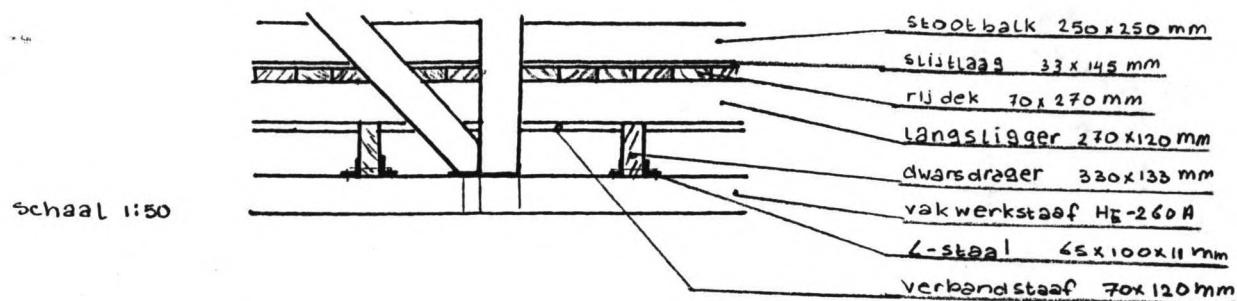


FIG 4.23 Knooppunten vakwerk alternatief HS2

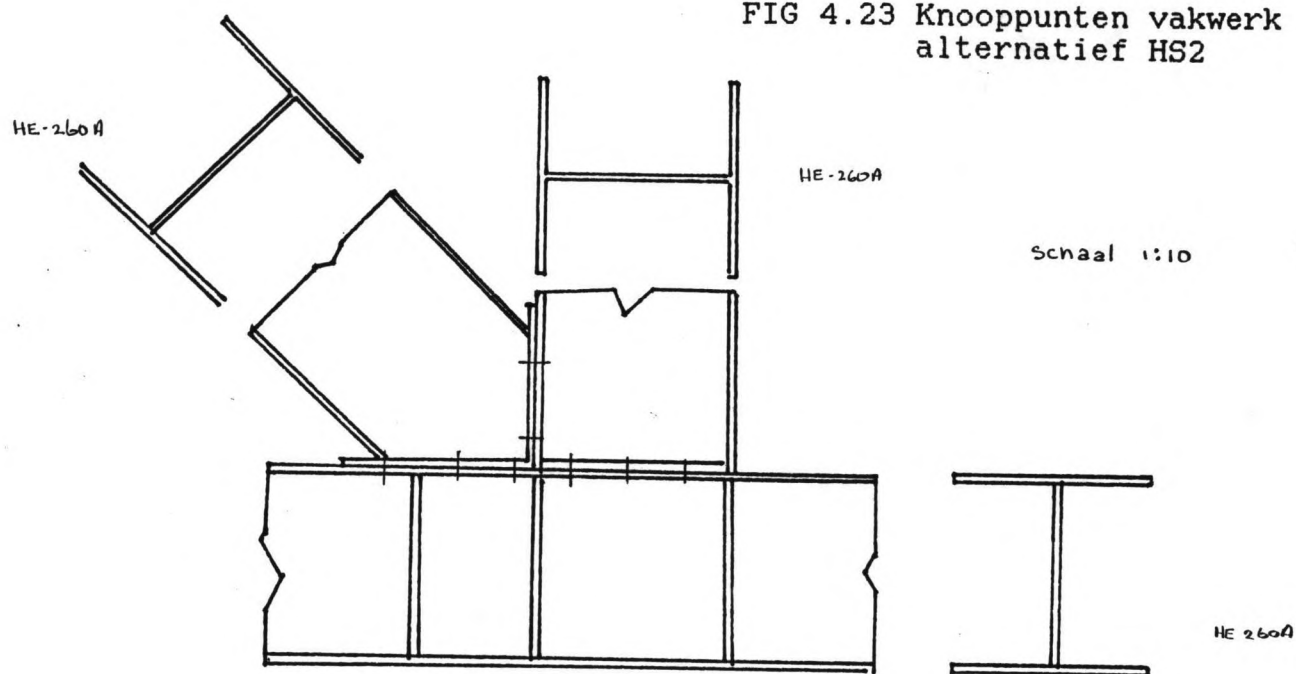
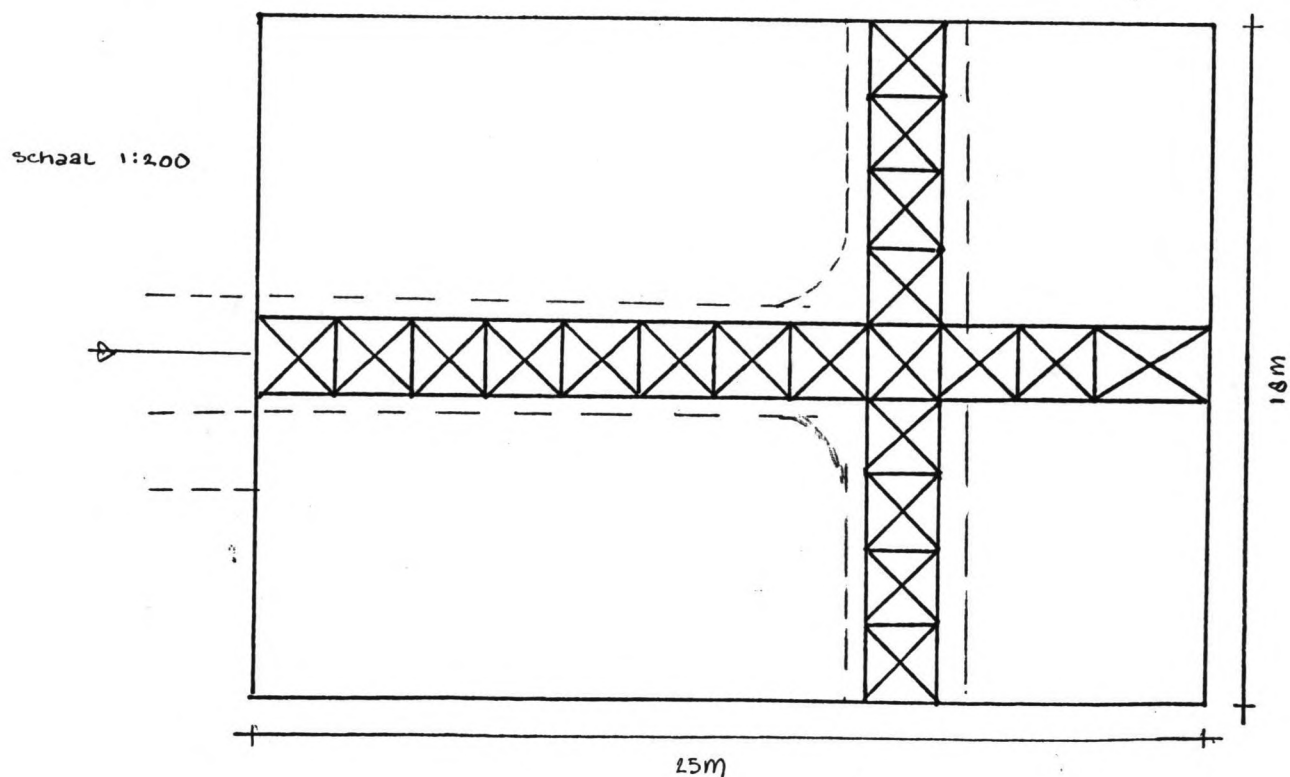


FIG 4.24 Verstijvingskruis drijvend gedeelte



4.3 Het drijvend gedeelte

In deze paragraaf worden twee alternatieven ontwikkeld, voor het boven dek van het drijvend gedeelte.

4.3.1 De randvoorwaarden en uitgangspunten die gelden voor het drijvend gedeelte

De randvoorwaarden zijn:

- lengte van het dek: 25 m
- breedte van het dek: 18 m
- de minimale hoogte van het dek boven de waterspiegel: 1,5 m
- de maximale hoogte van het dek boven de waterspiegel: 2,0 m

De uitgangspunten zijn:

- De rijbaan moet een 3-assige wagen met aslasten van maximaal 150 kN kunnen dragen.
- De dimensionering van de hoofdliggers vindt alleen plaats op grond van een globale sterkte berekening.
- De veerboot dekhoogte is bij volle belasting 1,5 m boven de waterspiegel.
- Bij de vaststelling van de hoogte van het dek van het drijvend gedeelte van de steiger mag een afwijking van maximaal 0,5 m, van de veerboot-dekhoogte, worden toegepast. Het ligt voor de hand deze afwijking naar boven te nemen omdat de veerboot niet altijd volledig belast zal zijn.
- De keuze voor de definitieve hoogte is afhankelijk van de hoogte van het dek van het hellend gedeelte aan de ponton-zijde.

4.3.2 Het ontwerpproces van het drijvend gedeelte

Het drijvend gedeelte, dient het gebruikers mogelijk te maken, om de afstand hellend gedeelte en veerboot veilig te overbruggen in verticale en horizontale zin.

Het dek wordt in het horizontale vlak verstijfd door onder het rijdek ter plekke van de rijbaan een verstijvingskruis aan te brengen (zie fig 4.24).

Het maatgevende belastingsgeval treedt op, als de ontwerp-wagen zich in combinatie met de verdeelde verkeersbelasting van 3 kN/m² op het rijdek bevindt.

Er worden drie oplossingsmogelijkheden beschouwd:

1. Een geheel stalen ponton, waarvan het bovendek rijdek is (zie fig 4.25a).
2. Een houtendek gedragen door twee pontons (zie fig 4.25b).
3. Een stalen ponton met een houten rijdek, waarvan de ondersteuning rust op de bodem van de ponton (zie fig 4.25c).

Voor oplossingsmogelijkheid 1 moet veel meer staal gebruikt worden, dan bij 2 en 3.

Bij oplossingsmogelijkheid 2, wordt de minste hoeveelheid staal gebruikt, maar er ontstaat door de verende ondersteuning (het water), een zeer complex spanningsverloop in de konstruktie. Daarom wordt gekozen om oplossingsmogelijkheid 3 nader uit te werken.

De vloerplanken hebben een dikte van 70 mm en de planken van de slijtlaag daarop hebben een dikte van 33 mm.

De ondersteuningskonstruktie van het rijdek, kan loodrecht op het hellend gedeelte staan of evenwijdig daaraan lopen.

Er worden 3 sub-alternatieven ontwikkeld, te weten:

- 3a. Het stalen dwarsdrager-alternatief, waarbij de ondersteuningskonstruktie loodrecht op het hellend gedeelte staat (zie fig 4.26).
- 3b. Het stalen hoofdligger-alternatief, met de ondersteuningskonstruktie evenwijdig aan het hellend gedeelte (zie fig 4.27).
- 3c. Het houten langsligger-alternatief, met de ondersteuningskonstruktie evenwijdig aan het hellend gedeelte (zie fig 4.28).

Het toepassen van hoofdliggers, bij sub-alternatief 3b levert geen voordelen op ten opzichte van sub-alternatief 3a, wat betreft de rest van de ondersteuning (h.o.h. afstand van de stijlen 1,7 m respectievelijk 1,8 m). Het ligt voor de hand, sub-alternatief 3b te laten vallen.

Bij sub-alternatief 3a, is het rijdek op vier plaatsen ondersteund met een lengte van 25 m per ondersteuning, terwijl dat bij 3c op acht plaatsen is ondersteund, met een lengte van 18 m per ondersteuning (h.o.h. afstand stijlen 0,6 m).

Om de gewenste dekhoogte van drijvend gedeelte, van 2 m boven de waterspiegel in onbelaste toestand te bereiken, moet de hoogte van de ondersteuningskonstruktie van sub-alternatief 3a 1,0 m zijn, en van 3b 1,5 m zijn.

De dwarsdragers van 3a en de langsliggers van 3c zijn via oplegbalken op de veld-ondersteuning geplaatst.

Bij sub-alternatief 3a, wordt de verstijvingskonstruktie tussen de stalen dwarsdragers aangebracht en in het geval van 3c onder de langsliggers (zie fig 4.29;.30)

Deze twee alternatieven worden ter verdere overweging meegenomen.

Voor de berekening zie bijlage 2C.

De rand van het drijvend dek wordt overal, behalve waar de veerboot aan kan meren voorzien van stootbalken met daaraan een permanente leuning-konstruktie. Aan weerszijden van het dek, ter plekke van de aanleg plaatsen, dient een verwijderbare leuning-konstruktie met een lengte van 9 m te komen.

(Nb De keuze uit beide alternatieven wordt gemaakt in par 4.9).

FIG 4.25 Oplossingsmogelijkheden drijvend gedeelte

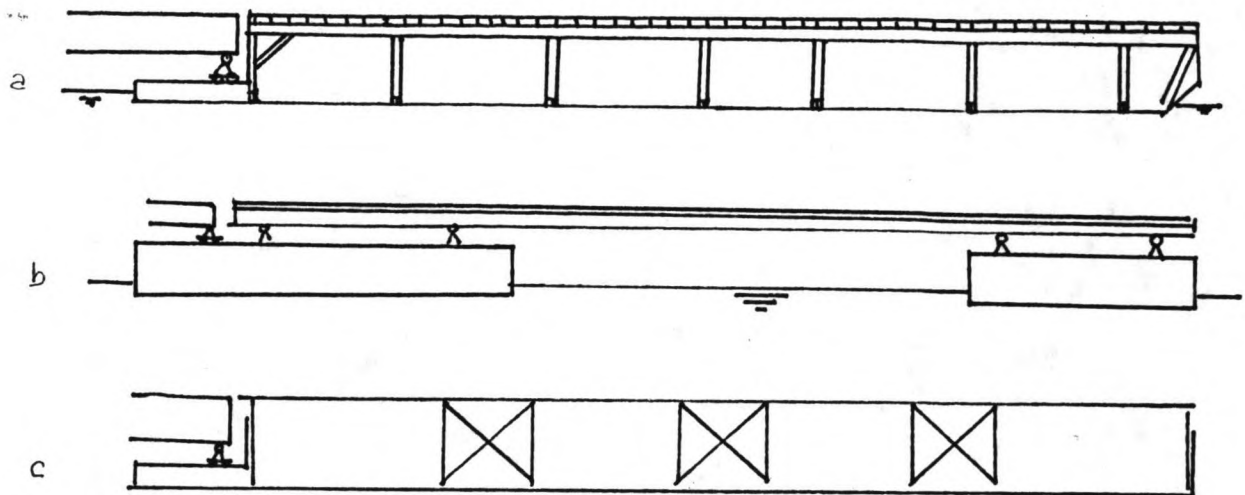


FIG 4.26 Het stalen dwarsdrager-alternatief (3a)

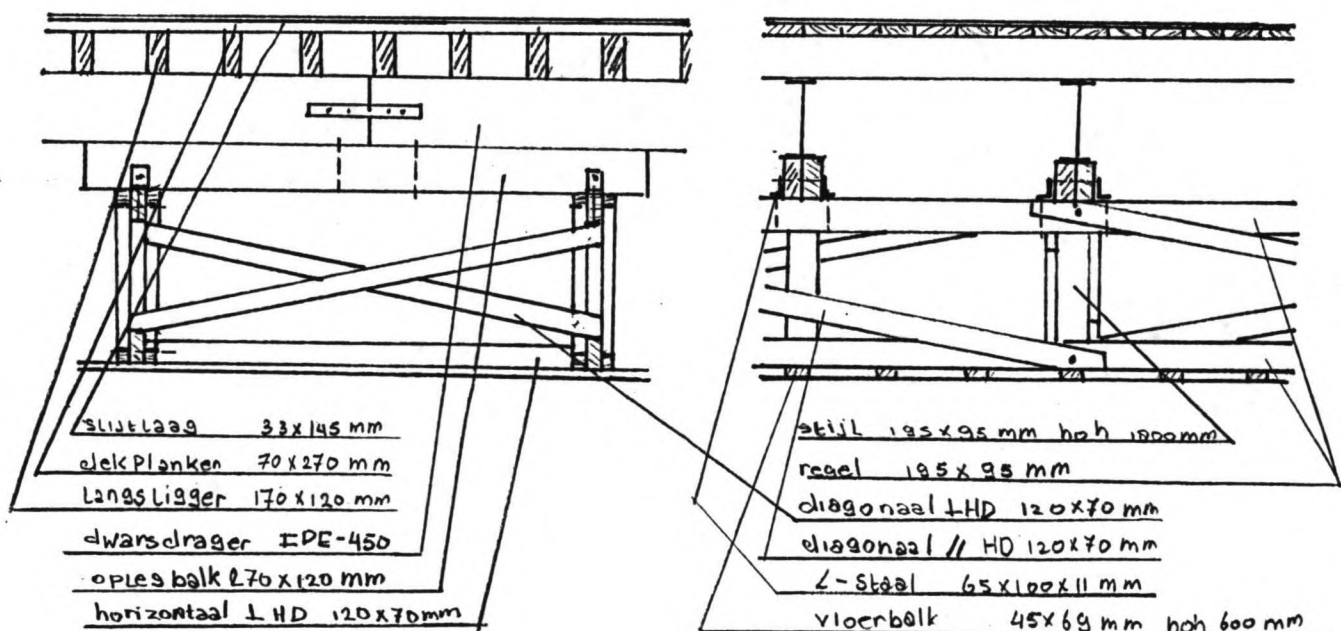
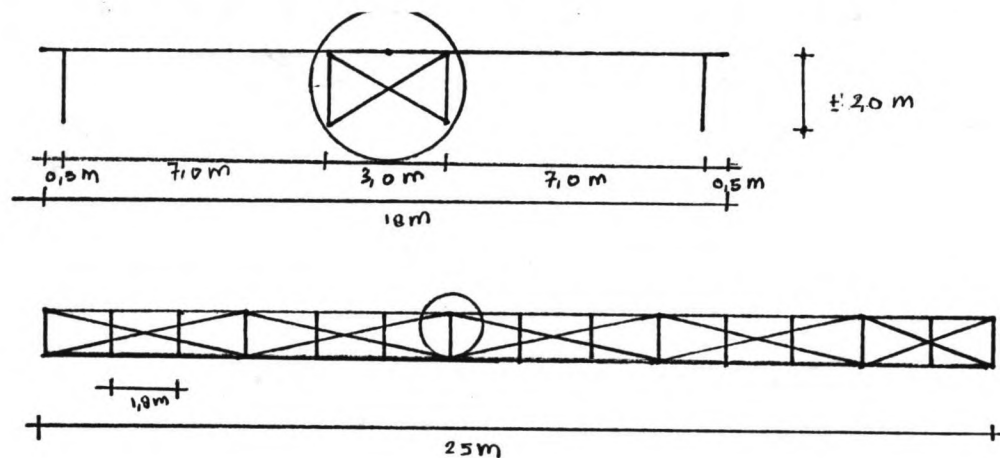


FIG 4.27 Het stalen hoofdligger-alternatief (3b)

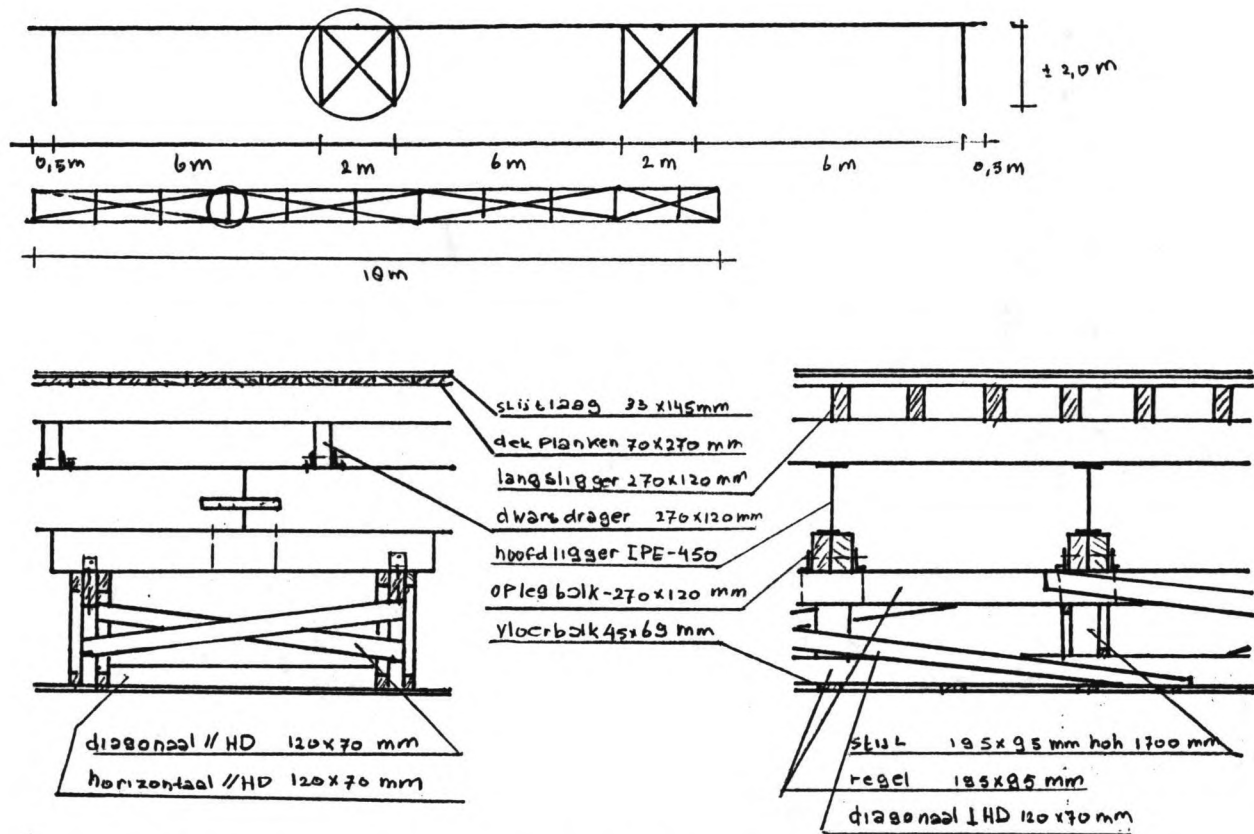


FIG 4.28 Het houten langsligger-alternatief (3c)

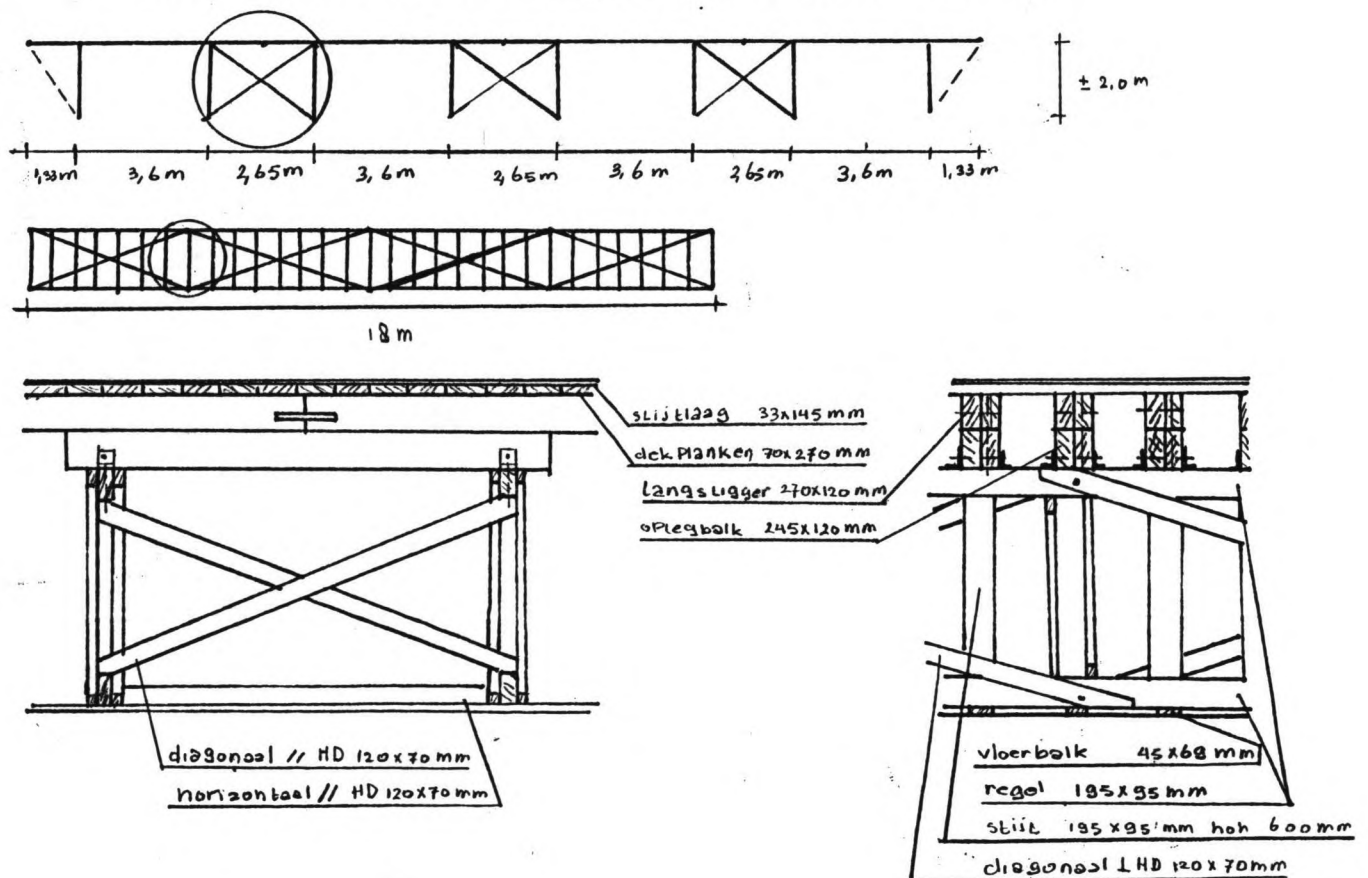


FIG 4.29 De verstijvingkonstruktie voor het stalen dwarsdrager-alternatief

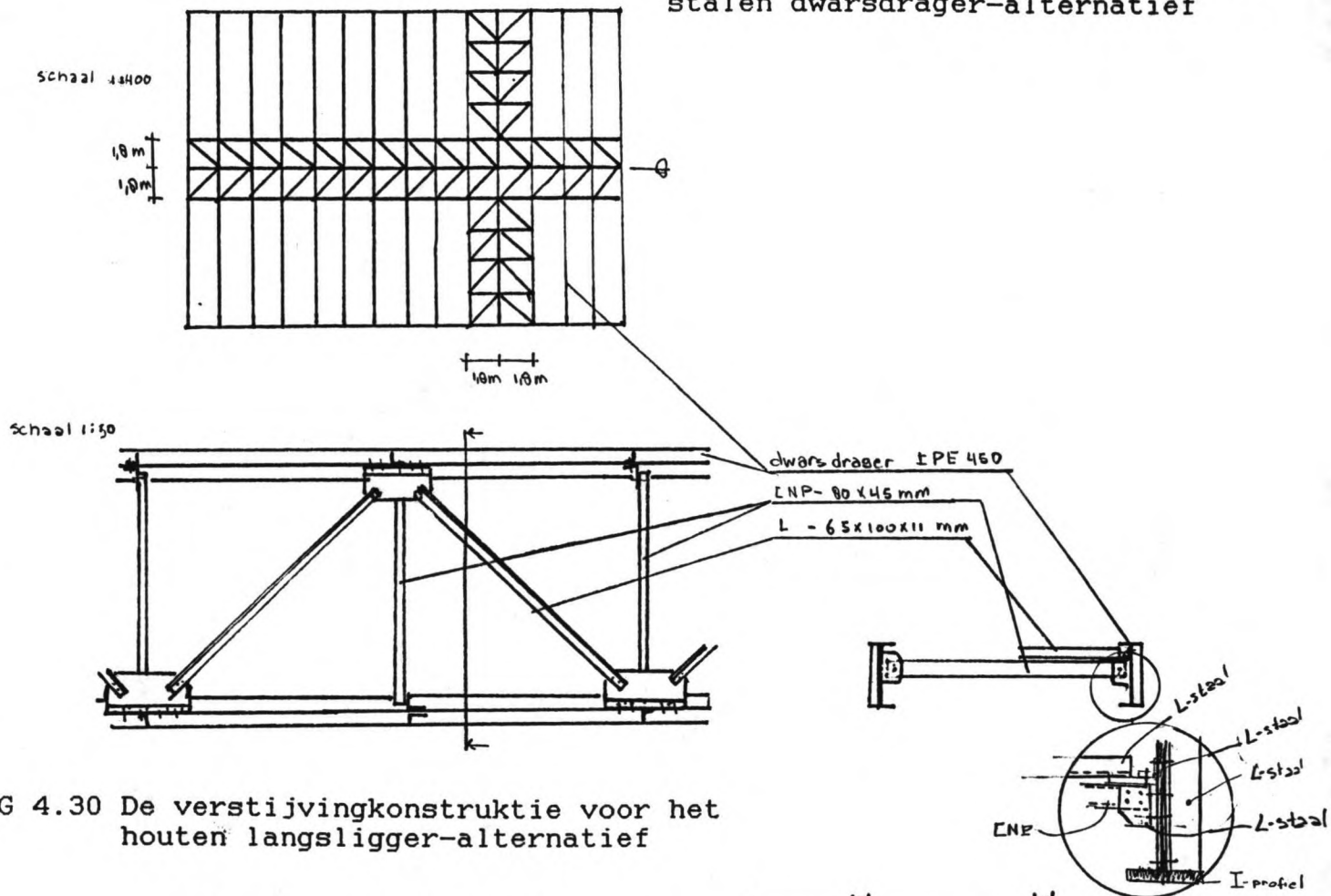
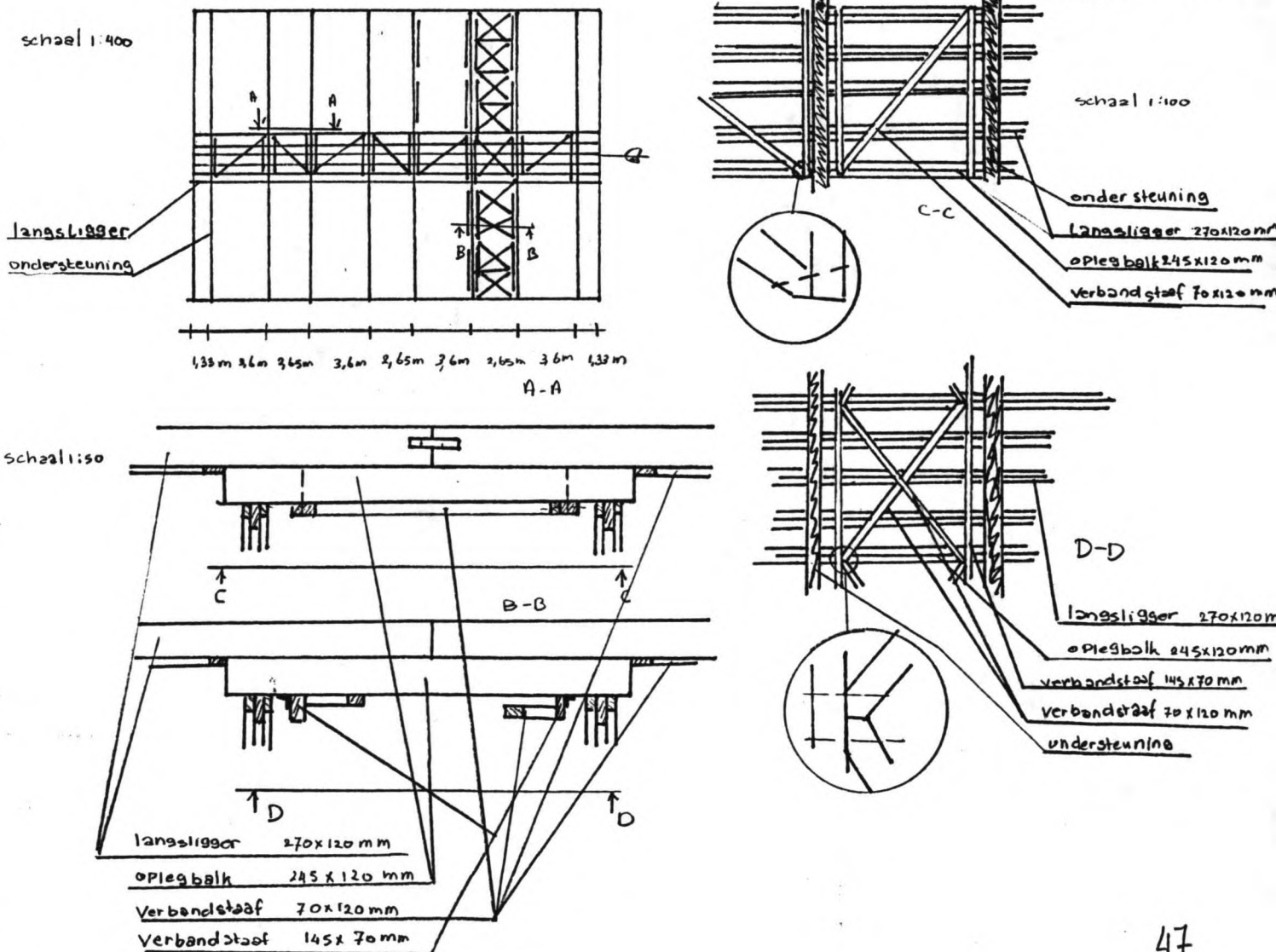


FIG 4.30 De verstijvingkonstruktie voor het houten langsligger-alternatief



4.4 De stalen pontons

De pontons worden vanwege het direkte kontakt met het water, en het agressieve karakter daarvan en de aanwezige ervaring, in staal uitgevoerd.

4.4.1 De uitgangspunten die gelden voor de ponton

De uitgangspunten zijn:

- De afmetingen zijn 30x18 m
- De ponton heeft, onder het dek, een hoogte van 1,5 m en het daarvoor gebruikte staal, een plaatdikte van 0,007 m.
- De maximale horizontale uitwijking van de ponton, door stroming, bedraagt 0,60 m.
- De oplegreactie van het hellend gedeelte bedraagt 620 kN (HH2).
- Oplegging hellend gedeelte 5 m uit de rand van de ponton, om scheefstand te beperken.

4.4.2 Het ontwerpproces van de pontons

Er worden twee belastingsgevallen beschouwd:

1. Op de steiger-konstruktie staan geen verkeerslasten.
2. Op het hellend gedeelte, ter plekke van de oplegging aan de ponton-zijde staat een tot puntlast geschematiseerde ontwerp-wagen (zie fig 4.31).

In tabel 4.3 is, in beide gevallen, de onderdompeling te zien van de ponton, aan de randen ($x=0$ en $x=30$ m) en ter plekke van de oplegging van het hellend gedeelte ($x=25$ m) [zie bijlage 2E] (zie fig 4.32). Ook is de onderdompeling te zien, in het geval er bij $x=0$ een ballast met een gewicht van 200 kN wordt toegepast.

TABEL 4.3 Onderdompeling ponton (in m)

plaats	$x=0$	$x=25$	$x=30$
geval 1	+0,05	-0,17	-0,22
geval 2	+0,13	-0,36	-0,46
geval 1+Fb	-0,10	-0,13	-0,14
geval 2+Fb	-0,02	-0,32	-0,38

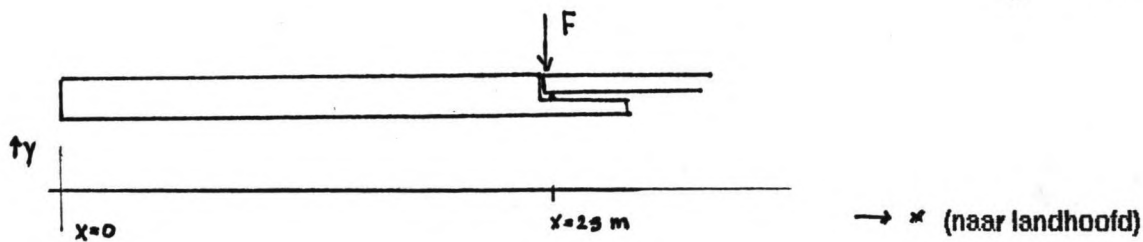
$F_b = F_{\text{ballast}} = 200 \text{ kN}$

Als er een ballast wordt toegepast is de maximale diepgang iets minder en bovendien komt bij $x=0$ de ponton niet uit het water.

Ten behoeve van alternatief HH2, van het hellend gedeelte, moet de ponton ter plekke van de oplegging in onbelaste toestand, maximaal 0,25 m uit het water steken. In het geval van de toepassing van de ballast moet het opleg gedeelte van de ponton een maximale hoogte hebben van $0,25+0,13=0,38$ m. Bij $x=30$ m en belastingsgeval 2, raakt de bovenkant van de ponton de water spiegel. De onderkant van de oplegging is op 0,06 m ($=0,38-0,32$) boven de waterspiegel.

FIG 4.31 Belastingsgevallen ponton

belastingsgeval 1: $F=0$
 " 2: $F=200 \text{ kN}$



($y=0$: waterspiegel)

FIG 4.32 Onderdompeling ponton met en zonder ballast

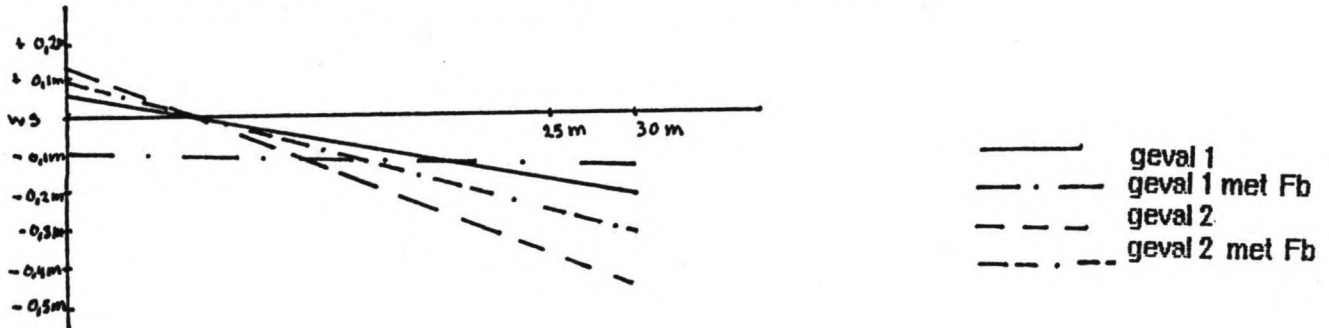


FIG 4.33 Ponton geleiding

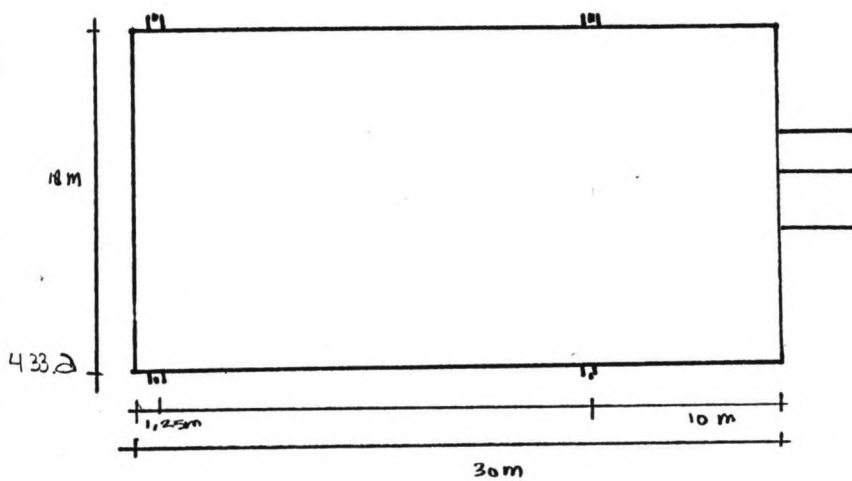
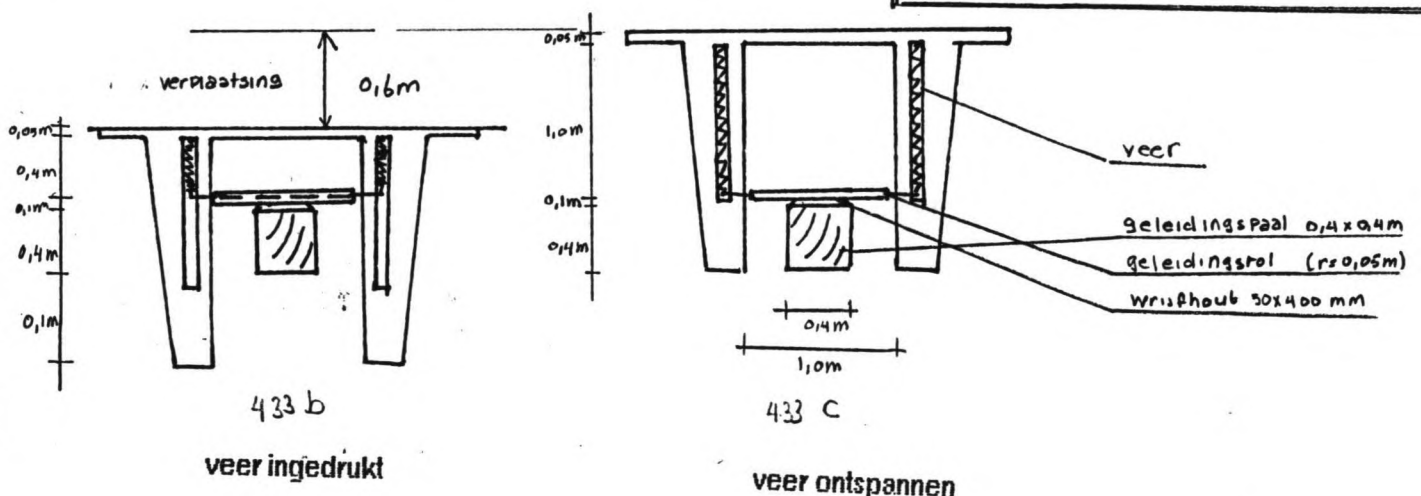
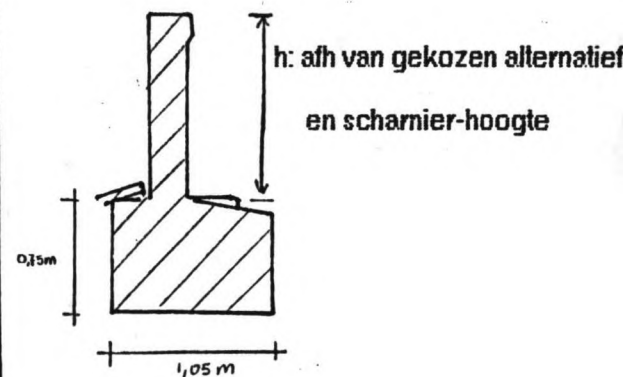


FIG 4.34 Het landhoofd



*hoe aan de andere zijde
 ook ontspannen*

dan gaat het bij in drukken font.

Er wordt gekozen om een ballast van 200 kN toe te passen. Op 26 m uit de oever, is bij LW, de rivierdiepte 1.55 m. Bij maximale diepgang van de ponton (0.38 m) is er voldoende keel clearance.

De ponton moet in horizontale vlak zoveel mogelijk op zijn plaats worden gehouden.

Dit kan de ponton door de ponton op 4 plaatsen te geleiden (zie fig 4.33a).

De geleidingskonstruktie bestaat uit, in het water, een houten geleidingspaal (0,4x0,4 m) en aan de ponton 2 loodrecht uitstekende armen aan weerszijden van een paal. De onderlinge afstand van de armen is 1,0 m. De lengte van de armen bedraagt 1,55 m (zie fig 4.33b,c). In de armen zitten veren met de een veer-karakteristiek zoals getoond in fig 4.3. Aan de veren zit de as van een geleidingsrol, die een vloeiende verticale beweging moet garanderen, vast (zie fig 4.33b).

4.5 Het landhoofd

Het landhoofd wordt ook vanwege de direkte omgeving waarin het verkeert in beton uitgevoerd.

4.5.1 De randvoorwaarden en uitgangspunten die gelden voor het landhoofd

De randvoorwaarden zijn:

- De draagkrachtige laag begint op -36 m NSP bij Boskamp (MV = +3,06 m NSP).

De grondgevens zijn te zien in rapport 1 bijlage 5 Fig 4 en 5).

- Het hellend gedeelte heeft een minimale breedte van 5 m.

De uitgangspunten zijn:

- De benodigde oplegglengte voor de toe te passen stootplaat bedraagt 0,25 m.

- De hoogte van de grondkerende muur moet gelijk zijn aan de som van de konstruktie-hoogte, bij de oplegging, en de hoogte van het scharnier. Voor de verschillende alternatief is de vereiste hoogte te zien in tabel 4.4.

TABEL 4.4 Hoogte (in m) van de grondkerende muur bij de verschillende alternatieven (bij scharnierhoogte 0,25 m)

alt	: HH1	HH2	HH3	HS1	HS2
wandhoogte	: 1,25	1,08	1,30	1,40	1,21

- De wanddikte is 0,25 m.

- De horizontale plaat, waar de scharnieren op worden gemonteerd heeft een dikte van 0,75 m.

- De dilatie tussen het landhoofd en het hellend gedeelte, dient in de horizontale stand minimaal 0,05 m te bedragen (hierdoor is een uitwijking, bij hogere waterstand dan HW,

mogelijk zonder dat er schade optreedt).

- De konstruktie moet ontworpen worden, konform V.O.S.B. - klasse 45, met als afwijking dat als horizontale remkracht 75 kN (i.p.v 150 kN) wordt gehanteerd, omdat er sprake is van veel kleinere snelheden.

4.5.2 Het ontwerpproces van het landhoofd

De funkties van het landhoofd zijn:

- het overdragen van de belasting naar de ondersteuning
- het dienen als grondkerende konstruktie
- " " " oplegpunt voor plaat, die verzakking van de grond t.o.v. landhoofd moet voorkomen (zie fig 4.34).

Als maatgevende belastingsgeval wordt aangenomen dat het totale gewicht van de de opwerp-wagen op het landhoofd rust en verder op het hellend gedeelte een veranderlijke belasting is van 3 kN/m².

De konstruktie mag ten gevolge van de belasting, niet roteren of verplaatst worden.

Er kan alleen daaraan worden voldaan, als het landhoofd vanwege de geringe draagkracht van de ondergrond, op palen gefundeerd wordt.

Vanwege de diepte van de draagkrachtige laag (-36,0 m NSP), wordt gekozen om 15 schoor geheide kleefpalen toe te passen met een lengte van 19 m en doorsnede van 0,4x0,4 m.

Uitgaande van de totale breedte van het hellend gedeelte, moet de breedte van het landhoofd, minimaal 6 m bedragen.

Uitgaande van de verschillende wandhoogtes en de dikte van het beton is er ± 8 m³ beton nodig voor het landhoofd.

Voor de afvoer van regenwater en water van de rivier (golfslag) moeten in het beton, naast de oplegstoelen afvoergootjes gemaakt worden of het vlak moet onder een helling geplaatst worden. Er wordt voor het laatste gekozen.

Er zal geen talud bescherming worden toegepast, omdat in de huidige situatie de oevers bij Boskamp en Jenny waar nodig, al gestabiliseerd zijn door oeverbeschermende konstrukties. Door slib afzetting van de rivier, is het toepassen van talud-bekleding bij het landhoofd, op grond van esthetische overwegingen, niet zinvol.

4.6 Aansluiting van de onderdelen van de steiger-konstruktie

4.6.1 Het landhoofd en het emplacement

Het emplacement moet, afhankelijk van het gekozen alternatief voor het hellend gedeelte, plaatselijk onder een helling opgehoogd worden van +3,06 m NSP tot de gewenste hoogte, +3,90 m NSP

4.6.2 Het landhoofd en het hellend gedeelte

De benodigde dilataties van 0,05 m (zie par 4.5.1) en de extra gaping (0,1 m) die er ontstaat bij LW (zie fig 4.1) maken het noodzakelijk dat er over de breedte van het hellend gedeelte

een stalen scharnierende overgangsplaat, die bevestigd is aan de grondkerende muur, wordt toegepast met een breedte van 0,5 m en een dikte van 0,01 m, die de beweging toelaat (zie fig 4.35). Ter plekke van de overgangsplaat wordt een metalen plaat (5,75x0,5x0,005 m) bevestigd op het hellend gedeelte, zodat er geen beschadiging plaats vindt van het rijdek. Ook moet het landhoofd zo worden uitgevoerd dat de LW-stand van het hellend gedeelte mogelijk is.

4.6.3 Het hellend-, het drijvend gedeelte en de ponton

Het hellend gedeelte is scharnierend aan de landhoofd-zijde. Hierdoor verplaats het andere einde zich, bij LW, behalve vertikaal, ook horizontaal. Deze horizontale verplaatsing is 0,16 m ($31[1 - \cos 5,74^\circ]$ m) groot (zie fig 4.36). Daar moet dus een roloplegging komen die deze verplaatsing mogelijk maakt. Deze kan geen verdraaiing overbrengen, dus is op deze oplegging een scharnier vereist.

De maximale verplaatsing van de ponton bedraagt 0,6 m. Bij LW is de maximale horizontale verplaatsing van de rol 0,76 m ($= 0,6 + 0,16$) (zie fig 4.37a). Loodrecht op het hellend gedeelte kan de ponton ook 0,6 m bewegen. De ponton dient ter plekke van de oplegging over een oppervlak van $0,76 \times 5,6 (= 5 + 0,6)$ m² verstijfd te worden. Dit gebeurt door op de ponton een stalen verstijvingsplaat te lassen met een oppervlak van 1,2x7 m² met een plaatdikte van 0,025 m. Onder de plaat, in de ponton, worden twee IPE-400 balken (h.o.h. 0,7 m), loodrecht op het hellend gedeelte geplaatst (zie fig 4.38).

Bij HW moet bij maximale horizontale verplaatsing van de ponton in de richting van het hellend deel, een gaping zijn. Aangenomen wordt dat deze afstand minimaal 0,7 m moet bedragen (voor veiligheid bij aanvaring van de ponton en het voorkomen van verhindering van beweging van de ponton door het hellend gedeelte) (zie fig 4.37b). De maximale gaping tussen het dek van het hellend en drijvend deel zal dan, bij LW, 1,46 m ($0,16 + 0,6 + 0,7$) bedragen (zie fig 4.37c). Deze gaping wordt overbrugd door een stalen overgangsplaat met een dikte van 0,025 m ($1 \times b = 5,75 \times 2$ m), die scharnierend is bevestigd aan het drijvend gedeelte. Onder de plaat bevinden zich dubbele hoek-stalen (h.o.h. 0,75 m). Tussen de dubbele hoek-stalen profielen zijn stalen wieltes gemonteerd (zie fig 4.37c;39). Evenals bij de overgang landhoofd hellend gedeelte, wordt het dek beschermd door een stalen plaat (5,75x2x0,005 m).

4.6.4 Het drijvend gedeelte en het veerbootdek

Het dek van de veerboot bevindt zich op minimaal 1,5 m boven de waterspiegel, meestal niet op gelijke hoogte met het dek van het drijvend gedeelte. De minimale horizontale afstand van de veerboot tot het drijvend dek bedraagt ongeveer 3 m (zie hoofdstuk 6). Deze afstanden worden overbrugd met de klep van de veerboot.

FIG 4.35 Aansluiting landhoofd en hellend gedeelte

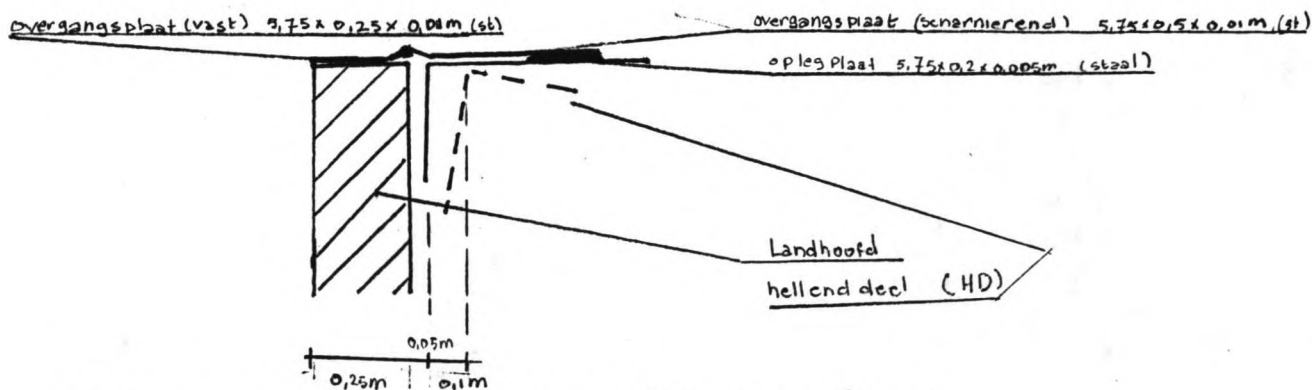


FIG 4.36 Horizontale verplaatsing oplegging hellend gedeelte (ponton-zijde)

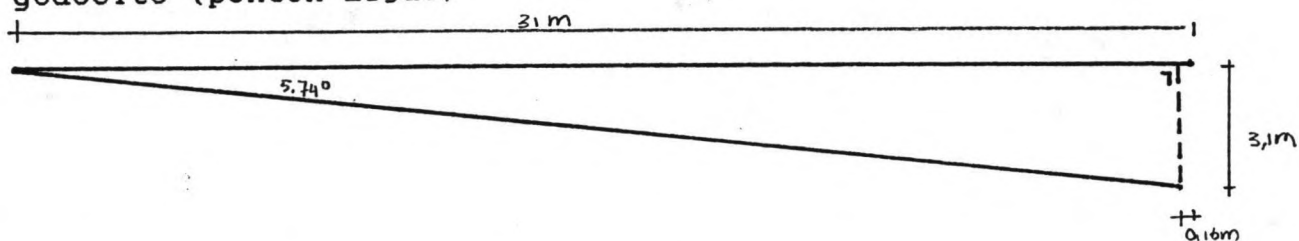


FIG 4.37 Aansluiting hellend en drijvend gedeelte

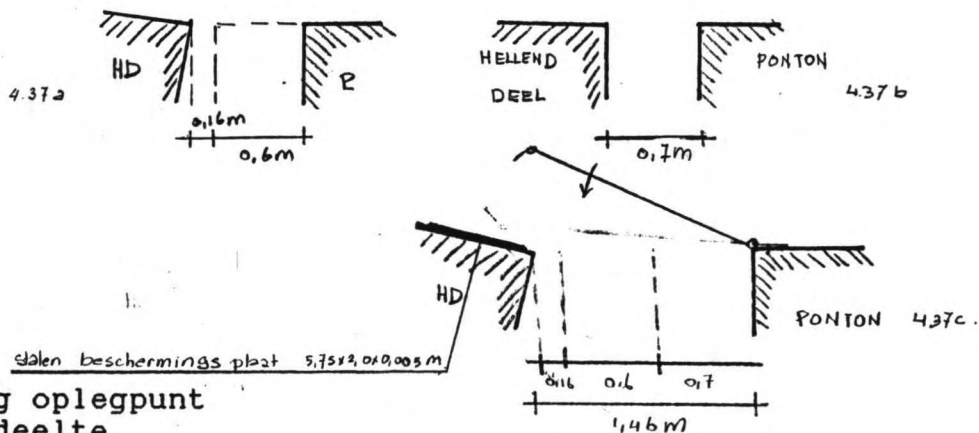


FIG 4.38 Verstijving oplegpunt hellend gedeelte (ponton-zijde)

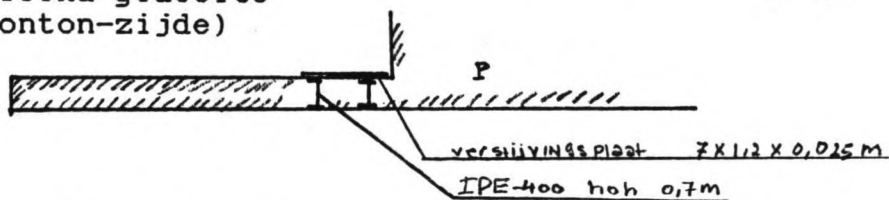
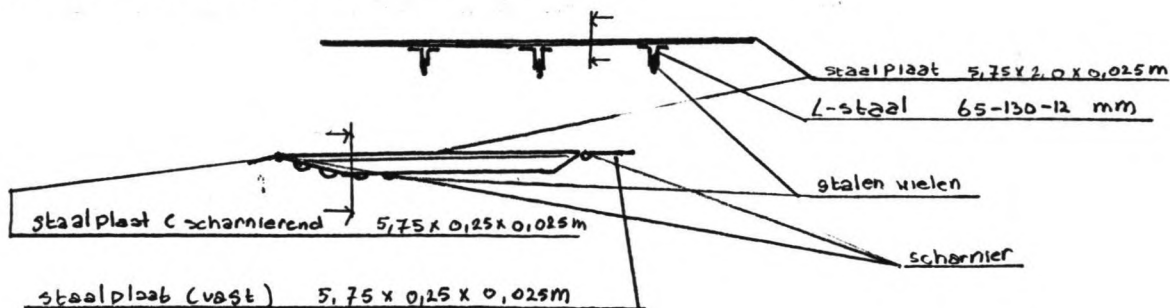


FIG 4.39 Overgangsplaat hellend en drijvend gedeelte



4.7 De mate waarin wordt voldaan aan de gestelde eisen

De alternatieven voor het hellend gedeelte voldoen in alle gevallen, aan de eis dat het hellingspercentage niet groter mag zijn dan 10%. Bovendien zal de optredende helling het grootste deel van de tijd kleiner zijn dan maximaal optredende helling (zie rapport 1 fig 3.1).

Aan het uitgangspunt, betreffende de afstand van de onderkant van de konstruktie tot de waterspiegel van 0,75 m, wordt in het geval van HH1 en HH2 niet voldaan. De afstanden van de onderkant van de konstruktie tot de waterspiegel bedragen bij HHW achtereenvolgens 0,7 m en 0,25 m. Dit is niet erg omdat HW maar gedurende een deel van de dag optreedt en bovendien wordt in het geval van HH1 en HH2 bij een HW van respectievelijk +1,85 en +1,40 NSP voldaan aan de eis. Deze waterstanden worden respectievelijk in 99,6% en 80% van de gevallen niet overschreden (zie rapport 1 fig 3.1).

Aan de eisen betreffende afmetingen en de draagkracht wordt in alle gevallen voldaan. Wel wordt opgemerkt dat bij een gedetailleerdere berekening zeer waarschijnlijk, in het geval van de vakwerkliggers HH3 en HS2, een andere vakwerk opbouw toegepast zal moeten worden (W-ligger, K-ligger).

Het landhoofd wordt in het geval van HH1, HH2, HH3, HS1 en HS2 belast door respectievelijk 4, 5, 2, 5 en 2 puntlasten. Naarmate het aantal groter is zijn deze lasten kleiner. Verder is in het geval van alternatief HS1, de benodigde keerwand het hoogst.

Het drijvend gedeelte voldoet in beide gevallen aan alle gestelde eisen.

De keuze zal voornamelijk op grond van de kosten, de uitvoerbaarheid en de onderhoudsgevoeligheid van de alternatieven moeten geschieden.

4.8 Keuze van het alternatief voor het hellend gedeelte

De keuze uit de alternatieven voor het hellend gedeelte vindt plaats aan de hand van de criteria van par 4.1.2.

4.8.1 Beoordeling van de alternatieven voor het hellend gedeelte

In tabel 4.5 is een overzicht te zien van de jaarlijkse kosten (kriterium 1) voor elk alternatief van het hellend gedeelte

TABEL 4.5 jaarlijkse kosten (x Sf 1000) Hellend gedeelte

jaarlijkse kosten (x Sf 1000)				
rentevoet	5%	10%	15%	20%
alternatief				
HH1	28,1	41,6	56,8	72,8
HH2	25,3	32,5	40,6	49,1
HH3	18,8	25,2	32,5	40,1
HS1	47,5	71,1	97,4	125,0
HS2	25,9	35,5	46,2	57,4

De beoordeling aan de hand van Kriterium 2 is als volgt:
 Bij de alternatieven, waarbij gebruik gemaakt is van een vakwerk-konstruktie, zullen wat betreft de uitvoering van de knooppunten vaklui ter beschikking moeten zijn. Een slechte uitvoering leidt tot aanzienlijke vermindering van de sterkte van de konstruktie. Voor het geval van de knooppunten van het stalen vakwerk is er al voldoende ervaring opgedaan bij voorgaande projekten.

Bij de vervaardiging van gelijkde balken en staven spelen de afmetingen een belangrijke rol. In het geval van de gelamineerde hoofdligger (HH1 hoogte: 1,2 m) is het de vraag of er schaafmachines en persen aanwezig zijn die dergelijke ligger afmetingen aankunnen. Verder is er een gebrek aan ervaring met gelijkde loofhout elementen.

Bij de uitvoering van de I-profiel hoofdligger (HS1) zullen eventuele fouten gemaakt tijdens de uitvoering de sterkte van de konstruktie niet wezenlijk beïnvloeden.

In de tabel 4.6 is de beoordeling van elk alternatief te zien.

TABEL 4.6 Beoordeling alternatieven v/h hellend gedeelte

variant	HH1	HH2	HH3	HS1	HS2
aspect	:				
technische uitvoer- baarheid	--	0	-	++	+
onderhoudsgevoel- igheid	0	--	-	++	-
++ = zeer goed - = matig 0 = redelijk + = goed -- = slecht					

Wat de onderhoudsgevoeligheid van de alternatieven (kriterium 3) betreft geldt, dat naarmate de afmetingen van de elementen groter zijn, de afname in kwaliteit van de konstruktie bij gebrek aan onderhoud, kleiner is. Voor de alternatieven waarbij staal is toegepast geldt dit in mindere mate. In de tabel 4.6 is de beoordeling van elk alternatief te zien.

4.8.2 Het gekozen alternatief voor het hellend gedeelte.

Voor hellend deel is het op grond van de jaarlijkse kosten een keus tussen de alternatieven HH2, HH3 en HS2. Deze alternatieven scoren wat betreft technische uitvoerbaarheid respectievelijk redelijk, matig en goed en zijn respectievelijk slecht, matig en matig wat betreft onderhoudsgevoeligheid.

Aangezien er weinig ervaring is met gelijmde loofhout konstrukties is het niet verstandig om nu voor dit zwaar belaste onderdeel de uitvoering van alternatief HH3 te kiezen en bovendien zijn de gevolgen bij aanvaring voor dit alternatief groter. Hoewel dit alternatief theoretisch minder onderhoudsgevoelig is en het onderhoud van infrastructuur in Suriname vaak slecht is zou vanwege dit zelfde bij eventuele kinderziektes te laat ingegrepen kunnen worden wat bij dit onderdeel van de konstruktie ingrijpendere gevolgen zou kunnen hebben.

De afhankelijkheid van import van staal, onder de heersende economische omstandigheden, is in het nadeel voor alternatief HS2.

Er wordt dus gekozen voor de uitvoering als alternatief HH2 (zie fig 4.11 en bijlage 8 fig 1).

4.9 Keuze van het alternatief voor het drijvend gedeelte

De keuze uit de alternatieven voor het drijvend gedeelte vindt plaats aan de hand van de kriteria van par 4.1.2.

4.9.1 Beoordeling van de alternatieven voor het drijvend gedeelte

In tabel 4.7 is een overzicht te zien van deze jaarlijkse kosten (kriterium 1) voor elk alternatief van het drijvend gedeelte.

TABEL 4.7 jaarlijkse kosten (x Sf 1000) Drijvend gedeelte
jaarlijkse kosten (x Sf 1000)

rentevoet	5%	10%	15%	20%
alternatief				
DH	26,0	32,8	40,5	48,7
DS	37,3	50,0	64,1	79,0

Wat technische uitvoerbaarheid (kriterium 2) van de alternatieven betreft, hoeven voor de beide geen problemen verwacht te worden.

In de tabel 4.8 is de beoordeling van elk alternatief te zien.

TABEL 4.8 Beoordeling alternatieven v/h drijvend gedeelte

variant	DH	DS
aspekt	:	:
technische uitvoer- baarheid	++	++
onderhoudsgevoel- igheid	+	+

++ = zeer goed - = matig
+ = goed -- = slecht
0 = redelijk

In de tabel 4.8 is ook de beoordeling aan de hand de onderhoudsgevoeligheid (kriterium 3) van elk alternatief te zien.

4.9.2 Het gekozen alternatieven voor het drijvend gedeelte.

Voor de uitvoering van het drijvend deel wordt gezien de aanzienlijk geringere kosten voor alternatief DH gekozen (zie fig 4.28;30 en bijlage 8 fig 1).

5 Uitwerking van het landhoofd

In dit hoofdstuk wordt het landhoofd van de gekozen oplossing van steiger-konstruktie nader uitgewerkt. De fundering, de afmetingen en de wapening worden bepaald.

5.1 De randvoorwaarden en uitgangspunten die gelden voor het landhoofd

De randvoorwaarden zijn:

- zie par 4.5.1
- voor het hellend gedeelte zijn de definitieve afmetingen breedte: 5,75 m
- konstruktie-hoogte bij oplegging: 0,83 m

De uitgangspunten zijn:

- zie par 4.5.1
- er wordt per hoofligger een scharnier toegepast met een hoogte van 0,25 m.
- de draagkracht van de heipalen, is berekend met een veiligheid van 1,7 voor het puntdraagvermogen en 1,4 met betrekking tot kleef.

5.2 De vormgeving van het landhoofd van HH2

Het landhoofd zorgt voor een vaste plaats en hoogte, ten opzichte van NSP, van het dek van het hellend gedeelte. En verder voor de overdracht van de bovenbelasting aan de ondergrond. Ook moeten de scharnieren er aan bevestigd worden.

Om te zorgen voor die vaste plaats en hoogte moet het landhoofd zelf plaatsvast en rotatie-vrij zijn.

De vaste plaats, wordt gegarandeerd door een oeverlijn, ter plekke, die onder de optredende belastingen stabiel is. Daarom moet het landhoofd worden voorzien van een grondkerende wand.

Voor de bevestiging van de scharnieren en de overdracht van de belasting is een horizontale plaat nodig.

Het landhoofd ziet er dus L-vormig uit.

De vaste hoogte, ten opzichte van NSP, wordt bereikt door een goede fundering van het landhoofd. De fundering moet in staat zijn om de horizontale en verticale belastingen op te nemen. Doordat het landhoofd plaatsvast is, kan het maaiveld zakken ten opzichte ervan, door de verkeersbelasting (slappe lagen). Dit kan grotendeels voorkomen worden door toepassing van een horizontale betonnen stootplaat die aan één kant scharnierend op het landhoofd is opgelegd. Het L-vormig landhoofd moet dus worden voorzien van een opleghiel (zie fig 5.1).

5.3 De fundering van het landhoofd

Vanwege de slechte draagkracht van de grond kan niet op staal worden gefundeerd en moeten er dus funderingspalen worden toegepast.

Omdat de draagkrachtige laag zich op 39 m (36+3) onder het maaiveld bevindt, worden kleefpalen toegepast.

Er wordt gekozen voor betonnen heipalen, omdat houten palen minder goed bestand zijn tegen het water en de schommeling van de waterspiegel. Eenmaal geplaatst zijn funderingspalen minder goed bereikbaar voor vervanging dus is de duurzaamheid van belang.

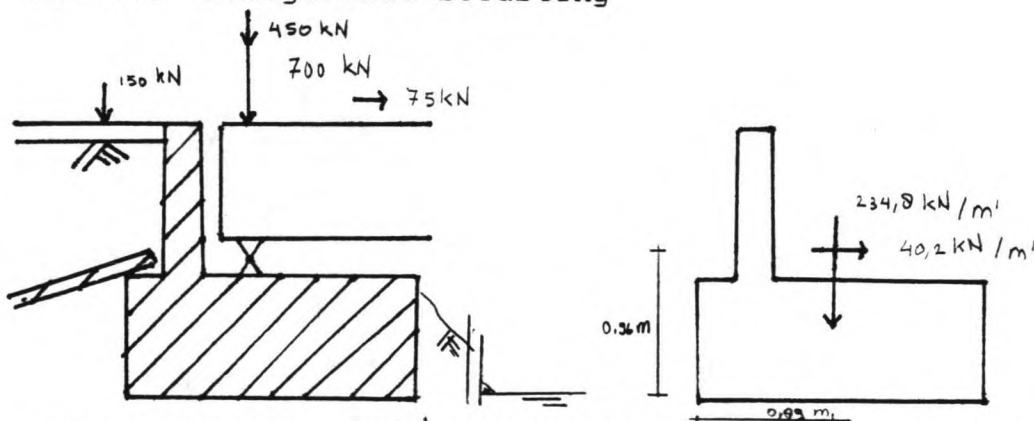
In tabel 5.1 is de draagkracht, in deze grond, van betonnen heipalen met gestandaardiseerde afmetingen weergegeven.

TABEL 5.1 Gestandaardiseerde betonnen heipalen

doorsnede (m) ϕ	max lengte (m)	draagkracht (kN)
0,35	22	100,5
0,40	25	145,6
0,42	26	165,0
0,45	27	192,2

Het maatgevende belastingsgeval treedt op als er een verdeelde belasting van 9 kN/m' op het hellend gedeelte staat en verder een ontwerp-wagen op het hellend gedeelte ter plekke van het landhoofd staat. Ook staat er één, op het emplacement, met zijn voor-as vlak voor het landhoofd. De horizontale remkracht van 75 kN moet ook in rekening worden gebracht (zie fig 5.1).

FIG 5.1 Maatgevende belasting



Dit resulteert, inclusief de eigengewichten, in een maximale horizontale kracht van 40 kN (gronddruk+remkracht) en een maximale verticale kracht van 235 kN per strekkende meter landhoofd, die door de palen moet worden gedragen.

De draagkracht per paal is gering.

Omdat er 5 oplegpunten zijn, worden er in de richting van de breedte, 6 rijen palen toegepast.

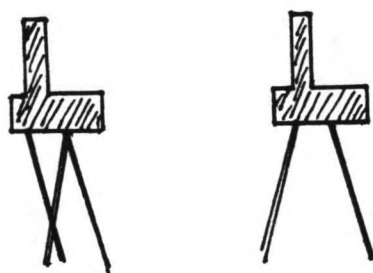
De horizontale is gericht in de richting van de rivier. Er moeten palen schoor worden geplaatst die beweging in die richting verhinderen (zie fig 5.2a). De remkracht H_{rem} kan ook in de andere richting werken ($12,5 \text{ kN/m'}$). In dat geval moet de reactie geleverd worden door palen onder een hoek in de andere richting, geholpen door de grond achter het landhoofd (zie fig 5.2b).

FIG 5.2 Richting palen



De palen kunnen per rij op twee manieren worden gegroepeerd. (zie fig 5.3).

FIG 5.3 Groepering van de funderingspalen



Er wordt gekozen voor de groepering van 3 palen per rij omdat
 - de fundering in dit geval minder zettingsgevoelig is ("hardpunt" onder oplegpunt hellend gedeelte).
 - hoewel er meer palen moeten worden geheid, de helling waaronder dat moet gebeuren veel kleiner is.
 Er worden 18 palen toegepast, met een doorsnede van $0,45 \text{ m}$ (zie bijlage 9).

5.4 De afmetingen van het landhoofd

Het landhoofd kan in twee onderdelen worden opgesplitst, de wanden en de horizontale plaat. In deze paragraaf worden de onderdelen gedimensioneerd.

5.4.1 De voor- en zij-wanden van het landhoofd

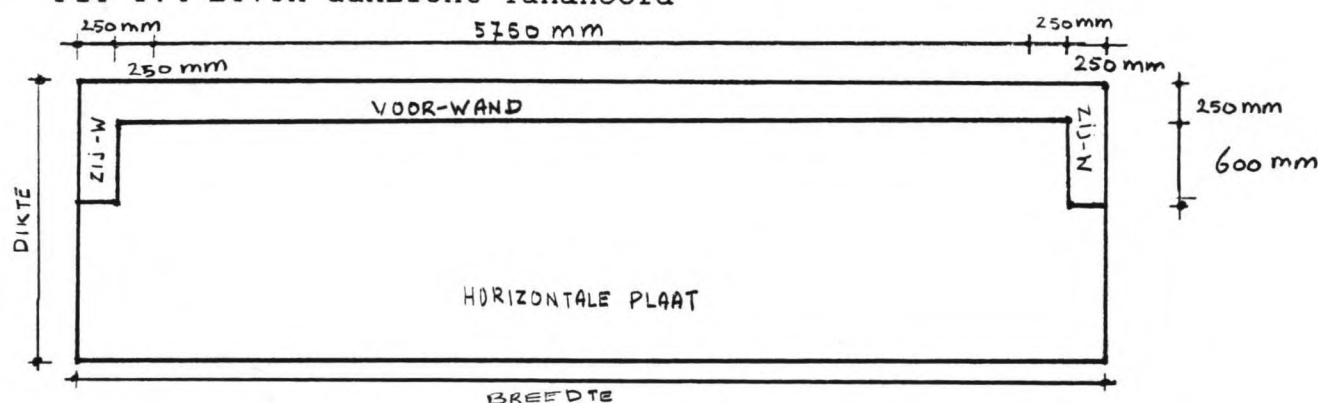
De wandhoogte wordt bepaald door de konstruktie-hoogte bij oplegging en de hoogte van het scharnier van alternatief HH2. De wand moet een hoogte hebben van 1,08 m (zie par 4.5.1). De minimale breedte wordt bepaald door de breedte van het hellend gedeelte (zie 4.4.2) en bedraagt inklusief een speling 0,5 m en de dikte van de zijwanden 6,75 m.

Door het optreden van zowel positieve als negatieve momenten, is een dubbel wapeningsnet noodzakelijk. In dat geval moet de wanddikte groter zijn dan 160 mm.

Om genoeg ruimte te hebben, om de scharnierende overgangsplaat aan de voorwand te bevestigen, wordt gekozen voor een wanddikte van 250 mm.

Voor de zij-wanden wordt de dikte en hoogte aangehouden. Voor de breedte wordt 0,85 m gekozen (zie fig 5.4)

FIG 5.4 Boven-aanzicht landhoofd



De wapening van de voor-wand wordt gedimensioneerd op de gronddruk, veroorzaakt door het eigen gewicht van de grond en de verharding en de wielbelasting van de wagen die voor het landhoofd staat (zie Bijlage 9).

Voor de dekking wordt 35 mm toegepast (agressief milieu + onzichtbaar).

De vertikalen in het voor en achter wapeningsnet (voor- en zij-wanden), worden uit praktische overwegingen uit één staaf gevormd ($\phi 8-150$ mm). De bevestiging van de wand aan de horizontale plaat vindt plaats, door de vertikalen door te trekken en ze te vlechten in de wapening van de horizontale plaat.

Voor de horizontale staven wordt $\phi 8-125$ mm toegepast.

Doormiddel van deze staven worden de voor- en zij-wanden gekopeld (zie bijlage 8 fig 5/6).

5.4.2 De horizontale plaat van het landhoofd

Het oppervlak van het grondvlak van de horizontale plaat moet groot genoeg zijn om de funderingspalen daaronder kwijt te kunnen in de gewenste groepering. Op grond hiervan wordt gekozen voor een dikte van 1,9 m. De breedte, van 6,75 m, die vereist is voor de wanden inklusief de speling maakt dit oppervlak groot genoeg.

Om een trekband in het beton te laten ontstaan wordt voor een hoogte van 0,8 m gekozen.

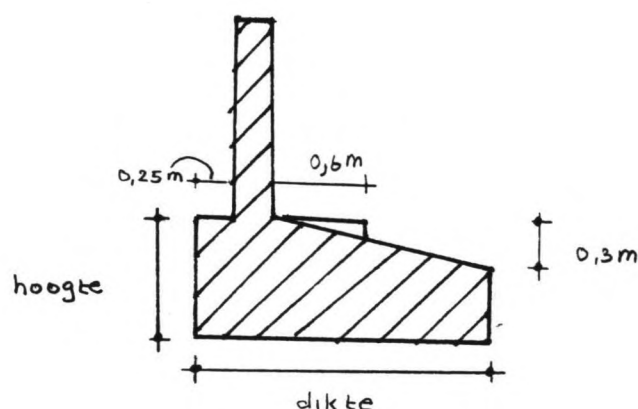
Deze vorm van de plaat, maakt dat de onderkant van het vakwerk van hellend gedeelte bij laag water dicht tegen de rand van het landhoofd aankomt, daarom wordt er in de dwarsdoorsnede een driehoek-vormig stuk met een basis van 1,4 m en een hoogte van 0,3 m verwijderd (zie fig 5.5) (nb ook in verband met de afwatering van het landhoofd).

De voorwand wordt zodanig geplaatst op de horizontale plaat, dat de opleghiel voor de stootplaat een breedte heeft van 0,25 m (zie fig 5.5).

Voor de wapening wordt gedimensioneerd, uitgaande van het zelfde belastingsgeval als bij de dimensionering van de palen (zie bijlage 9).

Er worden een onder- en bovennet toegepast. In de richting van de breedte worden staven $\phi 16-175$ mm toegepast. In de richting van de dikte worden staven $\phi 16-150$ mm toepast (zie bijlage 8 figs;6).

FIG 5.5 Het landhoofd



6 De remming-werken

In dit hoofdstuk worden de ontwerp-eisen geformuleerd en worden alternatieven ontwikkeld voor het remming-werk waarna uit deze alternatieven een keuze wordt gemaakt.

6.1 De doelstelling van het remming-werk

Het remming-werk dient om te zorgen voor het:

- beschermen van de steiger konstruktie tegen scheepsstoten
- afremmen van de veerboot
- op de plaats houden van de afgemeerde veerboot

6.2 De randvoorwaarden voor het ontwerp van het remming-werk

De randvoorwaarden die het ontwerp mede bepalen zijn:

- Dekhoogte 1,5 m
Op deze hoogte bevindt zich het stootpunt.
- LLW -1,20 NSP
- HHW +1,90 NSP

6.3 De uitgangspunten voor het ontwerp van het remming-werk

De uitgangspunten met betrekking op het ontwerp zijn:

- aan weerszijden van het drijvend gedeelte van de steiger-konstruktie worden twee paar remming-werken, kops en zijdelings geplaatst van de aan te leggen veerboot (zie bijlage nr 8 fig 1)
- maximale afstand van de veerboot tot het drijvend gedeelte is
- in geval van uitval van één van de nieuwe veerboten moeten de oude van het type zij-lader (na voorzien te zijn van kleppen) ook ingezet kunnen worden. Hierom en ook omdat de veerboot in de aanlegpositie loodrecht op de oversteekrichting staat wordt afgezien van de bij Roll-on/Roll-off boten vaak toegepaste fuik-systeem.
- de breedte van grootste van de oude veerboten bedraagt 14 m

Voor de veerboot

- $C_m = 1,1$
 - $C_k = 1$
 - $C_s = 1$
 - $v = 0,6 \text{ m/s}$ (zie bijlage nr 8 fig 4)
(De maximale stroomsnelheid treedt op in de vaargeul, ter plekke van de konstruktie zal deze aanzienlijk lager zijn)
 - het zwaartepunt ligt in het midden van het schip.
grond
- $\phi = 25^\circ$

$$\gamma = 18 \text{ kN/m}^3$$

De waarde van ϕ is aangenomen omdat de werkelijke waarde niet bekend is. Wel is zeker dat de grondslag goed genoeg is voor de toepassing van meerpalen omdat die bij de huidige oeverkonstruktie toen ze nog in goede staat verkeerden wel goed funktioneerden.

- bodem -3,44 NSP

6.4 Het programma van eisen voor het ontwerp van het remming-werk

Voor de meerstoelen aan de kopsekant van de veerboot moeten voldoen aan de volgende eisen:

De afstand tussen de meerstoelen die het drijvende dek beschermen tegen scheepsstoten dient minimaal 8,2 m en maximaal 12 m te zijn.

De maximaal toelaatbare uitbuiging bedraagt 1 m.

De afstand tussen het drijvende dek en de meerstoelen dient bij maximale uitbuiging van de meerstoel, door scheepsbelasting, minimaal 0,7 m te bedragen.

De meerstoelen aan de zijkant van de veerboot moeten voldoen aan de volgende eisen:

De afstand tussen de meerstoelen die de boot zijdelings moeten opvangen bedraagt 18 m (0,4.L).

De maximale uitbuiging bedraagt 1 m.

De afstand tussen het drijvend gedeelte en de dichtst bijzijnde meerstoel bedraagt 14 m.

De maximaal op te nemen energie per meerstoel bedraagt 78,408 kNm

Voor het wrijfbord gelden de volgende eisen:

afmetingen wrijfborden

bovenkant +3,50 NSP

onderkant +0,20 NSP

6.5 De ontwikkelde alternatieven voor het remming-werk

Er zijn 2 alternatieven ontwikkeld voor de meerpalen. Een alternatief met houten palen en één met stalen palen. De berekeningen zijn te vinden in bijlage nr 4.

Als eerste een alternatief met volledig houten palen. En als tweede een alternatief met stalen palen omdat er op de lucht/water grens bij houten palen aantasting van het materiaal plaats vindt.

Alternatief 1: Houten palen

aantal: 6

materiaal: groenhart

groepering: 3 palen voor en 3 achter h.o.h. afstand 620 mm.
 paal afmeting: 400 x 400 mm
 paalpunt: -12,21 NSP
 paaltop : +3,90 m NSP
 geschatte levensduur 15 jaar
 (zie fig 6.1; Bijlage 5 fig 1)

Alternatief 2: Stalen buisprofielen

aantal: 4
 materiaal: boven Fe 360
 onder Fe 510
 groepering: twee voor en twee achter
 h.o.h. afstand 1043 mm
 afmetingen: boven diameter 457,0 mm; dikte 20,0 mm
 onder diameter 457,0 mm; dikte 40 mm
 paalpunt: -13,89 m NSP
 las: -2,45 m NSP
 paaltop: +3,90 m NSP
 (zie Bijlage 4 fig 6)

6.6 Het gekozen remming-werk alternatief

Er wordt gekozen voor de uitvoering als alternatief HR van wege de veel lagere kosten en de goede score wat betreft de criterium technische uitvoerbaarheid. Dit ondanks de matige score wat betreft onderhouds-gevoeligheid (zie tabellen 6.1 en 6.2).

TABEL 6.1 jaarlijkse kosten (x Sf 1000)

rentevoet	5%	10%	15%	20%
alternatief				
HR	33,2	51,9	73,0	95,2
SR	128,6	210,4	301,6	396,9

TABEL 6.2 Beoordeling remming-werk alternatieven

variant	HR	SR
aspekt	:	
technische uitvoer-	+	0
baarheid	:	
onderhoudsgevoel-	-	+
igheid	:	

+ = goed
 0 = redelijk
 - = matig

6.7 Het wrijfbord

De veerboten zijn voorzien van berghout waardoor de breedte van het wrijfbord voornamelijk bepaald wordt door de onderlinge afstand van de uiterste meerpalen. in het geval van houten meerpalen kan het wrijfhout doormiddel van schroefbouten op de palen worden bevestigd. Bij de stalen buis profielen bestaat het uit verticale houten elementen die via staalprofielen op de meerpalen zijn bevestigd.

Afmetingen:

breedte wrijfbord: 1,65 m

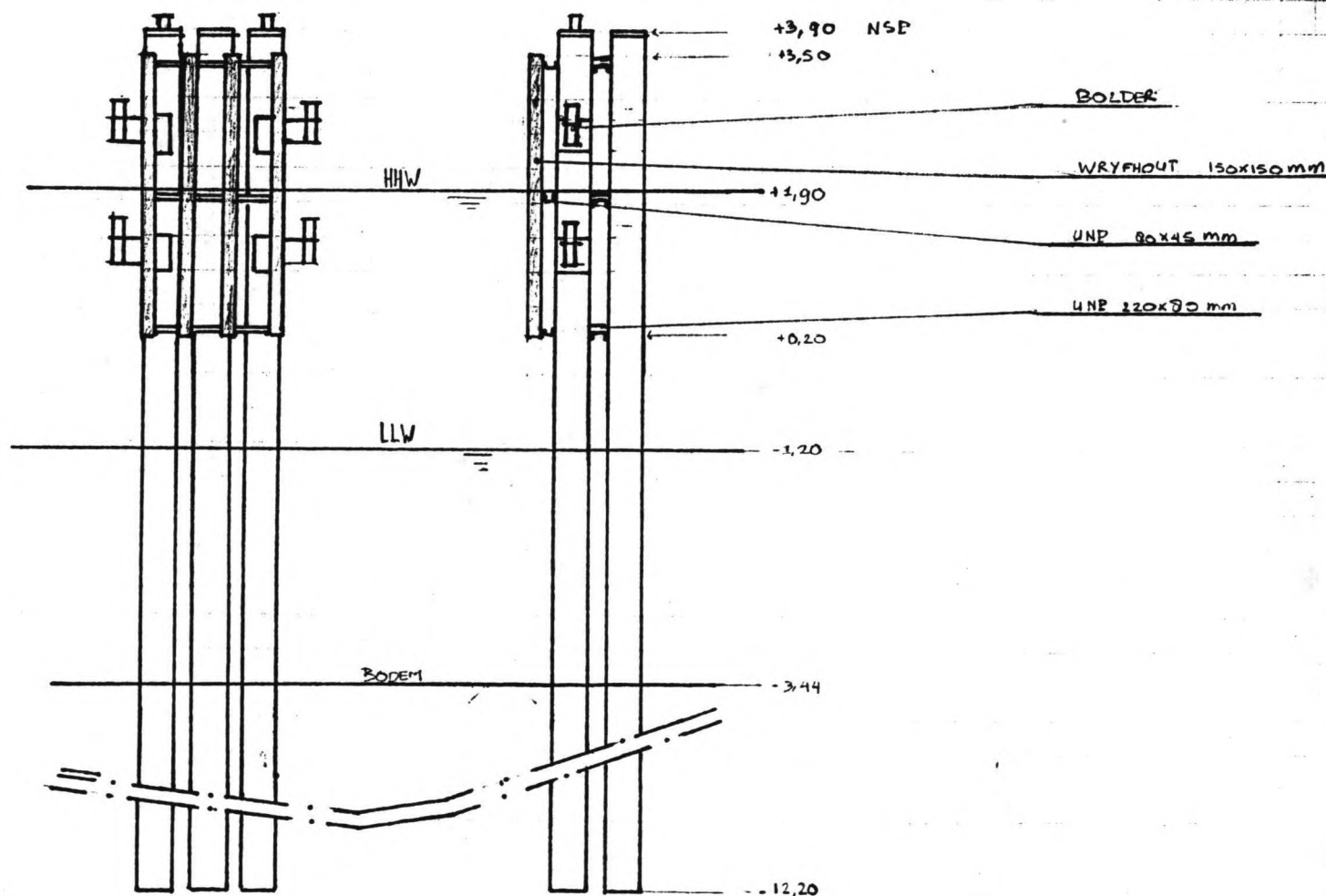
aantal regels: 4 h.o.h. 500 mm

afmeting wrijfhout: 150 x 150 mm

lengte wrijfhout: 3,30 m

(zie fig 6.1)

FIG 6.1 Houten remmingwerk



7 De exploitatie van de veerverbinding

In dit hoofdstuk wordt een kosten en baten analyse gemaakt van de gekozen oplossing. Ook wordt er gekeken naar wat er moet gebeuren met de huidige tarieven om de Netto Kontante waarde van het projekt gelijk aan nul te krijgen als het verkeersaanbod volgens de pessimistische prognose verloopt. Dit om na te gaan als de in Rapport 1 (blz 20) geformuleerde doelstelling betreffende de kosten voor de gebruikers wordt gehaald.

7.1 De kosten van het gekozen alternatief

In tabel zijn de globale investesterings- en onderhoudskosten van het gekozen alternatief weergegeven. Voor beide steiger-konstrukties samen zijn de investeringskosten ongeveer Sf 2.970.000+Nf 207.000 en de exploitatie kosten Sf 8.700+Nf 10.700 per jaar (zie bijlagen 1,3,5 en tabellen 7.1 en 7.2). Bij de investeringskosten voor de steiger is aangenomen dat 25% van het bedrag bestaat uit bijkomende kosten voor de posten winst 10%, verzekering 2%, onvoorzien 8% en risico 5%. Voor de aanschaf van de veerbotten moet Nf 4 miljoen worden gerekend en voor de exploitatie-kosten Sf 200.000 + Nf 200.000 (brandstof). [Rapport 1 blz 76]

TABEL 7.1 Globale kosten per steiger

onderdeel	investeringskosten	onderhoudskosten
Emplacement:		
bestrating	Sf 107.120	
Landhoofd:		
1.beton	Sf 15.947	
2.heipalen	Sf 11.263	
3.heiwerk	Sf 38.850	
Hellend gedeelte:		
1.hoofdkonstruktie	Sf 175.000	Sf 1.275+Nf 1.800
2.(slijtlaag+ stootrand)	Sf 30.000	Sf 130+Nf 183
Drijvend gedeelte:		
1.hoofdkonstruktie	Sf 167000	Sf 1.963+Nf 1.393
2.de rest (dek+ slijtlaag+ vangrail+ pontons)	Sf 101.000+Nf 74.060	Sf 553+Nf 1.239
Remmingwerk		
1.wrijfborden	Sf 11.520	Sf 52+Nf 74
2.verbindings- elementen	Nf 3.640	Sf 37+Nf 218
3.palen	Sf 456.320	Sf 325+Nf 458
sub totaal	[Sf 1.114.020+Nf 77.700]	(Sf 4.335+Nf 5.365)

NB 2 steigers :

Invest. Kosten van Tabel 7.1 = 75% van de kosten voor 1 steiger

Totale Invest. kosten = $2 \times (4/3 \text{ Invest. Kosten van Tabel 7.1})$

TABEL 7.2 globale kosten voor het gekozen alternatief

	Invest.kosten	:	Jaarlijkse kosten
steigers:	Sf 2.970.000+	Nf 207.000!	Sf 8.700+Nf 10.700
veerbotten:		Nf 4.000.000!	Sf 200.000+Nf 200.000
tot.kosten	Sf 2.970.000+Nf 4.207.000!		Sf 209.000+Nf 211.000

7.2 De kontante waarde van de kosten

Voor de diskonteringspercentages 5, 10 en 15 is de kontante waarde van de kosten berekend in deels lokale valuta en in Nederlandse valuta. Deze waarden zijn weergegeven in tabel 7.3 (zie bijlage 7).

TABEL 7.3 Kontante waarde van de kosten

diskonteringsperc.	Kontante waarde van de kosten
5%	Sf 5.584.000+Nf 7.148.000
10%	Sf 4.762.000+Nf 6.016.000
15%	Sf 4.165.000+Nf 5.413.000

7.3 De kontante waarde van de baten

De kontante waarde van de baten voor verschillende diskonteringspercentages zijn te zien in tabel 7.4. Daar bij wordt gebruik gemaakt van de term "overzettarief". Dit is het bedrag dat voor een p.a.e., 4 personen en 0,9 ton vracht betaald moet worden. De 4 personen en 0,9 ton vracht zijn de gemiddelde waarden per p.a.e. uitgaande van het pessimistische verkeersaanbod in het geval van een veerverbinding (zie rapport 1 en bijlage 7 tabel 3).

TABEL 7.4 Kontante waarde van de baten

diskonteringsperc	Kontante waarde van de baten
5%	9.272.292,3 x "overzettarief"
10%	4.864.312,6 x "overzettarief"
15%	2.957.194,5 x "overzettarief"

7.4 Het "overzettarief"

Het "overzettarief" waarbij de Netto Kontante Waarde gelijk is aan nul is voor verschillende diskonteringspercentages (5%, 10%, 15%) en wisselkoersen voor de de Nederlandse gulden. Achtereenvolgens de zwarte markt koers (1:7), een midden koers (1:3,5) en de officiële koers (1:1) [zie tabel 7.5 en bijlage 7].

Het huidige "overzettarief" is Sf 4,62 uitgaande van cijfers van 1989 toen het gemiddelde aantal betalende passagiers en hoeveelheid vracht per p.a.e. respectievelijk 3,33 en 0,83 waren (zie bijlage 7 tabel 3).

Er wordt op grond van de huidige stand van de economie gekozen voor een "overzettarief" van Sf 9,72 wat bij een gelijk blijvende verdeel sleutel neer komt op een verdubbeling van al de tarieven.

TABEL 7.5 Het "overzettarief in Sf"

diskonteringsperc	wisselkoers 1:1	wisselkoers 1:3,5	wisselkoers 1:7
5%	1,37	3,30	5,99
10%	2,22	5,31	9,64
15%	3,24	7,82	14,22

8 KONKLUSIES EN AANBEVELINGEN

8.1 Konklusies

De lokatie van de nieuwe oeverkonstruktie, is op de plaats van de tweede in slechte staat verkerende algemene steiger, die weinig gebruikt wordt.

Het emplacement moet zorgen voor de scheiding van de verkeersstromen. Voor aankomend verkeer, wordt daarom een bromfietspad langs de Oost-westverbinding aangelegd met een lengte van 140 m.

De maximale afstand begin tussen stopstreep en het landhoofd is 30 m in verband met de te halen maximale overzet capaciteit.

Het landhoofd is van gewapend beton en rust op 4 betonnen heipalen. De boven kant is op + 3,90 m NSP.

Er is gekozen voor de uitvoering van het hellend gedeelte, lengte 31,25 m, in hout. Als vakwerk-konstruktie met een bovenvloer bestaande uit 5 vakwerken h.o.h. afstand 1250 mm. De onder- en bovenrand van de vakwerken bestaan uit 4 staven van 80 x 230 mm.

Het dek drijvend gedeelte is van hout en 25 m lang en 18 m breed en wordt door langsliggers ondersteund. Deze langsliggers rusten via oplegbalken op een uit stijlen en regels bestaande konstruktie, die op de de ponton bodem rust. De steiger-konstruktie wordt uitgevoerd in de houtsoort Surinaams Groenhart

De steigerkonstruktie wordt aan weerszijden beschermd door 2 remming-werken en de boot wordt bij aanleggen steeds door 2 remming-werken van hout afgeremd.

De veerboten zijn van het type Roll-on/Roll-off en moeten een laadkapaciteit hebben van ongeveer 30 p.a.e.. De vereiste snelheid bedraagt 18 km/u (de normale trage boten).

De investeringskosten bedragen Sf 2,97 miljoen en Nf 4,2 miljoen.

De tarieven moeten verdubbeld worden als de toename van het verkeersaanbod volgens de pessimistische prognose verloopt.

8.2 Aanbevelingen

- Bij de aanpak van het probleem is uitgegaan van verouderde en afgeleide gegevens. Mocht dit onderzoek worden gebruikt als leidraad voor de uitvoering dan dienen berekeningen en ramingen opnieuw te worden verricht met recenter verzamelde gegevens en met gegevens verkregen uit ter plekke gedaan nader grondonderzoek en direkte metingen (verkeerstellingen).
- Als het nog niet het geval is moet er nader onderzoek worden verricht naar de mogelijkheid van gelijkde loofhout liggers en moet de produktie van liggers met grote afmetingen mogelijk worden gemaakt.

- Het is verder van belang dat als men de geplande levensduur en gewenste kwaliteit van de geleverde dienst wil halen er regelmatig onderhoud gepleegd dient te worden. De mogelijkheid zou bekeken kunnen worden om een speciale organisatie op te zetten die zich belast met het onderhoud van "voor Paramaribo niet direkt in het blikveld vallende infrastrukturele werken".

- Bij de aanpak van het probleem is er niet gekeken naar de mogelijkheid van het besparen van kosten door de aanschaf van gebruikte boten of een oude brug die mogelijkheden zullen in de praktijk situatie ook bekeken moeten worden.

Door de beperkte beschikbaarheid aan deviezen zou ook naar de mogelijkheid gekeken moeten worden naar een gefaseerde aanschaf van de veerboten(i.v.m. de benodigde laadkapaciteit).

9 NABESCHOUWING

In dit hoofdstuk wordt het afstudeerproject geëvalueerd. De gevolgde methodiek is sterk afhankelijk geweest van de beschikbaarheid van gegevens. Er wordt aangegeven wat er anders gedaan zou moeten worden, hoe dat zou moeten en wat er tussentijds in Suriname verandert is.

9.1 Afwijkingen van methodiek en uitgangspunten

9.1.1 Kosten

Bij het ontwerpen is uitgegaan van de situatie aan de Boskamp-zijde. Bij het berekenen van de kosten voor de steiger-konstrukties worden de kosten voor de Boskamp steiger verdubbeld. Dit is gedaan omdat er geen gegevens bekend waren van de bodemligging ter plekke van de gekozen lokatie aan de Jennny-zijde (plaats algemene steiger). Als deze gegevens bekend waren geweest zou dit misschien tot een iets langere steiger-konstruktie geleid hebben. Bij toepassing van dezelfde methodiek zou dan beter van deze steiger worden uitgegaan. Het beste is natuurlijk voor beide steigers afzonderlijk de kosten te berekenen.

9.1.2 Belastingsklasse

De gehanteerde belastingsklasse 45 leidt in de Surinaamse situatie tot een overdimensionering van de konstruktie. Het zou beter zijn geweest om de steigers te ontwerpen op het zwaarste werkelijk te verwachten voertuig.

9.1.3 Hellingspercentage

Er is besloten af te wijken van de in rapport 1 gestelde eis, voor het maximaal optredende hellingspercentage van 7% , om de brug bruglengte te beperken. Deze afwijking heeft niet zulke grote gevolgen voor het auto-verkeer. Het is alleen lastiger voor oplopende passagiers met zware tassen en bromfietsen. Het looppad zou met een flauwere helling gekonstrueerd kunnen worden met weliswaar een iets abruptere overgang bij de overgang van het hellend deel naar het drijvend dek (looppad hellend t.o.v. van rijdek).

9.1.4 Fundering van het op landhoofd kleefpalen

Bij de fundering van het landhoofd zijn kleefpalen toegepast. Hoewel de belastingen veel kleiner zijn, dan in het geval van de brug over de Nickerierivier (hefbrug) , moet bij toepassing van deze methode zeer zorgvuldig

worden gewerkt, omdat in boven genoemde geval toepassing geleid heeft tot ongewenste zettingen.

9.1.5 De meerpalen

De inheiddiepte van de meerpalen zou in werkelijke situatie onvoldoende kunnen blijken omdat niet genoeg grondgegevens beschikbaar waren. Er zijn voor de berekening enkele aannamen gedaan.

9.1.6 Niet meegenomen alternatieven " tweedehands" bruggen en veerboten.

In de praktijk van de niet-geindustrialiseerde wereld is het waarschijnlijk dat er voor een oplossing wordt gekozen waarbij afgeschreven of overkomplete bruggen en veerboten uit de geindustrialiseerde wereld worden toegepast. Het was dus beter geweest als deze alternatieven ook in de vóór-studie betrokken waren.

9.2 Ontwikkelingen zoals die zich in de tussentijd hebben voorgedaan.

De bestuurlijke situatie van het land, is sinds de start van het afstudeerproject verandert. Het binnenland is beperkt toegankelijk geworden, waardoor er onvoldoende hout aanvoer is. Heel veel hout wordt daarom uit Guyana geïmporteerd. Uitgaande van deze situatie zou bij de keuze van het steiger-alternatief, misschien een heel ander alternatief het voordeligst zijn geweest, omdat het hout nu óók met harde valuta betaald moet worden. Verder is de veerboot Matapica gekaapt geweest door één van de in het binnenland actieve gewapende groeperingen, en is daarbij dusdanig beschadigd dat het tot op heden niet ingezet kan worden. De dienst wordt nu onderhouden door een veerboot met een nog kleinere capaciteit, wat tot lange wachttijden en in enkele gevallen tot extreem hoge overzet tarieven geleid heeft. Ook hebben enkele particuliere ondernemers (Hernick) een veerboot aangeschaft, maar die kan niet ingezet worden omdat men onder andere de verhuurprijs veel te hoog vindt.

9.3 Toekomstige ontwikkelingen

Binnenkort wordt er onderzocht of één van de oude bruggen over de Maas nog in een staat verkeert die het toelaat dat het bij Coppename toegepast kan worden. Zeer waarschijnlijk zullen alleen de demontage en transport kosten naar Suriname door de Nederlandse overheid in rekening gebracht worden.

Biilage nr 1

Raming van het te verharden
emplacements oppervlak

Emplacement Boskamp

benodigd wegdek:

Afstand landhoofd tot O-wverbinding: 112 m

oprit

lengte 15 m

breedte bij landhoofd: 3 m

breedte aan eind van de rijweg: 6 m

oppervlak: $15.3 + \frac{1}{2}.15.3 = 67,5 \text{ m}^2$

oplooppad

lengte: 20 m

breedte: 2 m

oppervlak: 40 m²

aflooppad

lengte: 15 m

breedte: 2 m

oppervlak: 30 m²

rijweg aankomend verkeer

rijwielpad:

lengte 140 m

breedte: 1,5 m

Begint langs de Oost-westverbinding op 190 m en eindigt 20 m van het landhoofd af.

oppervlak: $140 \times 1,5 = 210 \text{ m}^2$

stallingsruimte rijwielen: 24 m²

auto verkeer

Rijweg van oprit tot de "einde" Oost-west verbinding.

Lengte: $112 - 15 = 97 \text{ m}$

breedte: 9 m

Oppervlak $97 \times 9 = 873 \text{ m}^2$

parkeren 80 m²

totaal benodigde oppervlak: 1325 m²

aanwezige bruikbare wegdek

rijweg aankomend verkeer

lengte: 82 m

breedte: 3,6 m

oppervlak: $82 \times 3,60 = 295 \text{ m}^2$

aan te leggen oppervlak: $1325 - (295) = 1030 \text{ m}^2$

Aangenomen wordt dat er aan de Jenny-zijde ongeveer verharding nodig is.

Kosten

prijs per m² Sf 104 (inklusief arbeid)

$1030 \times 104 = \text{Sf } 107.120$

Biilage nr 2

Berekeningen steiger-
konstruktie

A. Hellend deel in hout

Rijbaan breedte 3 m
Voetpad breedte 2 m

Uitleg gevolve berekeningsmethodiek

De berekening naar VOSB 1963

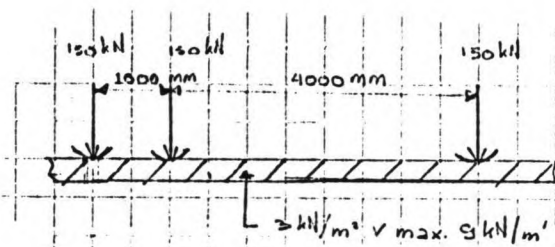
Belastingklasse 45

Dit houdt in dat er over de rijbaan een verdeelde belasting van 3 kN/m² wordt aangenomen, met een maximum van 9 kN/m' per rijstrook.

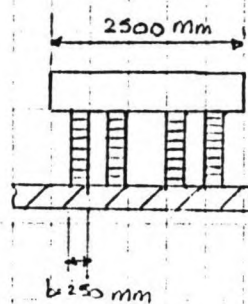
Verder wordt er een wagen aangenomen met asdrukken 3 x 150 kN verdeelt over 4 wielen per as (zie B2 fig 1).

Voor het looppad wordt eveneens een belasting van 3 kN/m² aangehouden.

B2 Fig 1



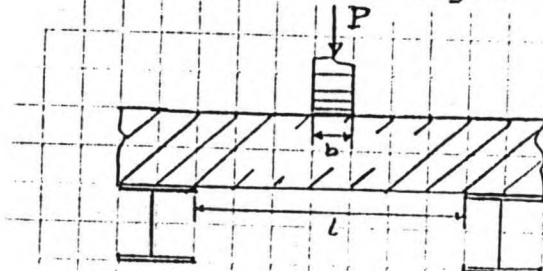
KLASSE 45



Voor houtdekken geldt dat onder de wiel belasting de doorbuiging kleiner moet zijn dan $1/1400 \cdot l$ (VOSB Art. 80-2) Per wiel is de belasting $150/4 = 37,5$ kN Waarbij l de lengte is van de overspanning van het dek tussen de opleggingen.

Het optredende moment in het houtdek is $M = 1/8 \cdot P \cdot (2l - b)$ (VOSB Art 38-2) waarbij b de kleinste van de waarden is van de breedte van het wiel of de plankbreedte (zie B2 fig 2).

B2 fig 2



P = wioldruk

l = afstand tussen flenzen

b = breedte loopvalk (wiel)

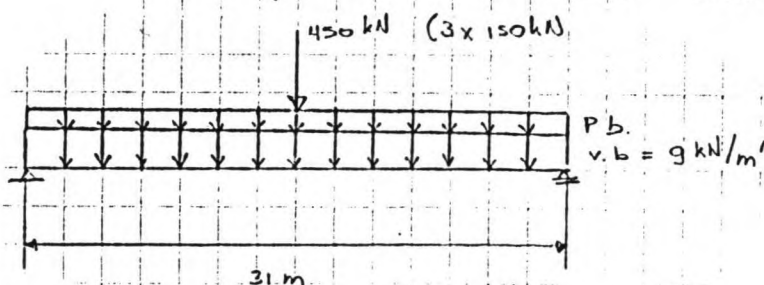
$$M = 1/8 \cdot P \cdot (2l - b)$$

$$\max = 1/1400$$

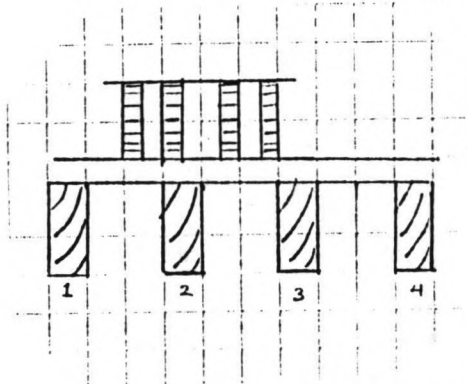
De hoofdligger wordt berekend door

1. per hoofdligger de permanente belasting te nemen huv M1 en M2 (tgw verdeelde belasting van 3 kN/m² [---> 9 kN/m'] (zie B2 fig 3).

B3 fig 3 Belasting rij-strook



2. per hoofdligger het moment veroorzaakt door de wagen van 2,5 m te berekenen. Hierbij moet worden aangenomen dat de wagen alleen gedragen wordt tussen de hoofd liggers waartussen het valt(zie B2 fig 4). Huv M3.

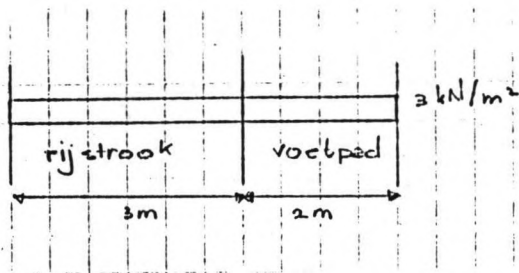


B2 fig 4

aanname: wagen wordt gedragen door hoofdliggers 1,2 en 3

3. Per hoofdligger het moment te nemen veroorzaakt door de verdeelde belasting op de loopstrook van eveneens 3 kN/m^2 [$\rightarrow 6 \text{ kN/m}$] (zie B2 fig 5). (M4).

B2 Fig 5



Belasting hellend gedeelte (dwarsdoorsnede)

A1 Gelamineerde hoofdligger (globale dimensionering)

Hoofdafmetingen

Afstand steunpunten : 31000 mm h.o.h.
Afstand hoofdliggers : 715 mm "

Konstruktie

Slijtlaag : 33x145 mm (hxb)
Dek : vertikaal gelamineerd, planken hoog 95 mm
Hoofdliggers : vollwandliggers, midden doorsnede 1200x270 mm
Houtsoort : Surinaams Groenhart
 $E = 20000 \text{ N/mm}^2$
 $\bar{Z} = 25 \text{ N/mm}^2$
 $\gamma = 11000 \text{ N/m}^3$ (zie fig 4.8)

Belasting

Zie : Uitleg gevolgde berekeningsmethodiek

Berekening

Zie : Uitleg gevolgde berekeningsmethodiek

Berekening dekplanken

Afmetingen : 95x500 mm, meewerkende breedte is gekozen
Overspanning : $l = 715 - 270 = 445 \text{ mm}$ (zie fig b2 fig 2)

1. Doorbuiging

Doorbuigingseis: $\bar{\delta} = 1/1400 \cdot l = 0,32 \text{ mm}$

De doorbuiging bedraagt:

$$\delta_{\text{optr}} = P \cdot l^3 / (48 \cdot E \cdot I) = 0,19 \text{ mm}$$

$$P = 75000 \text{ N}$$

$$E = 20.000 \text{ N/mm}^2$$

$$I = 1/12 \cdot b \cdot h^3 = 35723958 \text{ mm}^4$$

2. Spanningen

$$\bar{Z} = 25 \text{ N/mm}^2$$

$$M = 1/8 \cdot P \cdot (2l - b') = 3,66 \cdot 10^6 \text{ Nmm}$$

$$b' = 500 \text{ mm (2 wielen)}$$

$$W = 1/6 \cdot b \cdot h^2 = 752083 \text{ mm}^3$$

$$\Delta_{\text{optr}} = M/W = 4,87 \text{ N/mm}^2$$

*ah dit thing is
waarm de mit
nat vnde mit elken
de la/l/l/l/l*

dit is toch by overspanning in de munt.

Berekening hoofdligger

Afmetingen : 1200x270 mm

Overspanning: 31000 mm

1. Eigengewicht

Moment t.g.v. eigengewichten

$$\text{balk} = 270 \times 1200 \times 11000 \times 10^{-9} = 3,56 \text{ N/mm}$$

$$\text{dek} = 715 \times 138 \times 11000 \times 10^{-9} = 1,09 \text{ "}$$

$$\text{v.b.m.} = 715 \times 0,4 \times 10^{-9} = 0,29 \text{ "}$$
$$\underline{\underline{4,94 \text{ N/mm}}}$$

$$M1 = 1/8 \times 4,94 \times 31000^2 = 593,4 \times 10^6 \text{ Nmm}$$

2. Verkeerslasten

Momenten t.g.v. verkeerslasten rijstrook:
verdeelde belasting

$$M2 = 1/8 \times 0,009/8 \times 31000^2 = 135 \times 10^6 \text{ Nmm}$$

wagen:

De wagen wordt gedragen door 5 van de hoofdliggers

$$M3 = 1/5 \times 1/4 \times 450000 \times 31000 = 679,5 \times 10^6 \text{ Nmm}$$

voetpad:

$$M4 = 1/8 \times 0,006/8 \times 31000^2 = 90 \times 10^6 \text{ Nmm}$$

3. Spanningen

$$M_{\text{tot}} = M1 + M2 + M3 + M4 = 1515,9 \times 10^6 \text{ Nmm}$$

$$W = 1/6 \cdot b \cdot h^2 = 64,8 \times 10^6 \text{ mm}$$

$$\sigma_{\text{optr}} = M/W = 23,4 \text{ N/mm}^2$$

4. Oplegreactie

hoofdliggers	$1/2 \times 8 \times 31 \times 3,56$	= 441,4 kN
rijdek	$1/2 \times 5/0,715 \times 31 \times 1,09$	= 118,1 kN
v.b.m.	$1/2 \times 5/0,715 \times 31 \times 0,29$	= 31,4 kN
verkeer	$1/2 \times 5 \times 31 \times 3$	= 232,5 kN
totaal		823,4 kN

Notabene er is bij de verkeersbelasting alleen gerekend met de reactie veroorzaakt door de verdeelde belasting (deze is groter dan die veroorzaakt door de wagen).

Schuifspanning:

Bij oplegging 2 staven 600x270 mm

$$\tau_{\text{max}} = 3Q/2 \cdot b \cdot h = 3 \cdot 823 \cdot 10^3 / (2 \cdot 2 \cdot 270 \cdot 600) = 3,8 \text{ N/mm}^2 < \bar{\tau} = 22 \text{ N/mm}^2$$

A2 Houten vakwerk-konstruktie met bovenvloer

Hoofdafmetingen

Afstand steunpunten : 31000 mm h.o.h.
Afstand hoofdliggers : 1250 mm "
Afstand dwarsdragers : 1250 mm "
Afstand langsliggers : 600 mm "

Konstruktie

Slijtlaag: 33x145 mm (hxb)
Dek: 70x270 mm
Langsliggers: dubbel 170x120 mm
Dwarsdragers: 230x120 mm
Hoofdliggers: vakwerkliggers, (zie fig 4.11)
Houtsoort: Surinaams Groenhart
 $E = 20000 \text{ N/mm}^2$
 $\alpha = 25 \text{ N/mm}^2$
 $\gamma = 11000 \text{ N/m}^3$

Belasting

Zie : Uitleg gevolgdde berekeningsmethodiek

Berekening

Zie : Uitleg gevolgdde berekeningsmethodiek

Berekening dekplanken

Afmetingen : 70x270 mm
Overspanning : $l = 600 - 240 = 360 \text{ mm}$

- Doorbuiging
Doorbuigingseis: $\delta = 1/1400 * l = 0.26 \text{ mm}$
De doorbuiging bedraagt:
 $\delta_{optr} = P * l^3 / (48 * E * I) = 0.24 \text{ mm}$
 $P = 37500 \text{ N}$
 $E = 20.000 \text{ N/mm}^2$
 $I = 1/12 * b * h^3 = 7.717 * 10^6 \text{ mm}^4$
- Spanningen
 $\alpha = 25 \text{ N/mm}^2$
 $M = 1/8 * P' * (2l - b') = 2.2 * 10^6 \text{ Nmm}$
 $P' = 37500 \text{ N}$
 $b' = 250 \text{ mm}$
 $W = 1/6 * b * h^2 = 220.5 * 10^3 \text{ mm}^3$
 $\delta_{optr} = M/W = 10.0 \text{ N/mm}^2$

Berekening langsligger

Afmetingen : 170x120 mm
Overspanning : 1250 mm

- Eigengewicht
Momenten t.g.v. eigengewichten
dek $= (33 + 70) \times 300 \times 11000 \times 10^{-9} = 0.34 \text{ N/mm}$
langsl. $= 170 \times 120 \times 11000 \times 10^{-9} = 0.22 \text{ N/mm}$
 0.56 N/mm
 $M_1 = 1/8 \times 0.56 \times 1250^2 = 0.10 \times 10^6 \text{ Nmm}$

2. Verkeerslasten

Momenten t.g.v.verkeersbelasting:

Verdeelde belasting (3 kN/m²)

$$M_2 = 1/8 \times (0,5 \times 600 \times 0,003) \times 1250^2 = 0,29 \times 10^6 \text{ Nmm}$$

wagen

$$P = 75 \text{ kN (2 wielen)}$$

$$M_3 = 0,5 \times 1/4 \times 75000 \times 1250 = 11,70 \times 10^6 \text{ Nmm}$$

3. Spanningen

$$M_{\text{tot}} = 12,09 \times 10^6 \text{ Nmm}$$

$$W = 1/6 \cdot b \cdot h^2 = 578 \cdot 10^3 \text{ mm}^3$$

$$\sigma_{\text{optr}} = 20,92 \text{ N/mm}^2$$

Berekening dwarsdrager

Afmetingen : 230x120

Overspanning : 1250 mm

1. Eigengewicht

Momenten t.g.v. eigengewichten

$$\text{dek} = (33 + 70) \times 1250 \times 11000 \times 10^{-9} = 1,42 \text{ N/mm}$$

$$\text{langsl.} = 4 \times 170 \times 120 \times 1250 \times 11000 \times 10^{-9} / 1250 = 0,90 \text{ "}$$

$$\text{dwarsd.} = 230 \times 120 \times 11000 \times 10^{-9} = 0,30 \text{ "}$$

$$2,62 \text{ N/mm}$$

$$M_1 = 1/8 \times 2,62 \times 1250^2 = 0,51 \times 10^6 \text{ Nmm}$$

2. Verkeerslasten

Momenten t.g.v.verkeersbelasting:

Verdeelde belasting (3 kN/m²)

$$M_2 = 1/8 \times (1250 \times 0,003) \times 1250^2 = 0,73 \times 10^6 \text{ Nmm}$$

wagen

$$P = 75 \text{ kN (2 wielen)}$$

$$M_3 = 1/4 \times 75000 \times 1250 = 23,40 \times 10^6 \text{ Nmm}$$

3. Spanningen

$$M_{\text{tot}} = 24,64 \times 10^6 \text{ Nmm}$$

$$W = 1/6 \cdot b \cdot h^2 = 1058 \cdot 10^3 \text{ mm}^3$$

$$\sigma_{\text{optr}} = 23,26 \text{ N/mm}^2$$

Berekening hoofdligger

Afmetingen : staven, 230x80 mm

Overspanning : 31000 mm

1. Eigengewicht

Momenten t.g.v. eigengewichten

$$\text{dek} = (33 + 70) \times 1250 \times 11000 \times 10^{-9} = 1,42 \text{ N/mm}$$

$$\text{langsl.} = 4 \times 170 \times 120 \times 11000 \times 10^{-9} = 0,90 \text{ "}$$

$$\text{dwarsd.} = 25 \times 1250 \times 230 \times 120 \times 11000 \times 10^{-9} / 31000 = 0,30 \text{ "}$$

$$\text{vakwerkl.} = 2,50 \text{ "}$$

$$\text{v.b.m.} = 1250 \times 0,4 \times 10^{-9} = 0,5 \text{ "}$$

$$M1 = 1/8 \times 5,62 \times 31000^2 = 675 \times 10^6 \text{ Nmm}$$

2. Verkeerslasten

Momenten t.g.v. verkeerslasten rijstrook:
verdeelde belasting

$$M2 = 1/8 \times 9/5 \times 31000^2 = 216 \times 10^6 \text{ Nmm}$$

wagen

De wagen wordt door 3 hoofdliggers gedragen.

$$M3 = 1/3 \times 1/4 \times 450000 \times 31000 = 1162,5 \times 10^6 \text{ Nmm}$$

voetpad:

$$M4 = 1/8 \times 6/5 \times 31000^2 = 144,2 \times 10^6 \text{ Nmm}$$

3. Spanningen

$$M_{\text{tot}} = M1 + M2 + M3 + M4 = 2197,7 \times 10^6 \text{ Nmm}$$

$$\text{Normaalkracht} = M_{\text{tot}} / H\text{-ligger} = 1758160 \text{ N}$$

$$A = 4 \times 80 \times 230 = 73600 \text{ mm}^2$$

$$\sigma_{\text{optr}} = F/A = 23,9 \text{ N/mm}^2$$

4. Oplegreactie

rijdek	$1/2 \times 5/1,25 \times 31 \times 1,42$	=	88,0 kN
langsl.	$1/2 \times 5/1,25 \times 31 \times 0,90$	=	55,8 kN
dwarsd.	$1/2 \times 5/1,25 \times 31 \times 0,30$	=	18,6 kN
vakwerk	$1/2 \times 5 \times 31 \times 2,5$	=	193,8 kN
v.b.m.	$1/2 \times 5/1,25 \times 31 \times 0,5$	=	31,0 kN
verkeer	$1/2 \times 5 \times 31 \times 3$	=	<u>232,5 kN</u>
totaal			619,7 kN

Schuifspanning bij oplegging:

$$Q = 620 \text{ kN}$$

$$\text{Per ligger: } 620/5 = 124 \text{ kN}$$

$$\text{per staaf: } 124/4 = 31 \text{ kN}$$

$$\tau_{\text{max}} = 3Q/2.b.h = 3.31.10^3 / (2.80.230) = 5,4 \text{ N/mm}^2 < \bar{\tau} = 22 \text{ N/mm}^2$$

A3 Houten vakwerk-konstruktie met ondervloer

Hoofdafmetingen

Afstand steunpunten : 31000 mm h.o.h.
Afstand hoofdliggers : 3000 mm "
Afstand dwarsdragers : 1733 mm "
Afstand langsliggers : 500 mm "

Konstruktie

Slijtlaag : 33x145 mm (hxb)
Dek : planken, 70x270 mm
Langsliggers: 270x120 mm
Dwarsdragers: gelamineerd, 330x133 mm
Hoofdliggers: vakwerkliggers, staven gelamineerd 348x120 mm
(zie fig 4.17)
Houtsoort : Surinaams Groenhart
 $E = 20000 \text{ N/mm}^2$
 $\delta = 25 \text{ N/mm}^2$
 $\gamma = 11000 \text{ N/m}^3$

Belasting

Zie : Uitleg gevolgde berekeningsmethodiek

Berekening

Zie : Uitleg gevolgde berekeningsmethodiek

Berekening dekplanken

Afmetingen : 70x270 mm
Overspanning : $l = 500 - 120 = 380 \text{ mm}$

- Doorbuiging
Doorbuigingseis: $\delta = 1/1400 \cdot l = 0.27 \text{ mm}$
De doorbuiging bedraagt:
 $\delta_{\text{optr}} = P \cdot l^3 / (48 \cdot E \cdot I) = 0.27 \text{ mm}$
 $P = 37500 \text{ N}$
 $E = 20.000 \text{ N/mm}^2$
 $I = 1/12 \cdot b \cdot h^3 = 7.717 \cdot 10^6 \text{ mm}^4$
- Spanningen
 $\delta = 25 \text{ N/mm}^2$
 $M = 1/8 \cdot P' \cdot (2l - b') = 2.4 \cdot 10^6 \text{ Nmm}$
 $P' = 37500 \text{ N}$
 $b' = 250 \text{ mm}$
 $W = 1/6 \cdot b \cdot h^2 = 220.5 \cdot 10^3 \text{ mm}^3$
 $\delta_{\text{optr}} = M/W = 10.8 \text{ N/mm}^2$

Berekening langsligger

Afmetingen : 270x120 mm
Overspanning : 1733 mm

- Eigengewicht
Momenten t.g.v. eigengewichten
dek $= (33 + 70) \times 500 \times 11000 \times 10^{-9} = 0.57 \text{ N/mm}$
langsl. $= 270 \times 120 \times 11000 \times 10^{-9} = \frac{0.36}{0.93} \text{ N/mm}$
 $M_1 = 1/8 \times 0.93 \times 1733^2 = 0.35 \times 10^6 \text{ Nmm}$

2. Verkeerslasten

Momenten t.g.v. verkeersbelasting:

Verdeelde belasting (3 kN/m²)

$$M_2 = 1/8 \times (500 \times 0,003) \times 1733^2 = 0,56 \times 10^6 \text{ Nmm}$$

wagen

$$P = 75 \text{ kN (2 wielen)}$$

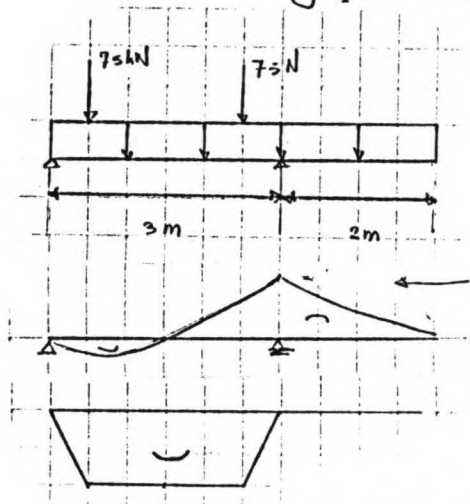
$$M_3 = 1/4 \times 75000 \times 1733 = 32,49 \times 10^6 \text{ Nmm}$$

3. Spanningen

$$M_{\text{tot}} = 33,4 \times 10^6 \text{ Nmm}$$

$$W = 1/6 \cdot b \cdot h^2 = 1458 \cdot 10^3 \text{ mm}^3$$

$$\sigma_{\text{optr}} = 22,9 \text{ N/mm}^2$$



B2 fig 6 Belasting dwarsdrager

$$M_{1;3} = \frac{1}{2} q_{1;3} l^2$$

$$M_2 \text{ t.g.v. puntlasten}$$

Berekening dwarsdrager

Afmetingen : 330x133 mm

Overspanning : 3000 mm

Overstek : 2000 mm (zie b2 fig 6)

1. Eigengewicht

Momenten t.g.v. eigengewichten

$$\text{dek} = (33 + 70) \times 1733 \times 11000 \times 10^{-9} = 1,96 \text{ N/mm}$$

$$\text{langsl.} = 4 \times 270 \times 120 \times 1733 \times 11000 \times 10^{-9} / 2000 = 1,24 \text{ "}$$

$$\text{dwarsd.} = 330 \times 133 \times 11000 \times 10^{-9} = \underline{0,48} \text{ "}$$

$$3,68 \text{ N/mm}$$

$$M_1 = 1/2 \times 3,68 \times 2000^2 = 7,36 \times 10^6 \text{ Nmm}$$

2. Verkeerslasten

Momenten t.g.v. verkeersbelasting:

Verdeelde belasting (3 kN/m²)

$$M_2 = 1/2 \times (1733 \times 0,003) \times 2000^2 = 10,40 \times 10^6 \text{ Nmm}$$

wagen

$$P = 75 \text{ kN (2x2 wielen)}$$

$$M_3 = 2 \times 18,75 \times 10^6 = 37,50 \times 10^6 \text{ Nmm}$$

3. Spanningen

$$M_{\text{tot}} = 55,26 \times 10^6 \text{ Nmm}$$

$$W = 1/6 \cdot b \cdot h^2 = 2414 \cdot 10^3 \text{ mm}^3$$

$$\sigma_{optr} = 22,9 \text{ N/mm}^2$$

Berekening hoofdligger

Afmetingen : staven gelamineerd, 348x120 mm

Overspanning : 31000 mm

1. Eigengewicht

Momenten t.g.v. eigengewichten

$$\text{dek} = (33 + 70) \times 3500 \times 11000 \times 10^{-9} = 3,97 \text{ N/mm}$$

$$\text{langsl.} = 8 \times 270 \times 120 \times 11000 \times 10^{-9} = 2,85 \text{ "}$$

$$\text{dwarsd.} = 19 \times 3500 \times 330 \times 133 \times 11000 \times 10^{-9} / 31000 = 1,04 \text{ "}$$

$$\text{vakwerk1.} = 2,80 \text{ "}$$

$$\text{v.b.m.} = 3500 \times 0,4 \times 10^{-9} = 1,40 \text{ "}$$

$$12,06 \text{ N/mm}$$

$$M_1 = 1/8 \times 12,06 \times 31000^2 = 1448,71 \times 10^6 \text{ Nmm}$$

2. Verkeerslasten

Momenten t.g.v. verkeerslasten rijstrook:
verdeelde belasting

$$M_2 = 1/8 \times 9/2 \times 31000^2 = 540 \times 10^6 \text{ Nmm}$$

wagen

$$M_3 = 1/2 \times 1/4 \times 450000 \times 31000 = 1744 \times 10^6 \text{ Nmm}$$

voetpad:

$$M_4 = 1/8 \times 6/2 \times 31000^2 = 360,4 \times 10^6 \text{ Nmm}$$

3. Spanningen

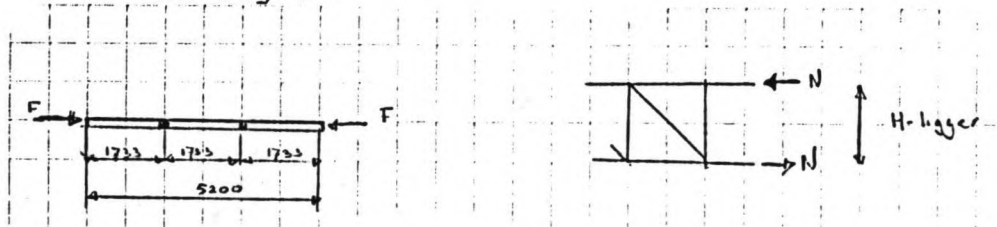
$$M_{tot} = M_1 + M_2 + M_3 + M_4 = 4093,1 \times 10^6 \text{ Nmm}$$

$$A = 2 \times 348 \times 120 = 2 \times 41760 \text{ mm}^2$$

$$I_{yy} = 26/12 h \cdot b^3 = 1,43769 \times 10^9 \text{ mm}^4$$

$$i = (I/A) = 13/12 \cdot b = 124,9 \text{ mm}$$

B2 fig 7



$$\lambda = l_y / i = 5200 / 124,9 = 41,6$$

$$I_{y1} = 1/12 h \cdot b^3 = 50,11 \times 10^6 \text{ mm}^4$$

2 klossen

$$l = 1,733 \text{ m}$$

$$i = (I/A) = 1/12 \cdot b = 34,6 \text{ mm}$$

$$\lambda = 1733 / 34,6 = 50 \text{ mm}$$

$$\lambda_w = 41,6^2 + 50^2 = 65 \text{ (TGB-H 4.5.7.2)}$$

$$\sigma_\lambda = \pi^2 \cdot E / 4,8 \cdot \lambda^2 = 9,7 \text{ N/mm}^2 \text{ (TGB-H 4.5.3.2)}$$

Normaalkracht = $M_{tot} / H\text{-ligger} =$

$$= 4093,1 \times 10^6 / 5200 = 787137 \text{ N (zie B2 fig 7)}$$

$$\sigma_{optr} = F/A = 9,4 \text{ N/mm}^2$$

4.	<u>Oplegreactie</u>		
	rijdek	$1/2 \times 5/3.5 \times 31 \times 3.97$	= 87,9 kN
	langsl.	$1/2 \times 5/3.5 \times 31 \times 2.85$	= 63,1 kN
	dwarsd.	$1/2 \times 5/3.5 \times 31 \times 1.04$	= 23,0 kN
	vakwerk	$1/2 \times 2 \times 31 \times 2.8$	= 86,8 kN
	v.b.m.	$1/2 \times 5/3.5 \times 31 \times 1.4$	= 31,0 kN
	verkeer	$1/2 \times 5 \times 31 \times 3$	= 232,5 kN
	totaal		<u>524,3 kN</u>

Schuifspanning:

Bij oplegging 4 staven 348x120

$$\tau_{\max} = 3.524.10^3 / (2.4.120.348) = 4,7 \text{ N/mm}^2$$

B Hellend deel hoofdliggers in staal

B1 stalen I-profiel

Hoofdafmetingen

Afstand steunpunten : 31000 mm h.o.h.

Afstand hoofdliggers : 1000 mm "

Konstruktie

Slijtlaag: 33x145 mm (hxb)

Dek: vertikaal gelamineerd, planken hoog 120 mm

Hoofdliggers: I-profielen, HE-1000 B (zie fig 4.19)

Houtsoort: Surinaams Groenhart

$$E = 20000 \text{ N/mm}^2$$

$$\zeta = 25 \text{ N/mm}^2$$

$$\gamma = 11000 \text{ N/m}^3$$

Staal kwaliteit: Fe 360 $\bar{\zeta} = 240 \text{ N/mm}^2$

Belasting

Zie : Uitleg gevolgde berekeningsmethodiek

Berekening

Zie : Uitleg gevolgde berekeningsmethodiek

Berekening dekplanken

Afmetingen : 120x500 mm, meewerkende breedte is gekozen

Overspanning : $l = 1000 - 300 = 700 \text{ mm}$ (zie fig b2 fig 2)

1. Doorbuiging

$$\text{Doorbuigingseis: } \bar{\delta} = 1/1400 * l = 0,5 \text{ mm}$$

De doorbuiging bedraagt:

$$\delta_{\text{optr}} = P * l^3 / (48 * E * I) = 0,37 \text{ mm}$$

$$P = 75000 \text{ N}$$

$$E = 20.000 \text{ N/mm}^2$$

$$I = 1/12 * b * h^3 = 72 \times 10^6 \text{ mm}^4$$

2. Spanningen

$$\bar{\zeta} = 25 \text{ N/mm}^2$$

$$M = 1/8 * P * (2l - b') = 8,4 * 10^6 \text{ Nmm}$$

$$P = 75000 \text{ N}$$

$$b' = 500 \text{ mm}$$

$$W = 1/6 * b * h^2 = 1200 \cdot 10^3 \text{ mm}^3$$

$$\zeta_{\text{optr}} = M/W = 7,03 \text{ N/mm}^2$$

Berekening hoofdligger

Afmetingen : HE 1000 B

Overspanning: 31000 mm

1. Eigengewicht

Moment t.g.v. eigengewichten

$$\begin{array}{ll} \text{dek} & = 1000 \times 153 \times 11000 \times 10^{-9} = 1,7 \text{ N/mm} \\ \text{I-profiel} & = 3 \text{ "} \end{array}$$

$$\begin{array}{ll} \text{v.b.m.} & = 1000 \times 0,4 \times 10^{-9} = 0,4 \text{ "} \\ & = 5,1 \text{ N/mm} \end{array}$$

$$M1 = 1,5 \times 1/8 \times 5,1 \times 31000^2 = 919,0 \times 10^6 \text{ Nmm}$$

2. Verkeerslasten

Momenten t.g.v. verkeerslasten rijstrook:
verdeelde belasting

$$M2 = 1,5 \times 1/8 \times 0,009/5 \times 31000^2 = 324,0 \times 10^6 \text{ Nmm}$$

wagen (4 hoofdliggers)

$$M3 = 1,5 \times 1/4 \times 1/4 \times 450000 \times 31000 = 1307,8 \times 10^6 \text{ Nmm}$$

voetpad:

$$M4 = 1,5 \times 1/8 \times 6/5 \times 31000^2 = 216,2 \times 10^6 \text{ Nmm}$$

3. Spanningen

$$M_{\text{tot}} = M1 + M2 + M3 + M4 = 2767 \times 10^6 \text{ Nmm}$$

$$W = 12890 \times 10^3 \text{ mm}^3$$

$$\sigma_{\text{optr}} = M/W = 214,7 \text{ N/mm}^2$$

4. Oplegreactie

hoofdliggers	$1/2 \times 5 \times 31 \times 3$	$= 232,5 \text{ kN}$
rijdek	$1/2 \times 5 \times 31 \times 1,7$	$= 131,8 \text{ kN}$
v.b.m.	$1/2 \times 5 \times 31 \times 0,4$	$= 31,0 \text{ kN}$
verkeer	$1/2 \times 5 \times 31 \times 3$	$= 232,5 \text{ kN}$
totaal		$627,8 \text{ kN}$

Schuifspanning:

5 liggers

$$\tau_{\text{max flens}} = 1,5 \cdot 3 \cdot Q / 7 \cdot t \cdot b = 1,53 \cdot 628 \cdot 10^3 / (5 \cdot 7 \cdot 36 \cdot 300) =$$

$$= 7,5 \text{ N/mm}^2 < 240 \text{ N/mm}^2$$

$$\tau_{\text{max lijf}} = 1,5 \cdot 15 \cdot Q / 14 \cdot d \cdot h = 1,5 \cdot 15 \cdot 628 \cdot 10^3 / (5 \cdot 14 \cdot 19 \cdot 1000) =$$

$$= 10,7 \text{ N/mm}^2 < 240 \text{ N/mm}^2$$

B2 Vakwerk konstruktie in staal

Hoofdafmetingen

Afstand steunpunten : 31000 mm h.o.h.
Afstand hoofdliggers : 3000 mm "
Afstand dwarsdragers : 1733 mm "
Afstand langsliggers : 500 mm "

Konstruktie

Slijtlaag : 33x145 mm (hxb)
Dek : planken, 70x270 mm
Langsliggers: 270x120 mm
Dwarsdragers: gelamineerd, 330x133 mm
Hoofdliggers: vakwerkliggers, staven He 260 A profiel
(zie fig 4.21)
Houtsoort : Surinaams Groenhart
E = 20000 N/mm²
Z = 25 N/mm²
Y = 11000 N/m³
Staal kwaliteit: Fe 360 Z = 240 N/mm²

Belasting

Zie : Uitleg gevolgde berekeningsmethodiek

Berekening

Zie : Uitleg gevolgde berekeningsmethodiek

Berekening dekplanken

Afmetingen : 70x270 mm
Zie : HH3

Berekening langsligger

Afmetingen : 270x120 mm
Zie : HH3

Berekening dwarsdrager

Afmetingen : 330x133 mm
Zie : HH3

Berekening hoofdligger

Afmetingen : vakwerkliggerstaven, HE 260 A Profielen
Overspanning : 31000 mm

1. Eigengewicht

Momenten t.g.v. eigengewichten

$$\begin{aligned} \text{dek} &= (33 + 70) \times 3500 \times 11000 \times 10^{-9} = 3,97 \text{ N/mm} \\ \text{langsl.} &= 8 \times 270 \times 120 \times 11000 \times 10^{-9} = 2,85 \text{ " } \\ \text{dwarsd.} &= 19 \times 3500 \times 330 \times 133 \times 11000 \times 10^{-9} / 31000 = 1,04 \text{ " } \\ \text{vakwerk l.} &= 3500 \times 0,4 \times 10^{-9} = 3,20 \text{ " } \\ &= \underline{1,40 \text{ "}} \\ &= 12,46 \text{ N/mm} \end{aligned}$$

$$M_1 = 1,5 \times 1/8 \times 12,46 \times 31000^2 = 2245,14 \times 10^6 \text{ Nmm}$$

2. Verkeerslasten

Momenten t.g.v. verkeerslasten rijstrook:

verdeelde belasting

$$M2 = 1,5 \times 1/8 \times 9/2 \times 31000^2 = 811 \times 10^6 \text{ Nmm}$$

wagen:

$$M3 = 1,5 \times 1/2 \times 1/4 \times 450000 \times 31000 = 2616 \times 10^6 \text{ Nmm}$$

voetpad:

$$M4 = 1,5 \times 1/8 \times 6/2 \times 31000^2 = 540,6 \times 10^6 \text{ Nmm}$$

3. Spanningen

$$M_{\text{tot}} = M1 + M2 + M3 + M4 = 6212,7,0 \times 10^6 \text{ Nmm}$$

He 260 A profiel

$$A = 8680 \text{ mm}^2$$

$$H = 5000 \text{ mm}$$

$$i = 65 \text{ mm}$$

$$\lambda = 1/i = 5000/65 = 77$$

$$\omega = 1,57$$

$$\sigma = \omega \cdot M / (H \cdot A) = 1,57 \cdot 6212,7 \cdot 10^6 / (5000 \cdot 8680) = 224,7 \text{ N/mm}^2$$

4. Oplegreactie

rijdek	$1/2 \times 5/3,5 \times 31 \times 3,97$	=	87,9 kN
langsl.	$1/2 \times 5/3,5 \times 31 \times 2,85$	=	63,1 kN
dwarsd.	$1/2 \times 5/3,5 \times 31 \times 1,04$	=	23,0 kN
vakwerk	$1/2 \times 2 \times 31 \times 3,2$	=	99,2 kN
v.b.m.	$1/2 \times 5/3,5 \times 31 \times 1,4$	=	31,0 kN
verkeer	$1/2 \times 5 \times 31 \times 3$	=	<u>232,5 kN</u>
totaal			536,7 kN

Schuifspanning:

2 liggers

$$\tau_{\text{max flens}} = 1,5 \cdot 3 \cdot Q / 7 \cdot t \cdot b = 1,5 \cdot 3 \cdot 537 \cdot 10^3 / (2 \cdot 7 \cdot 12,5 \cdot 260) = 53,1 \text{ N/mm}^2 < 240 \text{ N/mm}^2$$

$$\tau_{\text{max lijf}} = 1,5 \cdot 15 \cdot Q / 14 \cdot d \cdot h = 1,5 \cdot 15 \cdot 537 \cdot 10^3 / (2 \cdot 14 \cdot 7,5 \cdot 250) = 23,0 \text{ N/mm}^2 < 240 \text{ N/mm}^2$$

C Het drivend gedeelte

C1 Uitvoering draagsysteem in hout

Hoofdafmetingen

Afstand steunpunten : 3600 mm h.o.h.
Afstand langsliggers : 600 mm "
Afstand oplegbalken : 600 mm "

Konstruktie

Slijtlaag : 33x145 mm (hxb)
Dek : planken, 70x270 mm
Langsliggers: dubbel, 270x120 mm
Oplegbalk : dubbel, 245x120 mm (zie fig 4.28)
Houtsoort : Surinaams Groenhart
E = 20000 N/mm²
Z = 25 N/mm²
γ = 11000 N/m³

Belasting

Zie : Uitleg gevolgde berekeningsmethodiek

Berekening

Zie : Uitleg gevolgde berekeningsmethodiek

Berekening dekplanken

Afmetingen : 70x270 mm
Zie : HH2

Berekening langsligger

Afmetingen : 270x120 mm
Overspanning : 3600 mm

1. Eigengewicht

Momenten t.g.v. eigengewichten

dek = (33 + 70) x 300 x 11000 x 10⁻⁹ = 0,34 N/mm
langsl. = 270 x 120 x 11000 x 10⁻⁹ = 0,36 N/mm
0,70 N/mm

$$M1 = 1/8 \times 0,70 \times 3600^2 = 1,1 \times 10^6 \text{ Nmm}$$

2. Verkeerslasten

Momenten t.g.v. verkeersbelasting:

Verdeelde belasting (3 kN/m²)

$$M2 = 1/8 \times (300 \times 0,003) \times 3600^2 = 1,5 \times 10^6 \text{ Nmm}$$

wagen

P = 75 kN (2 wielen)

$$M3 = 1/2 \times 1/4 \times 75000 \times 3600 = 33,8 \times 10^6 \text{ Nmm}$$

3. Spanningen

$$M_{tot} = 36,4 \times 10^6 \text{ Nmm}$$

$$W = 1/6 \cdot b \cdot h^2 = 1458 \cdot 10^3 \text{ mm}^3$$

$$\sigma_{optr} = 25,0 \text{ N/mm}^2$$

Berekening oplegbalk

Afmetingen : 245 x 120 mm

Overspanning : 2650 mm

1. Eigengewicht

Momenten t.g.v. eigengewichten

$$\text{dek} = (33 + 70) \times 300 \times 11000 \times 10^{-9} = 0,34 \text{ N/mm}$$

$$\text{langsl.} = 270 \times 120 \times 11000 \times 10^{-9} = 0,36 \text{ N/mm}$$

$$\text{oplegb.} = 245 \times 120 \times 11000 \times 10^{-9} = \frac{0,32 \text{ N/mm}}{1,02 \text{ N/mm}}$$

$$M1 = 1/8 \times 1,02 \times 2650^2 = 0,9 \times 10^6 \text{ Nmm}$$

2. Verkeerslasten

Momenten t.g.v. verkeersbelasting:

Verdeelde belasting (3 kN/m²)

$$M2 = 1/8 \times (300 \times 0,003) \times 2650^2 = 0,8 \times 10^6 \text{ Nmm}$$

wagen

P = 75 kN (2 wielen)

$$M3 = 1/2 \times 1/4 \times 75000 \times 2650 = 24,8 \times 10^6 \text{ Nmm}$$

3. Spanningen

$$M_{\text{tot}} = 26,5 \times 10^6 \text{ Nmm}$$

$$W = 1/6 \cdot b \cdot h^2 = 1201 \cdot 10^3 \text{ mm}^3$$

$$\Delta_{\text{optr}} = 22,1 \text{ N/mm}^2$$

C2 Uitvoering systeem met stalen dwarsdrager

Hoofdafmetingen

Afstand steunpunten : 7000 mm h.o.h.

Afstand dwarsdragers : 1800 mm "

Afstand langsliggers : 500 mm "

Afstand oplegbalken : 600 mm "

Konstruktie

Slijtlaag : 33x145 mm (hxb)

Dek : planken, 70x270 mm

Langsliggers: 270x120 mm

Dwarsdragers: IPE 450

Oplegbalk : dubbel, 270x120 mm (zie fig 4.26)

Houtsoort : Surinaams Groenhart

$$E = 20000 \text{ N/mm}^2$$

$$\Delta = 25 \text{ N/mm}^2$$

$$\gamma = 11000 \text{ N/m}^3$$

Belasting

Zie : Uitleg gevolgde berekeningsmethodiek

Berekening

Zie : Uitleg gevolgde berekeningsmethodiek

Berekening dekplanken

Afmetingen : 70x270 mm

Zie : HH2

Berekening langsligger

Afmetingen : 270x120 mm

Overspanning : 1800 mm

1. Eigengewicht

Momenten t.g.v. eigengewichten

$$\text{dek} = (33 + 70) \times 500 \times 11000 \times 10^{-9} = 0,57 \text{ N/mm}$$

$$\begin{aligned} \text{langsl.} &= 270 \times 120 \times 11000 \times 10^{-9} \\ &= \underline{0,36 \text{ N/mm}} \\ &0,93 \text{ N/mm} \end{aligned}$$

$$M1 = 1/8 \times 0,93 \times 1800^2 = 0,4 \times 10^6 \text{ Nmm}$$

2. Verkeerslasten

Momenten t.g.v. verkeersbelasting:

Verdeelde belasting (3 kN/m²)

$$M2 = 1/8 \times (500 \times 0,003) \times 1800^2 = 0,6 \times 10^6 \text{ Nmm}$$

wagen

P = 75 kN (2 wielen)

$$M3 = 1/4 \times 75000 \times 1800 = 33,8 \times 10^6 \text{ Nmm}$$

3. Spanningen

$$M_{\text{tot}} = 34,8 \times 10^6 \text{ Nmm}$$

$$W = 1/6 \cdot b \cdot h^2 = 1458 \cdot 10^3 \text{ mm}^3$$

$$\sigma_{\text{optr}} = 23,9 \text{ N/mm}^2$$

Berekening dwarsdrager

Afmetingen : IPE 450

Overspanning : 7000 mm

1. Eigengewicht

Momenten t.g.v. eigengewichten

$$\text{dek} = (33 + 70) \times 1800 \times 11000 \times 10^{-9} = 2,0 \text{ N/mm}$$

$$\text{langsl.} = 15 \times 270 \times 120 \times 11000 \times 10^{-9} \times 1,8/7 = 1,4 \text{ N/mm}$$

$$\begin{aligned} \text{dwarsd.} &= \\ &= \underline{0,8 \text{ N/mm}} \\ &4,2 \text{ N/mm} \end{aligned}$$

$$M1 = 1,5 \times 1/8 \times 4,2 \times 7000^2 = 38,6 \times 10^6 \text{ Nmm}$$

2. Verkeerslasten

Momenten t.g.v. verkeersbelasting:

Verdeelde belasting (3 kN/m²)

$$M2 = 1,5 \times 1/8 \times (1800 \times 0,003) \times 7000^2 = 49,6 \times 10^6 \text{ Nmm}$$

wagen

P = 2x75 kN

$$M3 = 1,5 \times 2 \times 2,35/3,5 \times 1/4 \times 75000 \times 7000 = 264,4 \times 10^6 \text{ Nmm}$$

3. Spanningen

$$M_{\text{tot}} = 352,6 \times 10^6 \text{ Nmm}$$

$$W = 1500 \cdot 10^3 \text{ mm}^3$$

$$\sigma_{\text{optr}} = 235,1 \text{ N/mm}^2$$

Berekening oplegbalk

Afmetingen : 270 x 120 mm

Overspanning : 3000 mm

1. Eigengewicht

Momenten t.g.v. eigengewichten

$$\text{dek} = (33 + 70) \times 1/2 \times 1800 \times 11000 \times 10^{-9} = 1,0 \text{ N/mm}$$

$$\text{langsl.} = 1/2 \times 7 \times 270 \times 120 \times 11000 \times 10^{-9} \times 1,8/3 = 0,75 \text{ N/mm}$$

$$\text{oplegb.} = 270 \times 120 \times 11000 \times 10^{-9} = \underline{0,36 \text{ N/mm}}$$
$$2,11 \text{ N/mm}$$

$$M1 = 1/8 \times 2,11 \times 3000^2 = 2,4 \times 10^6 \text{ Nmm}$$

2. Verkeerslasten

Momenten t.g.v. verkeersbelasting:

Verdeelde belasting (3 kN/m²)

$$M2 = 1/2 \times 1/8 \times (1800 \times 0,003) \times 3000^2 = 3,0 \times 10^6 \text{ Nmm}$$

wagen

P = 75 kN (2 wielen)

$$M3 = 1/2 \times 1/4 \times 75000 \times 3000 = 28,1 \times 10^6 \text{ Nmm}$$

3. Spanningen

$$M_{\text{tot}} = 33,5 \times 10^6 \text{ Nmm}$$

$$W = 1/6 \cdot b \cdot h^2 = 1458 \cdot 10^3 \text{ mm}^3$$

$$\sigma_{\text{optr}} = 23,0 \text{ N/mm}^2$$

D Fundering landhoofd

e.g.: $[6,75 \cdot 0,75 \cdot 1,1 + 1,1 \cdot 0,25 \cdot (6,75 + 2 \cdot 0,55)] \cdot 24 = 185,5 \text{ kN}$

Oplegreactie hellend deel: 567,0 kN

Afwerking hellend deel (geschat): 133,0 kN

totaal 885,5 kN

15 palen

per paal: $885,5 / 15 = 59 \text{ kN}$

↳ punt = 1 N/mm^2

↳ schacht = 6 N/mm^2

schachtspanning = puntspanning = $59 \cdot 10^3 / (250)^2 = 0,94 \text{ N/mm}^2$

E Stalen pontons

Berekening scheefstand van de ponton

Konstruktie

Slijtlaag	:	33x145 mm (hxb)	
Dek	:	planken, 70x270 mm	
Langsliggers	:	dubbel, 270x120 mm h.o.h 600 mm	
Oplegbalk	:	dubbel, 245x120 mm	" " lengte 3 m
Ondersteuning:			
- regels		195x95 mm h.o.h 1400 mm	
- stijlen		195x95 mm h.o.h 600 mm	
- vloerbalken:		45x69 mm	" "
Ponton:			
- plaatdikte		0,007 m	
- hoogte zijvlak		1,5 m	
Houtsoort	:	Surinaams Groenhart	
		$E = 20000 \text{ N/mm}^2$	
		$\alpha = 25 \text{ N/mm}^2$	
		$\gamma = 11000 \text{ N/m}^3$	
Staal	:	$\gamma_{st} = 78500 \text{ N/m}^3$	
Water	:	$\gamma_w = 10000 \text{ N/m}^3$	

Permanente belasting drijvend gedeelte per strekkende meter

Dek: 0,103x11	= 1,1 kN/m
Langsl.: 2x1/0,6x0,27x0,12x11	= 1,2 "
Oplegb.: 2x1,0/0,6x0,245x0,12x9/25x11	= 0,4 "
Ondersteuning:	
- regels 2x0,195x0,095x8/25x11= 0,1 "	
- stijlen 1/0,6 x1,4x0,195x0,095xx8/25x11	= 0,2 "
- verband	= 0,1 "
Vloerbalken: 1/0,6x0,045x0,069x11	= 0,1 "
V.b.m.:	= 0,4 "
Ponton:	
- bodem 0,007x78,5	= 0,5 "
- zijvlakken 2x1,5x0,007/18x78,5	= 0,1 "
	<u>4,3 kN/m</u>

Oplegreactie

Hellend gedeelte (HH2) zonder verdeelde verkeersbelasting is 387 kN (F_{h1}).

Wagen 450 kN (F_{h2}).

Aangrijpingspunt 5 m uit de rand (zie fig ; x=25m).

De zakkingslijn: $w_1(x) = -4F_h x / kl^2 + F_h / kl$

Eigen gewicht

Grootte : $q = 4,3 \text{ kN/m}$

Aanname: Verloop van x=0 tot x=25 m (zie fig)

De zakkingslijn: $w_2(x) = 5qx / 12kl - 25q / 24k$

De zakkingslijn: $w_3(x) = 6F_b x / kl^2 - 4F_b / kl$
 $k = \gamma_w \cdot b$

Er worden twee belastingsgevallen beschouwd:

1. De zakking in onbelaste toestand (F_{h1})
2. De zakking als de ontwerp-wagen zich ter plekke van de oplegging, van het hellend gedeelte op de ponton, bevindt. (De wagenlast wordt daarbij geschematiseerd tot een puntlast; $x=25$ m; $F_{h1}+F_{h2}$).

Geval 1 met ballast

$$w_{tot} = w_1 + w_2 + w_3$$

$x=0$:

$$w_1 = 387 \cdot 10^3 / 10^4 \cdot 18 \cdot 30 = 0,07 \text{ m}$$

$$w_2 = -25 \cdot 4,3 \cdot 10^3 / 24 \cdot 10^4 \cdot 18 = -0,02 \text{ m}$$

$$w_3 = -4 \cdot 200 \cdot 10^3 / 10^4 \cdot 18 \cdot 30 = \underline{-0,15 \text{ m}}$$

$$w_{tot} = -0,10 \text{ m}$$

$x=25$ m:

$$w_1 = -4 \cdot 387 \cdot 10^3 \cdot 25 / 10^4 \cdot 18 \cdot 30^2 + 387 \cdot 10^3 / 10^4 \cdot 18 \cdot 30 = -0,16 \text{ m}$$

$$w_2 = 5 \cdot 4,3 \cdot 10^3 \cdot 25 / 12 \cdot 10^4 \cdot 18 \cdot 30 - 25 \cdot 4,3 \cdot 10^3 / 24 \cdot 10^4 \cdot 18 = -0,01 \text{ m}$$

$$w_3 = 6 \cdot 200 \cdot 10^3 \cdot 25 / 10^4 \cdot 18 \cdot 30^2 - 4 \cdot 200 \cdot 10^3 / 10^4 \cdot 18 \cdot 30 = \underline{0,04 \text{ m}}$$

$$w_{tot} = -0,13 \text{ m}$$

$x=30$ m:

$$w_1 = -4 \cdot 387 \cdot 10^3 \cdot 30 / 10^4 \cdot 18 \cdot 30^2 + 387 \cdot 10^3 / 10^4 \cdot 18 \cdot 30 = -0,21 \text{ m}$$

$$w_2 = 5 \cdot 4,3 \cdot 10^3 \cdot 30 / 12 \cdot 10^4 \cdot 18 \cdot 30 - 25 \cdot 4,3 \cdot 10^3 / 24 \cdot 10^4 \cdot 18 = -0,01 \text{ m}$$

$$w_3 = 6 \cdot 200 \cdot 10^3 \cdot 30 / 10^4 \cdot 18 \cdot 30^2 - 4 \cdot 200 \cdot 10^3 / 10^4 \cdot 18 \cdot 30 = \underline{0,08 \text{ m}}$$

$$w_{tot} = -0,14 \text{ m}$$

Geval 2 met ballast

$$w_{totaal} = w_1 + w_2 + w_3$$

$x=0$:

$$w_1 = 837 \cdot 10^3 / 10^4 \cdot 18 \cdot 30 = 0,15 \text{ m}$$

$$w_2 = -25 \cdot 4,3 \cdot 10^3 / 24 \cdot 10^4 \cdot 18 = -0,02 \text{ m}$$

$$w_3 = -4 \cdot 200 \cdot 10^3 / 10^4 \cdot 18 \cdot 30 = \underline{-0,15 \text{ m}}$$

$$w_{tot} = -0,02 \text{ m}$$

$x=25$ m:

$$w_1 = -4 \cdot 837 \cdot 10^3 \cdot 25 / 10^4 \cdot 18 \cdot 30^2 + 837 \cdot 10^3 / 10^4 \cdot 18 \cdot 30 = -0,35 \text{ m}$$

$$w_2 = 5 \cdot 4,3 \cdot 10^3 \cdot 25 / 12 \cdot 10^4 \cdot 18 \cdot 30 - 25 \cdot 4,3 \cdot 10^3 / 24 \cdot 10^4 \cdot 18 = -0,01 \text{ m}$$

$$w_3 = 6 \cdot 200 \cdot 10^3 \cdot 25 / 10^4 \cdot 18 \cdot 30^2 - 4 \cdot 200 \cdot 10^3 / 10^4 \cdot 18 \cdot 30 = \underline{0,04 \text{ m}}$$

$$w_{tot} = -0,31 \text{ m}$$

$x=30$ m:

$$w_1 = -4 \cdot 837 \cdot 10^3 \cdot 30 / 10^4 \cdot 18 \cdot 30^2 + 837 \cdot 10^3 / 10^4 \cdot 18 \cdot 30 = -0,45 \text{ m}$$

$$w_2 = 5 \cdot 4,3 \cdot 10^3 \cdot 30 / 12 \cdot 10^4 \cdot 18 \cdot 30 - 25 \cdot 4,3 \cdot 10^3 / 24 \cdot 10^4 \cdot 18 = -0,01 \text{ m}$$

$$w_3 = 6 \cdot 200 \cdot 10^3 \cdot 30 / 10^4 \cdot 18 \cdot 30^2 - 4 \cdot 200 \cdot 10^3 / 10^4 \cdot 18 \cdot 30 = \underline{0,08 \text{ m}}$$

$$w_{tot} = -0,38 \text{ m}$$

Biilage nr 3

Raming van de kosten van de
steiger-konstruktie

A Raming van de kosten van het landhoofd met fundering

Gewapend beton prijs

In 1977 Sf 600 m³ inklusief arbeid

In 1990 $600(1,1)^{13} = \text{Sf } 2.071$

betonnen heipalen

In 1977 36m x 340 x 340 mm Sf 750 per stuk

geraamde kosten palen 19m x 250 x 250 mm

$19 \times (0,25)^2 / 36 \times (0,34)^2 = 0,29$

$0,29 \times 750(1,1)^{13} = \text{Sf } 751$

heiwerk

In 1977 Sf 750 per paal

geraamd: $750(1,1)^{13} = \text{Sf } 2.590$

Landhoofd

beton

$[6,75 \times 0,75 \times 1,1 + 1,1 \times 0,25 \times (6,75 + 2 \times 0,55)] = 7,7 \text{ m}^3$

kosten inklusief arbeid $7,7 \times 2.071 = \text{Sf } 15.947$

heipalen

aantal 15

per stuk Sf 751

kosten $15 \times 751 = \text{Sf } 11.263$

Heiwerk

per paal Sf 2.590

$15 \times 2.590 = \text{Sf } 38.850$

B Globale kosten van het hellend gedeelte van de
verschillende alternatieven voor zover ze verschillen.

Kosten

wereldmarkt prijs Surinaams groenhart onbekend
Eigenschappen komen overeen met azobé dus aanname dat de
prijs ongeveer het zelfde zal zijn.

Azobé normprijs Nf 1.400 per m³
(bron: de timmer fabrikant)

Transportkosten Nf 600 per m³

kosten Sur. Groenhart Nf 800 per m³ = Sf 1.600
(officieel toegestane koers ondernemers Nf 1 = Sf 2)

Normprijs stalen profielen Nf 800 per ton
(bron: bouwbelangen)

Transportkosten Nf 600 per m

HE 260 A 16 m'/m³ is ongeveer 1 ton/m³.

HE 1000 B 3 m'/m³ is ongeveer 1 ton/m³.

Staalprijs Nf 1.400 per ton in Suriname

zwarte markt koers Nf 1 = Sf 7

Staalprijs Sf 9.800 per ton

Lijm: resorcinol-formaldehyde

Prijs per 600 gram Nf 31,20 = Sf 140,40 [218,40]

verbruik 400 gram per m² [145,60]

Uitvoeringskosten

10% van de totale kosten

leuningen

rail afmetingen 31,25 x 0,15 x 0,15 m

staander 1,2 x 0,2 x 0,2 m h.o.h 1,25 m

2 x 31,25 x 0,15 x 0,15 + 52 x 1,2 x 0,2 x 0,2 = 3,9 m³

A-beschermer:

2 x 31,25 x 4 x 0,15 + 52 x 1,2 x 4 x 0,2 = 87,5 m²

4 bevestigingspunten per staander

Onderhoudskosten

Hout

Koolteer Nf 5,63 per liter (inclusief transport kosten)

Verbruik 6,5 m²/l

Nf 0,87 per m²

Carbolinium Nf 2,99 per liter (inclusief transport kosten)

verbruik 10 m²/l

Nf 0,30 per m²

totaal materiaal Nf 1,17 = Sf 8,18 per m²

loonkosten Sf 6,25 per uur

produktie 1 m² per 8 minuten

Sf 0,83 per m²

globale onderhoudskosten Sf 9,01 per m²

Staal

colturiet-zink sytem primer per liter Nf 39,25

(0,75.39,25 + 0,60 = 30,03)

colturiet-sealer per liter Nf 41,40

(0,75.41,40 + 0,60 = 31,65)

colturiet-TCN per liter Nf 27,70

$(0,75 \cdot 27,70 + 0,60 = 21,38)$
[aanneem 25% kwantum korting entransport kosten Nf 0,60 per liter]
Stel dat voor allemaal geldt verbruik $10 \text{ m}^2/1$
Groot onderhoud
Nf $8,31/\text{m}^2$ -----> Sf 58,14

Arbeid

1 m^2 12 min
 $1,25$ per m^2 -----> Sf 59,39 m^2 (59,39)

Klein onderhoud

$21,38/10 = \text{Nf } 2,14$ per m^2 -----> Sf 14,97 per m^2

Arbeid 0,42 per m^2

kosten 15,39

onderhoud gemiddeld per jaar

$1/5 \times \text{Nf } 8,31 + 1/5 \times \text{Sf } 1,25 + \frac{1}{2} \times \text{Nf } 2,14 + \frac{1}{2} \times \text{Sf } 0,42 =$
Nf 2,73 + Sf 0,46 = -----> Sf 19,36



VAKGROEP
WATERBOUWKUNDE
Afd. Civiele Techniek
TH Delft

B1 Alternatief HH1

Materiaal

leuningen: = 4 m³

Rijdek: 31 x 5 x 0,095 = 15 m³

Gordingen: geen

Hoofdligger: 8 x 31 x 1,67 x 0,6 x 0,270 = 67 m³

Totaal hout = 86 m³

kosten Sf 137.600

Lijm

te lijmen oppervlak:

hoofdliggers

8 x 31 x 14 x 0,270 = 937 m²

kosten Sf 136.400

Uitvoeringskosten

Sf 55.000

{ zie ook in append. UitvoeringsKosten }

totale globale kosten Sf 329.000

Onderhoud

te beschermen oppervlak:

leuningen: 87,5 m²

onderkant dek: 31 x (5 - 8 x 0,270) = 88 m²

hoofdligger

per ligger 31 m²

gemiddelde ligger omtrek (2 x 1,0) + 0,270 = 2,27 m

oppervlak 8 x 31 x 2,27 = 563 m²

totaal A-beschermt = 739 m²

Onderhoudskosten 739 x 9,01 = Sf 6658

B2 Alternatief HH2

Materiaal

leuningen:	= 4,0 m ³
Rijdek: 31 x 5 x 0,070	= 11,0 m ³
Langsliggers: 9x2x31x0,17x0,12	= 11,4 m ³
Dwarsdragers: 25x5x0,23x0,12	= 3,5 m ³
Vakwerkligger:	
bovenrand 4 x 31,25 x 0,08 x 0,23	= 2,3 m ³
onderrand 4 x 28,75 x 0,08 x 0,23	= 2,1 m ³
8 x 1,77 x 0,08 x 0,23	= 0,3 m ³
vertikalen 2 x 24 x 1,25 x 0,08 x 0,23	= 1,1 m ³
diagonalen 23 x 1 x 1,77 x 0,08 x 0,23	= 0,7 m ³
per ligger	6,5 m ³

5 liggers 5 x 6,5 = 32,5 m³

totaal hout = 62,4 m³
kosten Sf 99.800

Uitvoeringskosten

Sf 75.000

{ zie append. UK }

Totale globale kosten Sf 175.000

Onderhoud

te beschermen oppervlak:

- leuningen: 87,5 m²
- onderkant dek: 31,25 x (5 - 18x0,12) = 89 m²
- langsliggs.: 8x31x2x(0,17+0,12)+2x31x(2x0,17+0,12) = 172 m²
- dwarsdrags.: 25x5x2x(0,23+0,12) = 87,5 m²
- hoofdligger:

per vakwerk is de lengte 25 x 4 x 1,25 +
23 x 4 x 1,25 +
24 x 2 x 1,25 +
2 x 4 x 1,77 +
23 x 1 x 1,77 = 355 m'

staaf omtrek 2 x (0,23 + 0,08) = 0,62 m
oppervlak 5 x 355 x 0,62 = 1100,5 m²

totaal A-beschermt per jaar:

87,5 + 89 + 172 + 87,5 + 1100,5 = 1536,5 m²

Onderhoudskosten 1536,5 x (Nf 1,17+ Sf 0,83) -

- Nf 1.800 + Sf 1.275 = ---> Sf 13.875

B2' De rest van het hellend gedeelte

slijtlaag:

- vervanging 1x per 15 jaar

- $2 \times 5 \times 31,25 \times 0,033 = 10,4 \text{ m}^3$

stootrand:

- afmeting 250x250 mm

- 3x over de lengte

- $3 \times 31,25 \times (0,25)^2 = 5,9 \text{ m}^3$

kosten $16,3 \times 1.600 = \text{Sf } 26.080$

Uitvoeringskosten: Sf 4.000

{ zie ook append. UK }

totaal Sf 30.000

Te beschermen

A-beschermt $5 \times 31,25 = 156,3 \text{ m}^2$

kosten $156,3 \times (\text{Nf } 1,17 + \text{Sf } 0,83) = \text{Nf } 183 + \text{Sf } 130 = \text{Sf } 1.400$

B3 Alternatief HH3

Materiaal

Rijdek: 31 x 5 x 0,070	= 11,0 m ³
Langsliggers: 11 x 31 x 0,27 x 0,12	= 11,4 m ³
Dwarsdragers: 18 x 5 x 0,330 x 0,133	= 4,0 m ³
Vakwerkligger:	
bovenrand 8 x 5,2 x 0,348 x 0,120	= 1,7 m ³
onderrand 12 x 5,2 x 0,348 x 0,120	= 2,6 m ³
vertikalen 5 x 5,2 x 0,348 x 0,120	= 1,1 m ³
diagonalen 8 x 7,35 x 0,348 x 0,120	= 2,5 m ³
per ligger	7,9 m ³
2 liggers 2 x 7,9	= 14,8 m ³
totaal hout	= 41,2 m ³
kosten Sf 66.000	

lijm

te lijmen oppervlak:

dwarsdragers: 18 x 5 x 9 x 0,133	= 108 m ²
vakwerk: 2 x 188,8 x 5 x 0,12	= 227 m ²
totaal A-lijm	= 335 m ²
kosten Sf 48.800	

Uitvoeringskosten

Sf 41.000

{ zie ook append. UK }

Totale globale kosten Sf 156.000

Onderhoud

te beschermen oppervlak:

onderkant dek: 31,2x(5 - 11 x 0,120)	= 115 m ²
langsliggers: 11x31,2x(2x0,27+0,12)	= 226,5 m ²
dwarsdragers: 18x5x2x(0,330+0,120)	= 83,3 m ²

vakwerken:

per vakwerk 25 x 5,2 + 8 x 7,35	= 188,8 m'
staaf omtrek 2 x (0,245 + 0,464)	= 1,42 m
oppervlak 2 x 188,8 x 1,42	= 536 m ²
totaal A-beschermt	= 961 m ²
Onderhoudskosten 961 x 9,01	= Sf 8.700

B4 Alternatief HS1

Materiaal

leuningen: = 4 m³

Rijdek: $31 \times 5 \times 0,120 = 19,8 \text{ m}^3$

totaal hout 23,8 m³

kosten Sf 38.080

hoofdligger

per ligger $31 \times 3140 = 97340 \text{ N}$

5 liggers $486700 \text{ N} = 49 \text{ ton staal}$

kosten Sf 480.200

Uitvoeringskosten

Sf 47.000

{ zie ook append. UK }

Totale globale kosten Sf 565.000

Onderhoud

Te beschermen oppervlak:

- leuningen: 87,5 m²

- onderkant dek: $31 \times (5 - 5 \times 0,300) = 109 \text{ m}^2$

Onderhoudskosten hout $196,5 \times 9,01 = \text{Sf } 1.770$

- hoofdliggers: per I-ligger 31 m¹

ligger omtrek $2 \times 1,0 + 3 \times 0,3 + 4 \times 0,036 = 3,04 \text{ m}$

oppervlak $5 \times 31 \times 3,04 = 502 \text{ m}^2$

Onderhoudskosten staal $502 \times 19,36 = \text{Sf } 9.719$

onderhoud totaal Sf 11.489

B5 Alternatief HS2

Materiaal

Rijdek: $31 \times 5 \times 0,070$ = 11,0 m³
Langsliggers: $11 \times 31 \times 0,27 \times 0,12$ = 11,4 m³
Dwarsdragers: $18 \times 5 \times 0,330 \times 0,133$ = 4,0 m³
totaal hout = 26,4 m³
kosten Sf 42.200

Vakwerkliggers:

bovenrand $4 \times 5,2 \times 682$ = 14186 N
onderrand $6 \times 5,2 \times 682$ = 21278 "
vertikalen $5 \times 5 \times 682$ = 17050 "
diagonalen $6 \times 7,21 \times 682$ = 29531 "
per ligger = 82045 N
2 liggers 164090 N = 17 ton staal
kosten Sf 166.600

lijm

dwarsdragers
A-lijm = 108 m² (zie B3)
kosten Sf 15.700

Uitvoeringskosten

Sf 48.000
(zie ook append UK)

Totale globale kosten Sf 224.000

Onderhoud

Te beschermen oppervlak:

onderkant dek: $31,2 \times (5 - 11 \times 0,120)$ = 115 m²
langsliggers: $11 \times 31,2 \times (2 \times 0,27 + 0,12)$ = 226,5 m²
dwarsdragers: $18 \times 5 \times 2 \times (0,330 + 0,120)$ = 83,3 m²

A-hout = 425 m²
kosten Sf 3.827

- per vakwerk: $10 \times 5,2 + 5 \times 5 + 6 \times 7,21$ = 120,3 m'
staaf omtrek $2 \times 0,250 + 4 \times 0,260 + 4 \times 0,0125$ = 1,59 m
A-staal $2 \times 120,3 \times 1,59$ = 383 m²

onderhoudskosten staal: $383 \times 19,36$ = Sf 7.415
onderhoud Sf 11.200 totaal

C Globale kosten van het drijvend gedeelte

C1 Alternatief DH (3c)

Materiaal

Hout

Langsliggers: $30 \times 2 \times 25 \times 0,27 \times 0,12$ = 48,6 m³

Oplegbalken: $3 \times 30 \times 2 \times 3 \times 0,245 \times 0,12$ = 15,9 "

Verband diagonaal // HD: $3 \times 10 \times 3 \times 0,07 \times 0,12$ = 0,8 "

Verband horizontaal // HD: $3 \times 5 \times 2,65 \times 0,07 \times 0,12$ = 0,3 "

Per ondersteuning:

- 2 regels 18 m : $2 \times 18 \times 0,195 \times 0,095$ = 0,7 m³

- 31 stijlen 1,1 m : $31 \times 1,1 \times 0,195 \times 0,095$ = 0,6 "

- diagonalen $\perp$ HD: $8 \times 5 \times 0,07 \times 0,12$ = 0,3 "

8 ondersteuningingen: $8 \times 1,6$ = 12,8 "

totaal hout 78,4 m³

kosten Sf 125.400

(// HD = evenwijdig aan het Hellend Deel)

($\perp$ HD = loodrecht op " " ")

Uitvoeringskosten

Sf 42.000

{ zie ook in append. UitvoeringsKosten }

totale globale kosten Sf 167.000

Onderhoud

- onderkant dek: $25 \times (18 - 30 \times 2 \times 0,12)$ = 270 m²

- langsliggs.: $29 \times 25 (2 \times 0,27 + 2 \times 0,12) + 2 \times 25 (2 \times 0,27 + 0,12)$ = 598,5 "

- opleg balken: $3 \times 30 \times 2 \times 3 \times (2 \times 0,245 + 0,12)$ = 329,4 "

- diagonalen // HD: $3 \times 10 \times 3 \times 2 (0,07 + 0,12)$ = 34,2 "

- horizontalen // HD: $3 \times 5 \times 2,65 \times 2 (0,07 + 0,12)$ = 15,1 "

per ondersteuning

- regels: $2 \times 18 (2 \times 0,195 + 0,095)$ = 17,5

- stijlen: $31 \times 1,1 \times 2 (0,195 + 0,095)$ = 19,8

- diagonalen $\perp$ HD: $8 \times 5 \times 2 (0,07 + 0,12)$ = 15,2

8 ondersteuningingen: $8 \times 52,5$ = 420,0 "

totaal A-bescherm per jaar 1678 m²

Onderhoudskosten $1678 \times (Nf 1,17 + Sf 0,83) =$

Nf 1963+ Sf 1393 = ---> Sf 15.100

C1' De rest van het drijvend gedeelte

Materiaal

- dek: $18 \times 25 \times 0,07$ = 31,5 m³
 - slijtlaag: vervanging 1x per 15 jaar
 $2 \times 18 \times 25 \times 0,033$ = 29,8 m³
 - vangrail:
 - stootbalk 250×250 mm
Omtrek - "openingen" $= 2 \cdot (25 + 18) - 2,9 = 62$ m
 $62 \times (0,25)^2$ = 3,9 m³
 - staanders (leuning) h.o.h. 1,2 m (aantal 53)
afmeting: $1200 \times 200 \times 200$ mm
 $53 \times 1,2 \times (0,2)^2$ = 2,5 m³
 - rail
afmeting 150×150 mm
 $62 \times (0,15)^2$ = 1,4 m³
- totaal 69,1 m³ hout
kosten $69,1 \times 1.600 = \text{Sf } 110.600$

Staal

- ponton plaatdikte 7mm
bodem plaat: $30 \times 18 \times 0,007 = 3,78$
bovenplaat: $5 \times 18 \times 0,007 = 0,63$
hoge zij-randen: $2 \times 1,5 \times 25 \times 0,007 = 0,53$
lage " : $2 \times 0,4 \times 5 \times 0,007 = 0,03$
kopse-randen: $2 \times 18 \times 1,5 \times 0,007 = 0,38$
verstijvingsplaat: $7 \times 1,2 \times 0,025 = 0,21$
 $5,56 \times 7850 \text{ kg/m}^3 = 43,6 \text{ ton}$
IPE 400 Profiel: $2 \times 7 \times 663 = 9,3 \text{ ton}$
kosten: $52,9 \times \text{Nf } 1.400 = \text{Nf } 74.060 \rightarrow \text{Sf } 518.400$

Uitvoeringskosten

Sf 62.000

(zie ook in append. Uitvoeringskosten)

totale globale kosten Sf 691.000

Te beschermen:

hout

staander: $53 \times 1,2 \times 0,8$

rail: $62 \times 0,6$

bovenkant dek: 18×25

totaal

kosten: $538,2 \times (\text{Nf } 1,17 + \text{Sf } 0,83) =$
 $\text{Nf } 630 + \text{Sf } 450 \text{ p.j.}$

= 51 m²

= 37,2 m²

= 450 m²

538,2 m²

staal

$2 \times 25 \times 1,5 = 75 \text{ m}^2$

$2 \times 18 \times 1,5 = 54 \text{ m}^2$

$2 \times 5 \times 0,4 = 4 \text{ m}^2$

$5 \times 18 = \underline{90 \text{ m}^2}$

totaal = 223 m²

kosten: $223 \times (\text{Nf } 2,73 + \text{Sf } 0,46) = \text{Nf } 609 + \text{Sf } 103$
onderhoud totaal: $\text{Nf } 1.239 + \text{Sf } 553$

C2 Alternatief DS

Materiaal

Hout

Langsliggers: $37 \times 25 \times 0,27 \times 0,12$ = 30,0 m³
Oplegbalken: $15 \times 2 \times 3,5 \times 0,27 \times 0,12$ = 3,4 "
Verband diagonaal $\perp$ HD: $12 \times 3,1 \times 0,07 \times 0,12$ = 0,3 "
Verband horizontaal $\perp$ HD: $6 \times 3 \times 0,07 \times 0,12$ = 0,2 "

Per ondersteuning:

- 2 regels 25 m : $2 \times 25 \times 0,195 \times 0,095$ = 0,9 m³
- 15 stijlen 0,7 m : $15 \times 0,7 \times 0,195 \times 0,095$ = 0,2 "
- diagonalen //HD: $10 \times 5,5 \times 0,07 \times 0,12$ = 0,5 "

4 ondersteuningen:

$4 \times 1,6 = \frac{6,4}{40,3} "$
m³

totaal hout

kosten Sf 64.500

Staal

IPE 450: $15 \times 18 \times 800 = 216000$ N = 22 ton staal

kosten: $22 \times 9.800 =$ Sf 215.600

Uitvoeringskosten

Sf 24.000

{ zie ook in append. Uitvoeringskosten }

totale globale kosten Sf 304.000

Onderhoud

- onderkant dek: $25 \times (18 - 37 \times 0,12)$ = 339 m²
- langsliggs.: $37 \times 25 (2 \times 0,27 + 0,12)$ = 610,5 "
- opleg balken: $15 \times 2 \times 3,5 \times (2 \times 0,27 + 0,12)$ = 69,3 "
- diagonalen $\perp$ HD: $12 \times 3,1 \times 2 (0,07 + 0,12)$ = 14,1 "
- horizontalen $\perp$ HD: $6 \times 3 \times 2 (0,07 + 0,12)$ = 6,8 "

per ondersteuning

- regels: $2 \times 25 (2 \times 0,195 + 0,095)$ = 24,3

- stijlen: $15 \times 0,7 \times 2 (0,195 + 0,095)$ = 6,1

- diagonalen $\perp$ HD: $10 \times 5,5 \times 2 (0,07 + 0,12)$ = 20,9

4 ondersteuningen: $4 \times 51,3$

= $\frac{205,2}{1245} "$
m²

totaal A-beschermt per jaar

Onderhoudskosten hout $1245 \times (Nf 1,17 + Sf 0,83) =$

Nf 1457+ Sf 1033 = ---> Sf 11.232

IPE 450: omtrek $2 (0,45 + 0,19) = 1,28$ m

oppervlak $15 \times 18 \times 1,28 = 345,6$ m²

Onderhoudskosten staal $345,6 \times 19,36 =$ Sf 6691

Onderhoud totaal Sf 17.900

Bijlage 3: Appendix
uitvoeringskosten

De uitvoeringskosten

Methodiek

- Er wordt van de materiaalkosten van alternatief HH2 uitgegaan om de uitvoeringskosten van de verschillende alternatieven te schatten. Dit omdat de buitenlandse komponent van de kosten van dit alternatief het geringst zijn.
- De uitvoeringskosten worden geraamd op 75% van de materiaal kosten van dit alternatief (eigen raming).
- De benodigde uitvoeringstijd wordt voor alternatief HH2 en de andere alternatieven geraamd.
- Hier uit volgen de kosten per tijdseenheid van het deel van alternatief HH2, dat wordt vergeleken met de delen van de andere alternatieven. En daarmee kunnen de uitvoeringskosten van het vergelijkbare deel van de andere alternatieven worden geraamd.

Uitvoeringskosten HH2

De globale materiaalkosten van Alt. HH2: Sf 100.000
De uitvoeringskosten HH2: $0,75 \times 99.800 = \text{Sf } 75.000$.

De montage tijd

leuning:

52 staanders met elk 4 bevestigingspunten
geschatte konstruktie-tijd per bevestigingspunt a
benodigde tijd: $52 \times 4 \times a = 208a$

Rijdek:

Per plank 20 spijkers
a/15 per spijker
116 planken
benodigde tijd: $116 \times 20 \times a/15 = 155a$

Langsliggers:

onderlinge koppeling (dubbele):
9 rijen op 25 plaatsen $9 \times 25a = 225a$
bevestigingen aan dwarsdragers:
 $11 \times 26a = 286a$
benodigde tijd: 511a

Dwarsdragers:

5 bevestigingspunten per dwarsdrager
bevestigingstijd a per punt
benodigde tijd: $26 \times 5 \times a = 130a$

Hoofdliggers:

vakwerk knooppunten $5 \times 50 = 250$
geschatte montage tijd per knooppunt 4,5a
benodigde tijd: $250 \times 4,5a = 1125a$

Verstijvingskonstruktie:

In het verticale vlak om de ene verticale staaf, daar uit
volgt dat er 12 eenheden zijn. Per eenheid 48 verbindingen.
benodigde tijd: $12 \times 48 \times a = 576a$

In het horizontale vlak

- Loodrecht op de rij-richting 2 traveeën
per travee:
 - montage latten 10 bevestigingspunten: = 10a
 - 13 staven 2 punten per staaf := 26a
voor beide traveeën $2 \times 26a = 52a$
- Evenwijdig aan de rij-richting
26 dwarsdragers
25 velden, waarvan 2 al geteld zijn in loodrechte richting
 - montage latten 3 bevestigingspunten per dwarsdrager
 $24 \times 3a = 72a$
 - 4 staven per veld, 2 punten per staaf $23 \times 4 \times 2a = 184a$

Totaal benodigde tijd: 3033a
kosten per tijd(a): Sf 25

Uitvoeringskosten HH1

Montage tijd

Leuning: 208a (zie HH2)

Rijdek:

44 spijkers per 2 planken
946 planken
benodigde tijd: $946/2 \times 44 \times a/15 = 1387a$

Extra bevestigingspunten rijdek aan hoofdliggers 30, per
punt 3a. Tijd : 90a

Hoofdliggers:

lijm oppervlak 937 m^2

benodigde tijd: $937 \times a/3 = \underline{312a}$

Verstijvingskonstruktie:

aantal dwarsstaven: 16

bevestigingspunten montage latten per dwarsstaaf: 6

tijd: $16 \times 6a = \underline{96a}$

aantal velden: 15

aantal bevestigingspunten van de diagonalen per veld: 8

tijd: $15 \times 8a = \underline{120a}$

totaal benodigde tijd: 2213a

uitvoeringskosten: $2213 \times 25 = \text{Sf } 55.000$

Uitvoeringskosten HH3

een leuning:

benodigde tijd: $1/2 \times 208a = \underline{104a}$

Rijdek:

Per plank 22 spijkers

a/15 per spijker

116 planken

benodigde tijd: $116 \times 22 \times a/15 = \underline{170xa}$

Langsliggers:

bevestigingen aan dwarsdragers:

$11 \times 19xa = 209a$

benodigde tijd: 209a

Dwarsdragers:

aantal: 19

per dwarsdrager: 4 bevestigingspunten

benodigde tijd: $19 \times 4 \times a = \underline{76xa}$

Hoofdliggers:

aantal knooppunten per vakwerk 14

montage tijd per knooppunt 12a

$2 \times 14 \times 12a = \underline{672a}$

Lijm oppervlak: 562 m^2

benodigde tijd: $562 \times a/3 = \underline{187a}$

Verstijvingskonstruktie:

Horizontaal

ondervlak: 18 velden met 1 diagonaal

per diagonaal : 7 bevestigingspunten

tijd: $18 \times 7a = \underline{126a}$

bovenvlak:

7 houten dwarsbalken, per balk 2 bevestigingspunten

Per bevestigingspunt 1,5a: $7 \times 2 \times 1,5a = \underline{21a}$

12 stalen strips: $12 \times 2 \times a = \underline{24a}$

Vertikaal

14 schoorbalken: $14 \times 2 \times 1,5a = \underline{42a}$

totaal benodigde tijd: 1631a

Uitvoeringskosten: $1631 \times 25 = \text{Sf } 41.000$

Uitvoeringskosten HS1

leuningen: 208a zie HH2

Rijdek: 1387a zie HH1

Bevestiging rijdek aan hoofdliggers:
In de breedte richting 6 bevestigingspunten
In de lengte richting 16 "
Benodigde tijd: $16 \times 6 \times a = 96a$
Verstijvingskonstruktie:
In het verticale vlak om de 3,1 m
10 vlakken met 16 bevestigingspunten per vlak
 $10 \times 16 \times a = 160a$
In het horizontale vlak
20 x 2 bevestigingspunten: $40a$

Totaal benodigde tijd: 1891a
Uitvoeringskosten: $1891 \times 25 = \text{Sf } 47.000$

Uitvoeringskosten HS2

Leuning: 104a
Rijdek: 170xa zie HH3
Langsliggers: 209a zie HH3
Dwarsdragers: 76a zie HH3
Hoofdliggers:
aantal knooppunten per vakwerk 12
montage tijd per knooppunt 25a
 $2 \times 12 \times 60a = 1440a$
Verstijvingskonstruktie:
5 dwarsbalken $5 \times 2 \times 4a = 40a$
8 stalen strips: $8 \times 2 \times a = 16a$
Vertikaal
eindportalen $14 \times 2 \times a = 28a$
andere portalen: $5 \times 2 \times 4a = 40a$

totaal benodigde tijd: 1923a
kosten: Sf 48.000

Uitvoeringskosten slijtlaag HD

216 planken
10 spijkers per plank
 $(216 \times 10 \times a/15) = 144a$
kosten $144 \times 25 = \text{Sf } 4.000$

Uitvoeringskosten DH

Langsliggers:
onderlinge verbinding (dubbele): $29 \times 4 \times 2 \times a = 232a$
onderlinge verbinding //: $31 \times 3 \times 2 \times a = 186a$
aan eind-ondersteuning: $2 \times 31 \times a = 62a$
aan oplegbalken: $31 \times 3 \times 2 \times a = 186a$
Oplegbalken:
aan elkaar: $29 \times 3 \times a = 87a$
aan ondersteuning: $3 \times 31 \times 2 \times a = 186a$
Verband:
diag. //HD $3 \times 10 \times 2 \times a = 60a$
horizont. //HD $3 \times 5 \times 2 \times a = 30a$
Ondersteuning:
- per ondersteuning
- stijlen aan regels $31 \times 2 \times a = 62a$
- diag. HD $8 \times 2 \times a + 4 \times a = 20a$
8 ondersteuning $8(62a + 20a) = 656a$

totaal benodigde tijd: 1685a
kosten Sf 42.000

Uitvoeringskosten DS

Langsliggers:

aan dwarsdragers $37 \times 14 \times a = 518a$

Dwarsdragers:

aan elkaar: $14 \times 2a = 28a$

aan eind-ondersteuning: $2 \times 14 \times 2a = 56a$

aan oplegbalken: $14 \times 4 \times a = 56a$

Oplegbalken:

aan elkaar: $14 \times a = 14a$

aan ondersteuning: $14 \times 2a = 28a$

Verband:

diag. $\perp$ HD: $12 \times 2a = 24a$

horiz. $\perp$ HD: $6 \times 2a = 12a$

Ondersteuning:

- per ondersteuning

- stijlen aan regels $15 \times 2 \times a = 30a$

- diag. $//$ HD $10 \times 2 \times a + 5 \times a = 25a$

4 ondersteuning $4(30a + 25a) = 220a$

totaal benodigde tijd: 956a
kosten Sf 24.000

Uitvoeringskosten 'de rest van het drijvend gedeelte'

Leuning: $(2 \times 18 + 2 \times 25) / (31 \times 2) \times 208a = 291a$
[Omtrek-dek/Omtrek-hellend]
(zie HH2)

Slijtlaag: $(18 \times 25) / (31 \times 5) \times 144a = 2,9 \times 144a = 418a$
[A-dek/A-hellend]

(zie Uitvoeringskosten slijtlaag HD)

Rijdek: $2,9 \times 155a = 450a$ (zie Leuning+HH2)

Verstijvingskonstruktie:

aantal dwarsstaven: 30 ($14 + 4 \times 4$)

bevestigingspunten montage latten per dwarsstaaf: 6

tijd: $30 \times 6a = 180a$

aantal velden: 30

aantal bevestigingspunten van de diagonalen per veld: 5

tijd: $30 \times 5a = 150a$

Vloerbalken:

veld-ondersteuning: $3 \times 31 \times 2 \times a / 15 = 12a$

rand-ondersteuning: $2 \times 31 \times a / 15 = 4a$

Ponton:

laslengte ponton: $4 \times 18 + 2 \times 30 + 2 \times 5 + 4 \times 18 = 148$ m

oplegplaat: $2 \times (7 + 1,2) = 16,4$ m

tijd per m' 6a

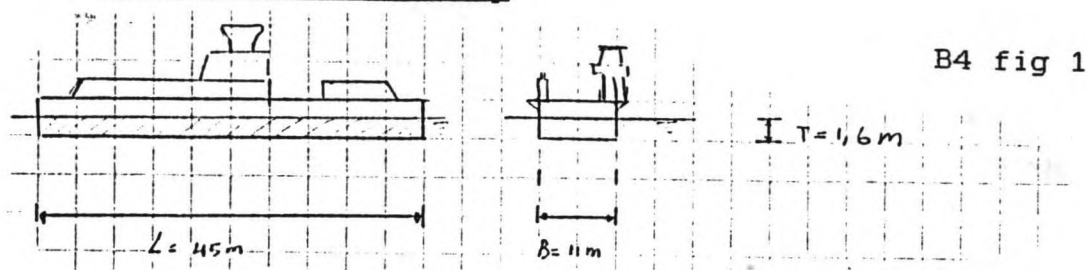
benodigde tijd: $164,4 \times 6a = 986a$

totaal benodigde tijd: 2491a
kosten: $2491 \times Sf 25 = Sf 62.000$

Biilage nr 4

Berekeningen remming-werk

A Massa van het schip



$$\text{depl} = \gamma_w \cdot \nabla = \rho_w \cdot g \cdot \nabla$$

$$\rho_w = 1000 \text{ kg/m}^3$$

$$M_S = \text{depl}/g = \rho_w \cdot \nabla = 1000 \cdot 45 \cdot 11 \cdot 1,60 = 792000 \text{ kg} = 729 \text{ ton}$$

Hydrodynamische massa:

$$M_W = \pi/4 \cdot T^2 \cdot L \cdot w = \pi/4 \cdot (1,6)^2 \cdot 45 \cdot 1000 = 90,5 \text{ ton}$$

Coëfficiënt van de hydrodynamische massa (C_m):

$$C_m = (M_S + M_W)/M_S = 1,1$$

B Op te nemen energie

$$E = \frac{1}{2} \cdot M_S \cdot v^2 \cdot C_t \text{ (Saurin)}$$

$$C_t = C_m \cdot C_S \cdot C_k \cdot C_e = 1,1 \cdot 1,1 \cdot 1,1 \cdot \frac{1}{2} = 0,55$$

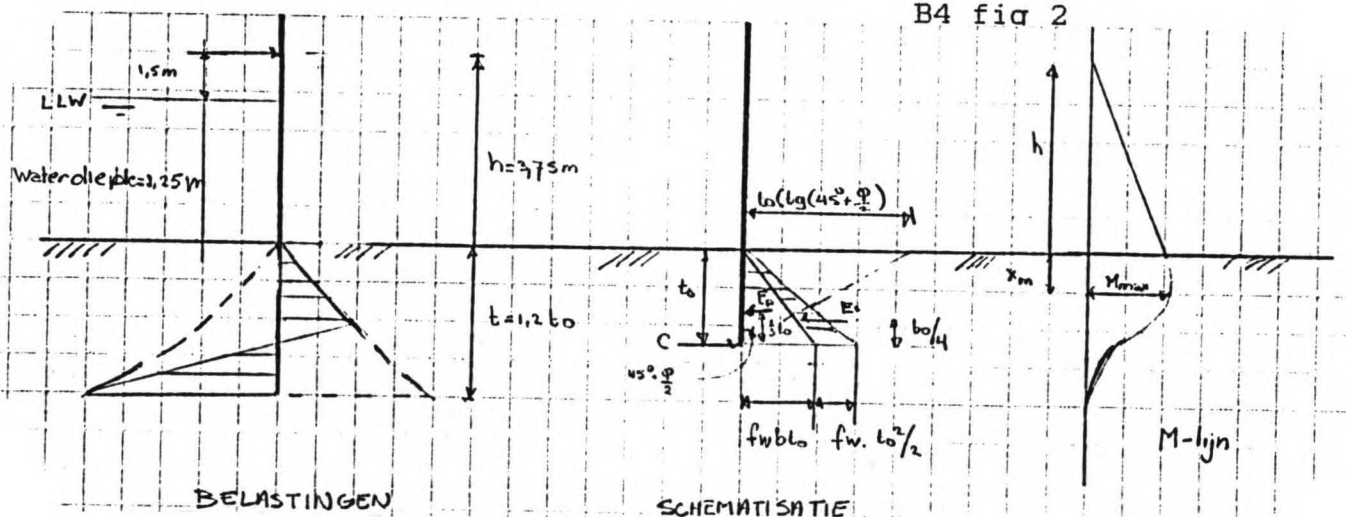
C_S : deformatie coëff. v/h schip

C_k : coëff. afhankelijk v/d aanlegconstructie

C_e : excentriciteits coëff.

$$E = \frac{1}{2} \cdot 729 \cdot (0,6)^2 \cdot 0,55 = 78,408 \text{ kNm}$$

B4 fig 2



klei: $\varphi = 25^\circ$

$$\delta p = -2/3 \cdot 25^\circ = 16,7^\circ$$

$$\lambda p = 4,1$$

$$\gamma_{\text{grond}} = 18 \text{ kN/m}^3$$

$$\gamma_o = 18 - 10 = 8 \text{ kN/m}^3$$

$$f_w = \gamma_o \cdot \lambda p = 32,8$$

$$\lambda p = \text{tg}^2(45^\circ + \delta p/2)$$

$h = 3,75 \text{ m}$ (afstand van het stootpunt vanaf de bodem)

bij LW)

$$M_{\text{max}} = f_w/24 \cdot x_m^2 [3x_m^2 + x_m(4h + 3b) + 12h \cdot b] \text{ volgens Blum}$$

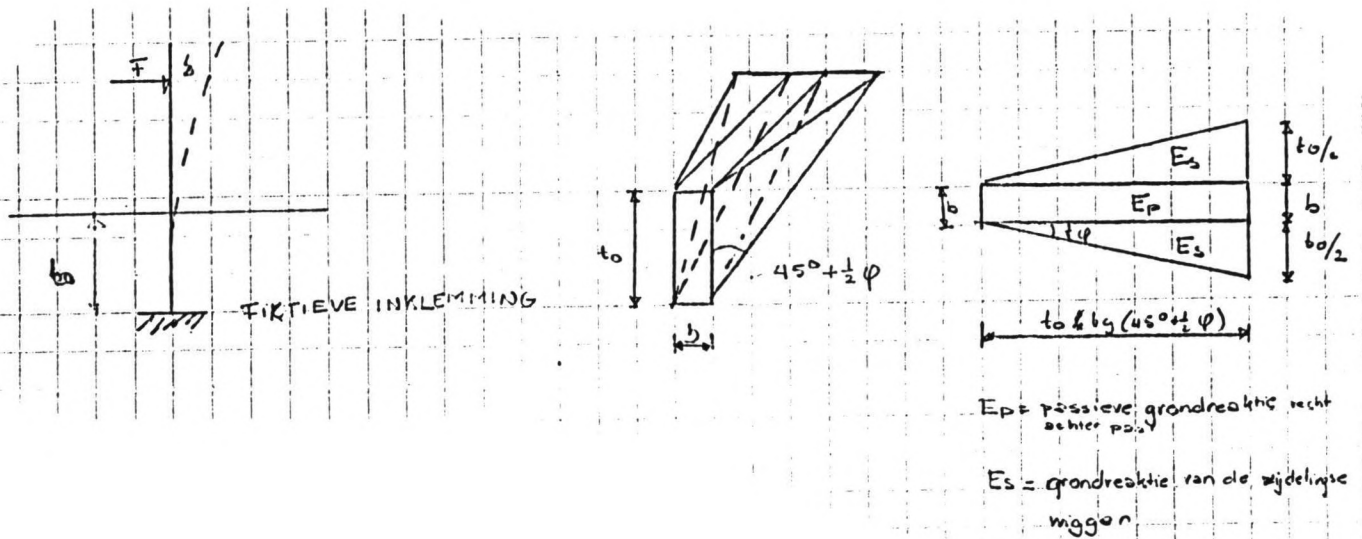
$$t_o^3 \cdot (t_o + 4b)/(t_o + h) = 4 \cdot x^2(x + 3b)$$

$$L_i = h + 0.78 \cdot t_0$$

$$t = 1.2 \cdot t_0$$

$$E = \frac{1}{2} \cdot F^2 / k$$

B4 fig 3



C remming-werken

C1 Houten palen

aantal: 6

afmetingen: 400 x 400 mm

houtsoort: groenhart

toelaatbare buigspanning: 64 N/mm²
(chr-brochure 78-1)

traagheidsmoment: $2,133 \cdot 10^9 \text{ mm}^4$

weerstandsmoment: $10,67 \cdot 10^6 \text{ mm}^3$

$b = 1,6 \text{ m}$

Maximale moment:

$$M = 6 \cdot 64 \cdot 10,67 \cdot 10^6 = 4097,28 \text{ kNm}$$

B4 fig 4

Afstand onder de bodem waar het moment maximaal is:

$$4097,3 = 4,1 \cdot x_m^4 + 38,0 \cdot x_m^3 + 98,4 \cdot x_m^2$$

$$x_m = 3,7 \text{ m}$$

Inklemningslengte:

$$t_0^3 \cdot (t_0 + 6) / (t_0 + 3,75) = 465,5$$

$$t_0 = 7,3 \text{ m}$$

$$L_i = 3,75 + 0,78 \cdot 7,3 = 9,44 \text{ m}$$

Inheidiepte:

$$t = 1,2 \cdot t_0 = 1,2 \cdot 7,3 = 8,76 \text{ m}$$

Maximaal optredende spanning:

$$k = 3E_m I / (L_i)^3$$

$$k = 3 \cdot 20000 \cdot 2,133 \cdot 10^9 / (9440)^3 = 152,1 \text{ N/mm}$$

$$F = 2 \cdot (78,408/6) \cdot 152,1 = 63,0 \text{ kN}$$

$$M = 9,44 \cdot 63,0 = 594,7 \text{ kNm}$$

$$\sigma = M/W = 55,7 \text{ N/mm}^2$$

Maximale uitwijking bij hoogwater:

$$L = 12,54 \text{ m}$$

$$k = 3 \cdot 20000 \cdot 2,133 \cdot 10^9 / (12540)^3 = 6497 \text{ N/mm}$$

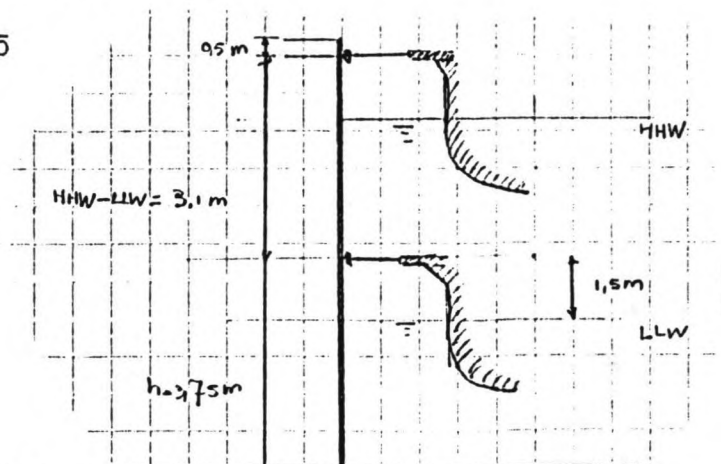
$$F = 41,2 \text{ kN}$$

$$\delta = 41,2 \cdot 10^3 \cdot (12540)^3 / 3 \cdot 20000 \cdot 2,133 \cdot 10^9 = 647,0 \text{ mm}$$

Lengte palen:

$$L_t = t + 3,75 + 3,1 + 0,5 = 16,11 \text{ m}$$

B4 fig 5



C2 Stalen buizen

aantal: 4

onder

kwaliteit: Fe 510

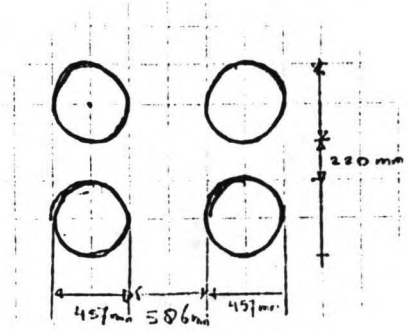
toelaatbare spanning: $\bar{\sigma} = 360 \text{ N/mm}^2$

b = 1,5 m

type: warmgevormde ronde buisprofiel,
diameter 457,0 mm,
dikte 40,0 mm

weerstandsmoment $5030,6 \cdot 10^3 \text{ mm}^3$

traagheidsmoment $114949 \cdot 10^4 \text{ mm}^4$



B4 fig 6

boven

kwaliteit Fe 360

toelaatbare spanning: $\bar{\sigma} = 240 \text{ N/mm}^2$

type: warmgevormde ronde buisprofiel,
diameter 457,0 mm,
dikte 20,0 mm

weerstandsmoment $2874,46 \cdot 10^3 \text{ mm}^3$

traagheidsmoment $65681 \cdot 10^4 \text{ mm}^4$

Maximale moment in het onderste deel:

$$M = 4 \cdot 360 \cdot 5030,6 \cdot 10^3 = 7244,06 \text{ kNm}$$

Afstand onder de bodem waar het moment maximaal is:

$$7244,06 = 4,1 \cdot x_m^4 + 36,9 \cdot x_m^3 + 92,2 \cdot x_m^2$$

$$x_m = 4,6 \text{ m}$$

Inklemmingslengte:

$$t_0^3 \cdot (t_0 + 6) / (t_0 + 3,75) = 770,2$$

$$t_0 = 8,7 \text{ m}$$

$$L_i = 3,75 + 0,78 \cdot 8,7 = 10,5 \text{ m}$$

Inheidiepte:

$$t = 1,2 \cdot t_0 = 10,44 \text{ m}$$

Maximaal optredende spanning in het onderste deel:

Bij laagwater

$$L_1 = 2,75 \text{ m}$$

$$L_i = 10,5 \text{ m}$$

$$k = 3EI / [L_i^3 + L_1^3(I_2 - I_1) / I_1]$$

$$k = 3 \cdot 210000 \cdot 114949 \cdot 10^4 / [(10500)^3 + (2750)^3(114949 - 65681) / 65681]$$
$$= 617,3 \text{ N/mm}$$

$$F = 2 \cdot (78,408 / 4) \cdot 617,3 = 155,6 \text{ kN}$$

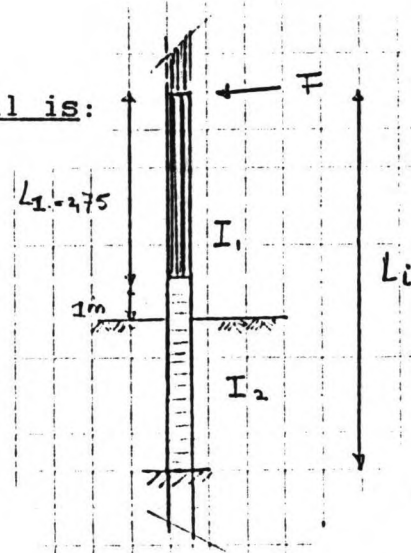
$$M = 10,5 \cdot 155,6 = 1633,8 \text{ kNm}$$

$$\sigma_{\text{optr}} = M/W = 1633,8 \cdot 10^3 / 5030,6 \cdot 10^3 = 324,8 \text{ N/mm}^2$$

Maximale kracht bij hoogwater:

$$L_1' = 5,85 \text{ m}$$

$$L_i' = 13,6 \text{ m}$$



B4 fig 7

$$k = 3.210000.114949.10^4 / [(13600)^3 + (5850)^3 (114949 - 65681) / 65681]$$

$$= 271,7 \text{ N/mm}$$

$$F = 103,2 \text{ kN}$$

Maximale moment in het bovenste deel:

$$M1 = 5,85.103,2 = 603,7 \text{ kNm}$$

$$\sigma_{optr} = M1/W1 = 603,7.10^6 / 2874,46.10^3 = 210 \text{ N/mm}^2$$

Maximale uitwijking bij hoogwater:

$$\delta_{max} = F \cdot [(L_1')^3 + (L_1')^3 \cdot (I_2 - I_1) / I_1] / 3 \cdot E_s \cdot I_2$$

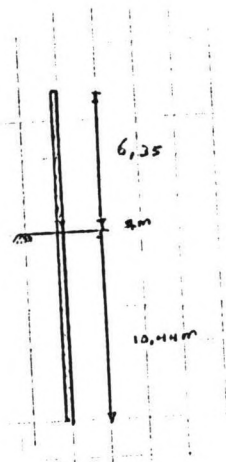
$$= 103,2.10^3 [(13600)^3 + (5850)^3 \cdot (114949 - 65681) / 65681] / 3.210000.114949.10^4 = 380 \text{ mm}$$

Lengte buizen:

$$\text{lengte onder buis } t + 1 = 10,44 + 1 = 11,44 \text{ m}$$

$$\text{lengte boven buis } L_1' + 0,5 = 6,35 \text{ m}$$

B4 fig 8



Biilage nr 5

Raming van de kosten van de
remming-werken

A Wrijfborden

aantal: 8
breedte wrijfbord: 1,65 m
aantal regels: 4 h.o.h. 500 mm
afmeting wrijfhout: 150 x 150 mm
lengte wrijfhout: 3,30 m
hoeveelheid hout: $8.4.3.3.(0,15)^2 = 2,4 \text{ m}^3$
vervanging om 10 jaar
totaal hout: $3.2,4 = 7,2 \text{ m}^3$
kosten: $7,2 \times 1.600 = \text{Sf } 11.520$
Te beschermen oppervlak
omtrek: $4.0,15 = 0,6 \text{ m}$
A-beschermt: $8.4.3.3.0,6 = 63 \text{ m}^2$
kosten: $63 \times (\text{Nf } 1,17 + \text{Sf } 0,83) = (\text{Nf } 74 + \text{Sf } 52) \text{ p.j.}$

B heien palen

heiprijs in 1977 (Sur.) voor een paal (inheidiepte 36 m)

betonnen paal	:	750
stalen buisprofiel	:	1.500

Raming huidige heiprijs palen

diskonto voet 10%

houten palen

inheidiepte: 8,76 m

heiprijs: $(750.8,76/36)(1+0,1)^{13} = \text{Sf } 630$

stalen palen

inheidiepte: 10,44 m

heiprijs: $(1500.10,44/36)(1+0,1) = \text{Sf } 1.502$

C Alternatief HR: Houten meerpalen

materiaal

48 palen afmeting 400 x 400 mm

lengte 16,11 m

vervanging over 15 jaar van deze 48 palen.

hoeveelheid hout: $2 \times 48 \times 0,4 \times 0,4 \times 16,11 = 247,4 \text{ m}$

kosten $247,4 \times 1.600 = \text{Sf } 395.8450$

heiwerk

kosten per paal Sf 630

Om 2 keer 48 palen te heien zijn de kosten

$2 \times 48 \times 630 = \text{Sf } 60.480$

Totale globale kosten: Sf 456.320

Onderhoud

Te beschermen oppervlak:

lengte boven LW: 5,1 m

paal omtrek 1,6 m

A-onderhoud: $48 \times 5,1 \times 1,6 = 391,7 \text{ m}^2$

onderhoudskosten: $391,7 \times (\text{Nf } 1,17 + \text{Sf } 0,83) =$

$= \text{Nf } 458 + \text{Sf } 325 = \text{-----} \rightarrow \text{Sf } 3.529$

D Alternatief SR: stalen buisprofielen

materiaal

totaal 32 buisprofielen

onderpaal: diameter 457,0 mm; dikte 40 mm; lengte 11,44 m;
gewicht 411,35 kg/m'

bovenpaal: diameter 457,0 mm; dikte 20 mm; lengte 6,35 m;
gewicht 215,54 kg/m'

hoeveelheid staal in tonnen:

$$(32.11,44.411,35 + 32.6,35.215,54) \cdot 10 = 194,4 \text{ ton}$$

kosten

staalprijs per ton Sf 9.800

$$194,4 \times 9.800 = \text{Sf } 1.905.120$$

heiwerk

prijs per stalen buisprofiel Sf 1.502

$$\text{kosten } 32 \times 1.502 = \text{Sf } 48.064$$

Totale globale kosten: Sf 1.953.184

Onderhoud

Te beschermen oppervlak:

lengte boven LW: 5,1 m

buisprofiel omtrek: 1,436 m

$$\text{A-onderhoud: } 32 \times 5,1 \times 1,436 = 234,4 \text{ m}^2$$

$$\text{onderhoudskosten: } 234,4 \times 19,36 = \text{Sf } 4.538$$

D Verbindingselementen

wrijfbord/paal verbinding

UNP 80 x 45 mm

aantal per wrijfbord: 3

lengte: 1,65 m

gewicht: 8,64 kg/m'

hoeveelheid

$$8.3.1,65.8,64 = 39,6.8,64 = 342,1 \text{ kg}$$

paal/paal verbinding

UNP 220 x 80 mm

lengte: 1,5 m; 3 per remming-werk

lengte: 1,0 m; 6 " "

Gewicht: 26,4 kg/m'

$$\text{totaal gewicht: } 8 \cdot (3 \cdot 1,5 + 6 \cdot 1,0) \cdot 26,4 = 84,0 \cdot 26,4 = 2217,6 \text{ kg}$$

totaal staal gewicht: 2,6 ton

$$\text{kosten: } 2,6 \times 1.400 = \text{Nf } 3.640$$

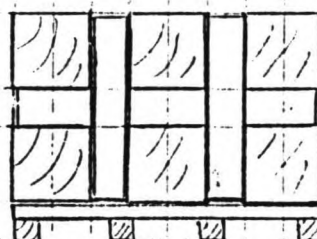
Te beschermen oppervlak:

$$\text{-- UNP 80 x 45 mm: } 2(0,08 + 2.0,045) \cdot 39,6 = 13,5 \text{ m}^2$$

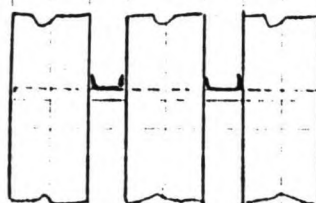
$$\text{-- UNP 220 x 80 mm: } 2(0,22 + 2.0,08) \cdot 84,0 = 63,8 \text{ m}^2$$

A-beschermt: $\pm 80 \text{ m}^2$

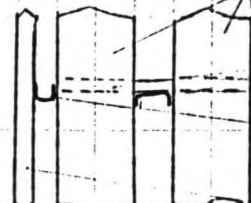
$$\text{kosten: } 80 \times (\text{Nf } 2,73 + \text{Sf } 0,46) = \text{Nf } 218 + \text{Sf } 37$$



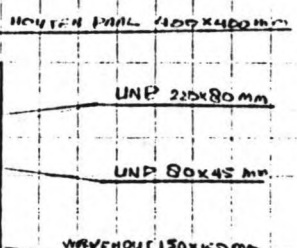
DWAARS DOORSNED
REMMINGWERK



VOORAANZICHT REMMINGWERK
(ZONDER WRYFBORD)



ZIJ-AANZICHT REMMINGWERK



Biilage nr 6

Berekening van de jaarlijkse
kosten van de verschillende
alternatieven voor de
onderdelen van de steiger-
konstruktie.

A Jaarlijkse kosten

$$K = (P-P') \cdot @ + P' \cdot i + O$$

K = jaarlijkse kosten

P = investering

P' = restwaarde na 30 jaar

$$@ = i(1+i)^n / [(1+i)^n - 1]$$

i = rentevoet

O = jaarlijkse onderhoudskosten

staal: restwaarde 10% na 30 jaar.

hout: restwaarde 0% na 30 jaar.

B Hellend gedeelte

jaarlijkse kosten bij een rentevoet van 5%

alternatief HH1: $329.000 \times 0,065 + 6.700 = \text{Sf } 28.100$

alternatief HH2: $175.000 \times 0,065 + 13.900 = \text{Sf } 25.300$

alternatief HH3: $156.000 \times 0,065 + 8.700 = \text{Sf } 18.800$

alternatief HS1: $(565.000 - 48.000) \times 0,065 + 48.000 \times 0,05 + 11.500$
 $= \text{Sf } 47.500$

alternatief HS2: $(230.000 - 16.700) \times 0,065 + 16.700 \times 0,05 + 11.200$
 $= \text{Sf } 25.900$

jaarlijkse kosten bij een rentevoet van 10%

alternatief HH1: $329.000 \times 0,106 + 6.700 = \text{Sf } 41.600$

alternatief HH2: $175.000 \times 0,106 + 13.900 = \text{Sf } 32.500$

alternatief HH3: $156.000 \times 0,106 + 8.700 = \text{Sf } 25.200$

alternatief HS1: $(565.000 - 48.000) \times 0,106 + 48.000 \times 0,1 + 11.500$
 $= \text{Sf } 71.100$

alternatief HS2: $(230.000 - 16.700) \times 0,106 + 16.700 \times 0,1 + 11.200$
 $= \text{Sf } 35.500$

jaarlijkse kosten bij een rentevoet van 15%

alternatief HH1: $329.000 \times 0,1523 + 6.700 = \text{Sf } 56.800$

alternatief HH2: $175.000 \times 0,1523 + 13.900 = \text{Sf } 40.600$

alternatief HH3: $156.000 \times 0,1523 + 8.700 = \text{Sf } 32.500$

alternatief HS1: $(565.000 - 48.000) \times 0,1523 + 48.000 \times 0,15 + 11.500$
 $= \text{Sf } 97.400$

alternatief HS2: $(230.000 - 16.700) \times 0,1523 + 16.700 \times 0,15 + 11.200 =$
 $= \text{Sf } 46.200$

jaarlijkse kosten bij een rentevoet van 20%

alternatief HH1: $329.000 \times 0,201 + 6.700 = \text{Sf } 72.800$

alternatief HH2: $175.000 \times 0,201 + 13.900 = \text{Sf } 49.100$

alternatief HH3: $156.000 \times 0,201 + 8.700 = \text{Sf } 40.100$

alternatief HS1: $(565.000 - 48.000) \times 0,201 + 48.000 \times 0,2 + 11.500$
 $= \text{Sf } 125.000$

alternatief HS2: $(230.000 - 16.700) \times 0,201 + 16.700 \times 0,2 + 11.200 =$
 $= \text{Sf } 57.400$

C Drijvend deel

jaarlijkse kosten bij een rentevoet van 5%

alternatief DH: $167.000 \times 0,065 + 15.100 = \text{Sf } 26.000$

alternatief DS: $(304.000 - 21.600) \times 0,065 + 21.600 \times 0,05 + 17.900$
 $= \text{Sf } 37.300$

jaarlijkse kosten bij een rentevoet van 10%

alternatief DH: $167.000 \times 0,106 + 15.100 = \text{Sf } 32.800$

alternatief DS: $(304.000 - 21.600) \times 0,106 + 21.600 \times 0,1 + 17.900$
 $= \text{Sf } 50.000$

jaarlijkse kosten bij een rentevoet van 15%

alternatief DH: $167.000 \times 0,1523 + 15.100 = \text{Sf } 40.500$

alternatief DS: $(304.000 - 21.600) \times 0,1523 + 21.600 \times 0,15 + 17.900$
 $= \text{Sf } 64.100$

jaarlijkse kosten bij een rentevoet van 20%

alternatief DH: $167.000 \times 0,201 + 15.100 = \text{Sf } 48.700$

alternatief DS: $(304.000 - 21.600) \times 0,201 + 21.600 \times 0,2 + 17.900$
 $= \text{Sf } 79.000$

D Jaarlijkse kosten remming-werken

jaarlijkse kosten bij een rentevoet van 5%

alternatief HR: $456.320 \times 0,065 + 3.529 = \text{Sf } 33.190$

alternatief SR: $(1.953.184 - 190.512) \times 0,065 + 190.512 \times 0,05 + 4.538$
 $= \text{Sf } 128.637$

jaarlijkse kosten bij een rentevoet van 10%

alternatief HR: $456.320 \times 0,106 + 3.529 = \text{Sf } 51.899$

alternatief SR: $(1.953.184 - 190.512) \times 0,106 + 190.512 \times 0,1 + 4.538$
 $= \text{Sf } 210.432$

jaarlijkse kosten bij een rentevoet van 15%

alternatief HR: $456.320 \times 0,1523 + 3.529 = \text{Sf } 73.027$

alternatief SR: $(1.953.184 - 190.512) \times 0,1523 + 190.512 \times 0,15 + 4.538$
 $= \text{Sf } 301.570$

jaarlijkse kosten bij een rentevoet van 20%

alternatief HR: $456.320 \times 0,201 + 3.529 = \text{Sf } 95.249$

alternatief SR: $(1.953.184 - 190.512) \times 0,201 + 190.512 \times 0,2 + 4.538$
 $= \text{Sf } 396.937$

Biilage nr 7

Berekening "overzettarief"

A De kontante waarde van de kosten

-----> <-----
|-----|-----|-----|-----|-----|
1990 '91'94 '99 2004 '09 '14 '21

$$KWk(osten) = Sf(2.970.000 + 209.000 \times ann30 \times disk1) + Nf(4.207.000 + 211.000 \times ann30 \times disk1).$$

Diskonteringspercentage 5%

$$KWk = Sf(2.970.000 + 209.000 \times 15,37 \times 0,907) + Nf(4.207.000 + 211.000 \times 15,37 \times 0,907) = Sf 5.884.000 + Nf 7.148.000$$

Diskonteringspercentage 10%

$$KWk = Sf(2.970.000 + 209.000 \times 9,43 \times 0,909) + Nf(4.207.000 + 211.000 \times 9,43 \times 0,909) = Sf 4.762.000 + Nf 6.016.000$$

Diskonteringspercentage 15%

$$KWk = Sf(2.970.000 + 209.000 \times 6,57 \times 0,870) + Nf(4.207.000 + 211.000 \times 6,57 \times 0,870) = Sf 4.165.000 + Nf 5.413.000$$

B Verkeersprognose

TABEL 1 pess. prognose v/h verkeersaanbod in p.a.e.

p.a.e.	
jaar	
1989	91167
1994	107583
1999	124000
2004	132208
2009	140412
2014	148625
2019	156833

TABEL 2 Gemiddelde verkeersaanbod over de periode

Gemiddelde aanbod in p.a.e.	
periode	
1989-1994	99375
1994-1999	115792
1999-2004	128104
2004-2009	136310
2009-2014	144519
2014-2019	152729

Gemiddeld aantal betalende passagiers per p.a.e.:
(pess. passagiers aanbod jaar i) / (pess. p.a.e. jaar i)

Gemiddelde hoeveelheid vracht per p.a.e.

Gemiddeld wordt er per vrachtwagen Sf 7 aan vracht betaald.
Het vrachttarief bedraagt Sf 2,50 per ton.

Gemiddelde hoeveelheid vracht per vrachtwagen 2,8 ton

aantal vrachtwagens (jr i) $\times$ 2,8 / (pess. p.a.e. jaar i)

TABEL 3 passagiers en vracht per p.a.e.

	passagiers per p.a.e.	vracht per p.a.e.
jaar		
1989	304000/91167 = 3,33	27000x2,8/91167 = 0,83
2004	524375/132208 = 3,96	43250x2,8/132208 = 0,92
2019	656500/156833 = 4,19	53000x2,8/156833 = 0,95

C De kontante waarde van de baten en het daarbij behorende "overzettarief"

-----> <-----
 |---|---|---|---|---|---|
 1990 '91'94 '99 2004 '09 '14 '21

KWb(aten) = 3x99375x"overzettarief"x ann3 xdisk1 +
 5x115792x"overzettarief"x ann5 xdisk4 +
 5x128104x"overzettarief"x ann5 xdisk9 +
 5x136310x"overzettarief"x ann5 xdisk14 +
 5x144519x"overzettarief"x ann5 xdisk19 +
 7x152729x"overzettarief"x ann7 xdisk24 .

diskonteringspercentage 5%

KWb = (298125x2,72x0,952+578960x4,33x0,823+640520x4,33x0,645
 +681550x4,33x0,505+722595x4,33x0,396+1069103x5,79
 x0,310)x"overzettarief" = 9272292,3x"overzettarief"

TABEL 4 Het overzettarief bij 5% disk. en 3 wisselkoersen

"overzettarief"	

wisselkoers	
1:7	Sf 5,99
1:3,5	Sf 3,30
1:1	Sf 1,37

diskonteringspercentage 10%

KWb = (298125x2,49x0,909+578960x3,8x0,683+640520x3,8x0,424
 +681550x3,8x0,263+722595x3,8x0,164+1069103x4,8
 x0,102)x"overzettarief" = 4864312,6x"overzettarief"

TABEL 5 Het overzettarief bij 10% disk. en 3 wisselkoersen

"overzettarief"	

wisselkoers	
1:7	Sf 9,64
1:3,5	Sf 5,31
1:1	Sf 2,22

diskonteringspercentage 15%

KWb = (298125x2,28x0,870+578960x3,35x0,572+640520x3,35x0,284
 +681550x3,35x0,141+722595x3,35x0,070+1069103x5,79
 x0,310)x"overzettarief" = 2957194,5x"overzettarief"

TABEL 6 Het overzettarief bij 15% disk. en 3 wisselkoersen

"overzettarief"	
wisselkoers	
1:7	Sf 14,22
1:3,5	Sf 7,82
1:1	Sf 3,24

D Huidige "overzettarief"

- tarief vrachtwagen gemiddeld Sf 2,50
- personenauto Sf 1,00
- autobus Sf 4,00
- personen Sf 0,30

In 1989:
 auto+bussen 38000
 auto:bus = 2:1
 vrachtwagens 27000

huidig "overzettarief" = gemiddelde opbrengst per p.a.e. +
 passagiers per p.a.e. x
 personentarief + vracht per p.a.e x
 vrachttarief.

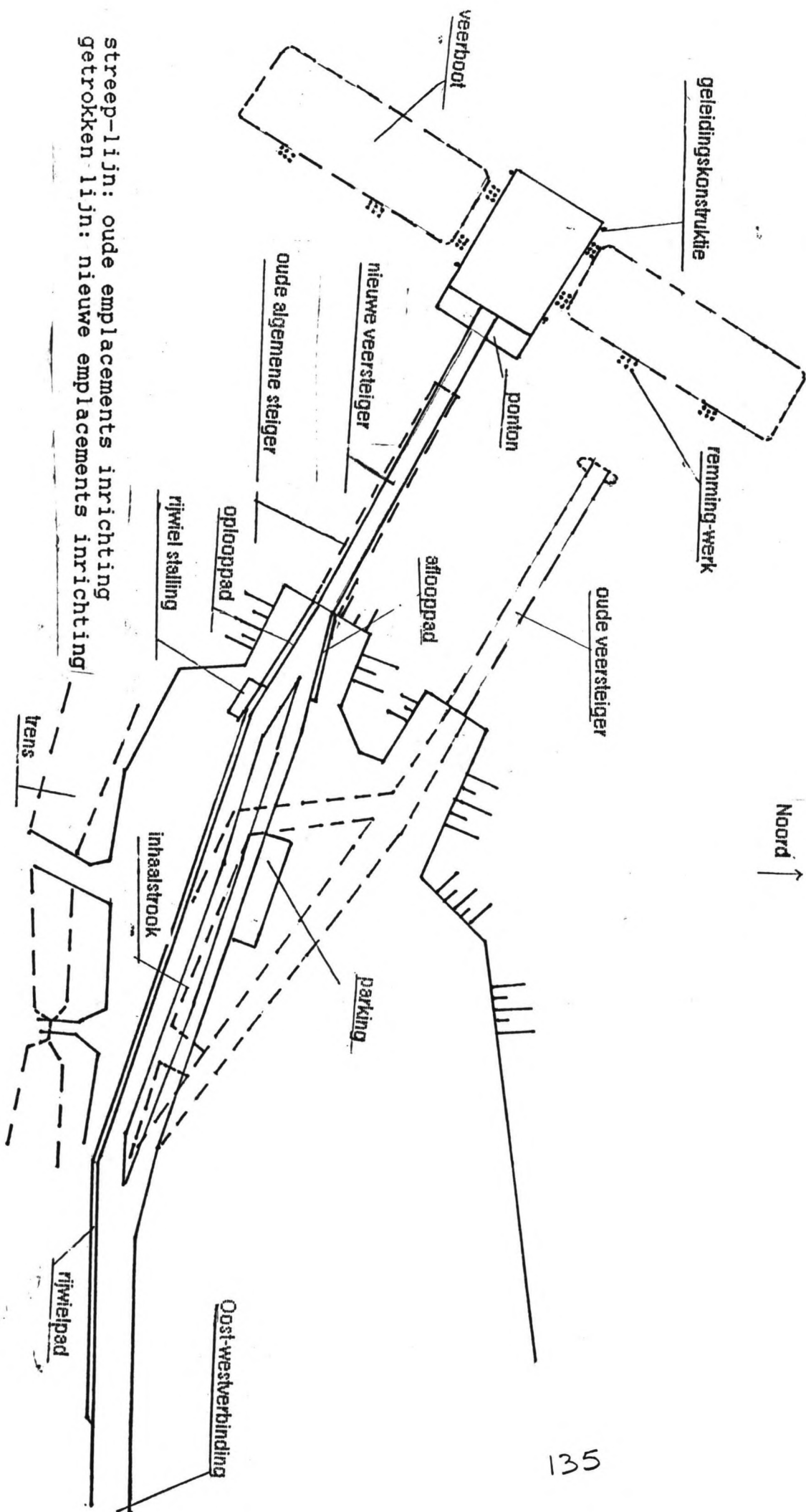
gemiddelde opbrengst per p.a.e. = $\frac{[(1/3) \times 38000 \times 4 + (2/3) \times 38000 \times 1 + 27000 \times 2,5]}{91167} = 1,55$

huidig "overzettarief" = $1,55 + 3,33 \times 0,30 + 0,83 \times 2,50 = 4,62$

Bilage nr 8

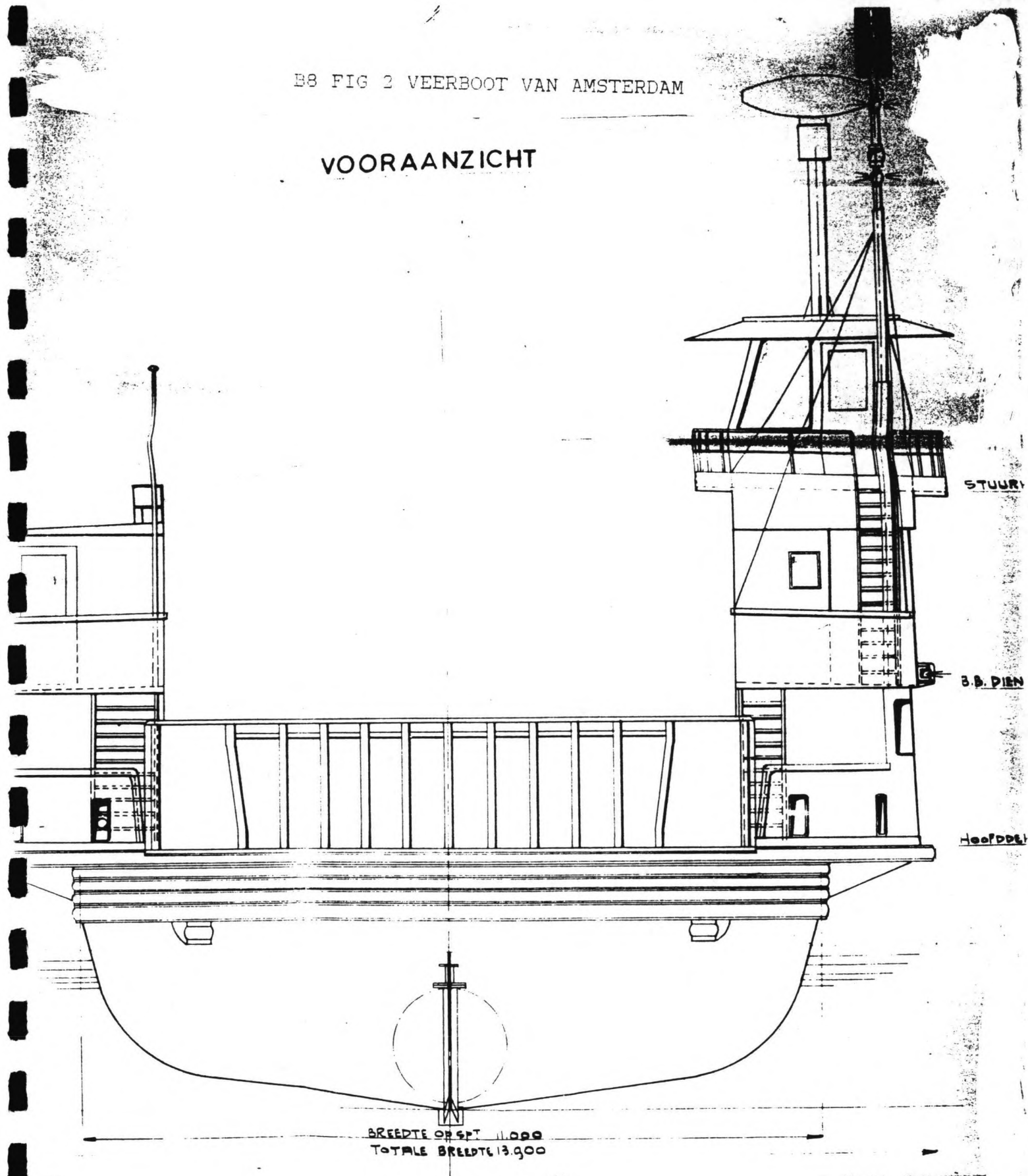
Figuren

B8 fig 1 Overzicht Boskamp



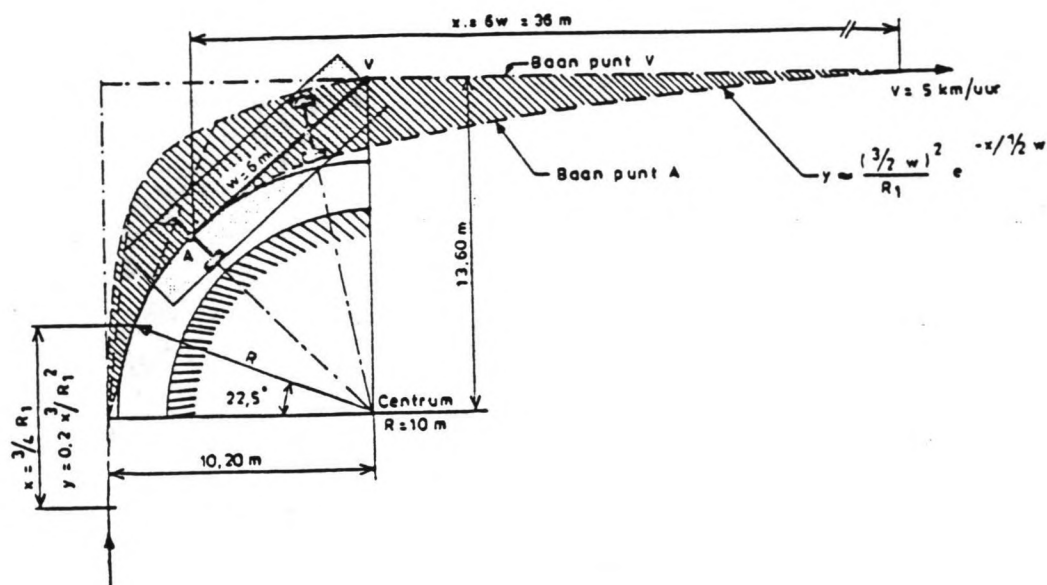
B8 FIG 2 VEERBOOT VAN AMSTERDAM

VOORAANZICHT



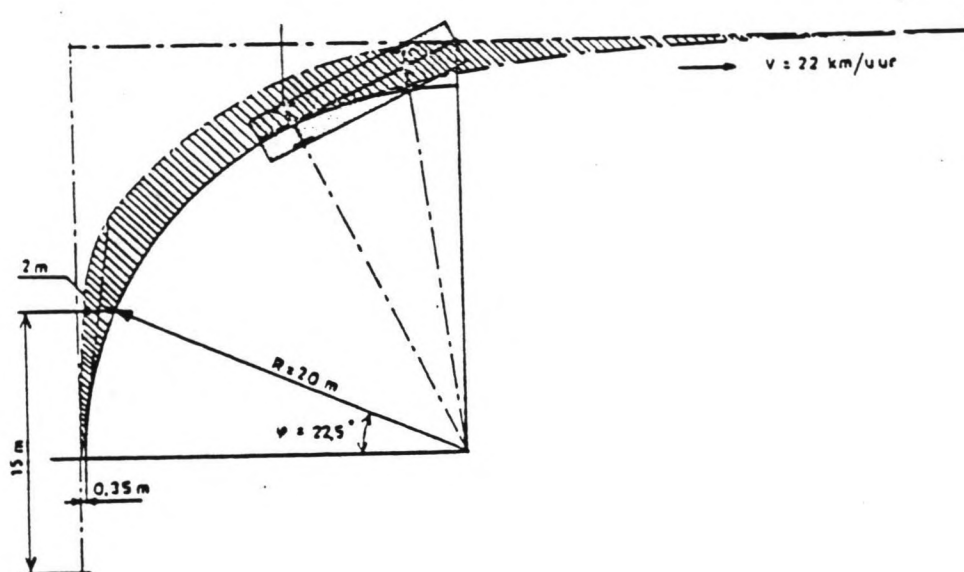
Bij krappe bogen rekening houden met stuurgedrag (o.a. voorbeeld in
 boog met $R = 10$ m en $R = 20$ m).

uit "Verkeerstechniek en exploitatie", college diktaat
 TUD



B8 FIG 3a

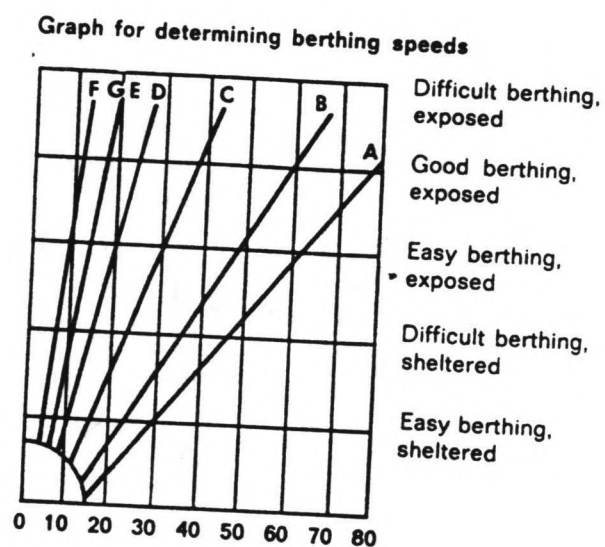
Baan 12 m bus in bocht $R = 10$ m



B8 FIG 3b

Bestreken baan van hartlijn 12 m bus in bocht $R = 20$ m

B8 FIG 4 GRAFIEK TER BEPALING AANLEGSNELHEDEN
VAN VAARTUIGEN



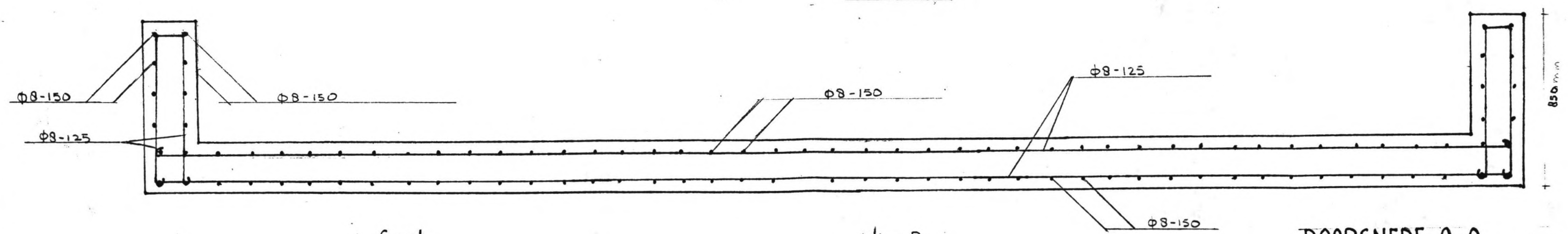
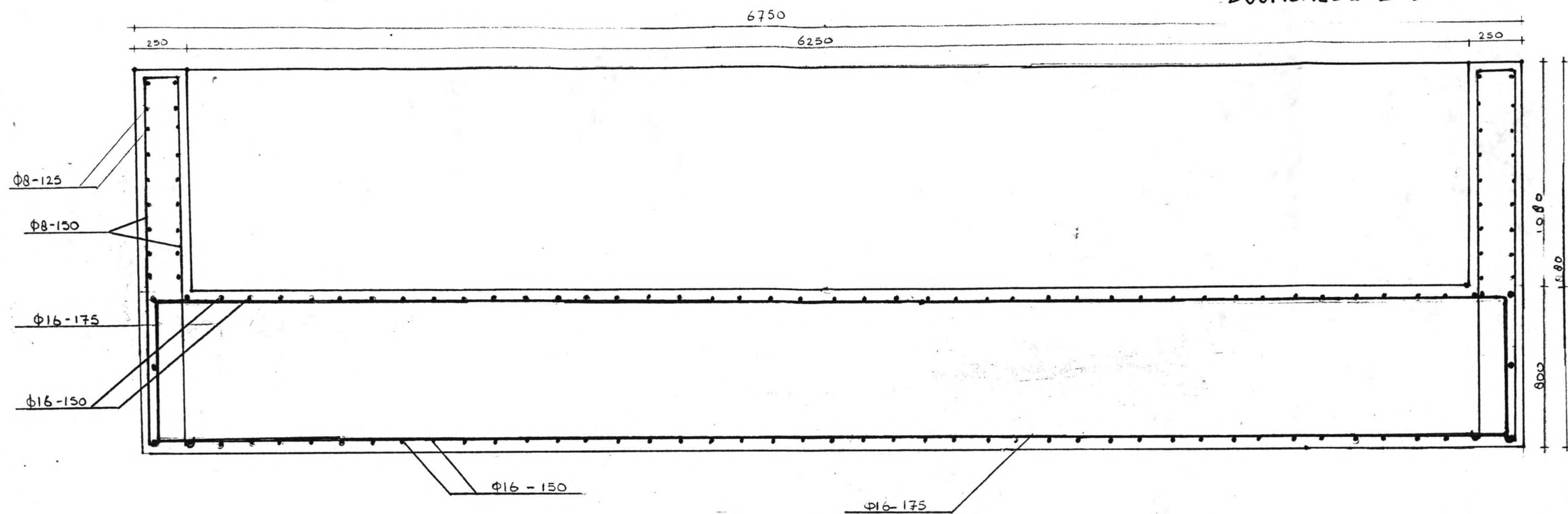
BERTHING SPEED, CM/SEC.

A	=	for vessels of about	1,000 tons
B	=	"	5,000 tons
C	=	"	10,000 tons
D	=	"	20,000 tons
E	=	"	30,000 tons
F	=	"	80,000 tons
G	=	"	100,000 tons and larger

uit "Rubber Fenders", een Vredesteinbrochure

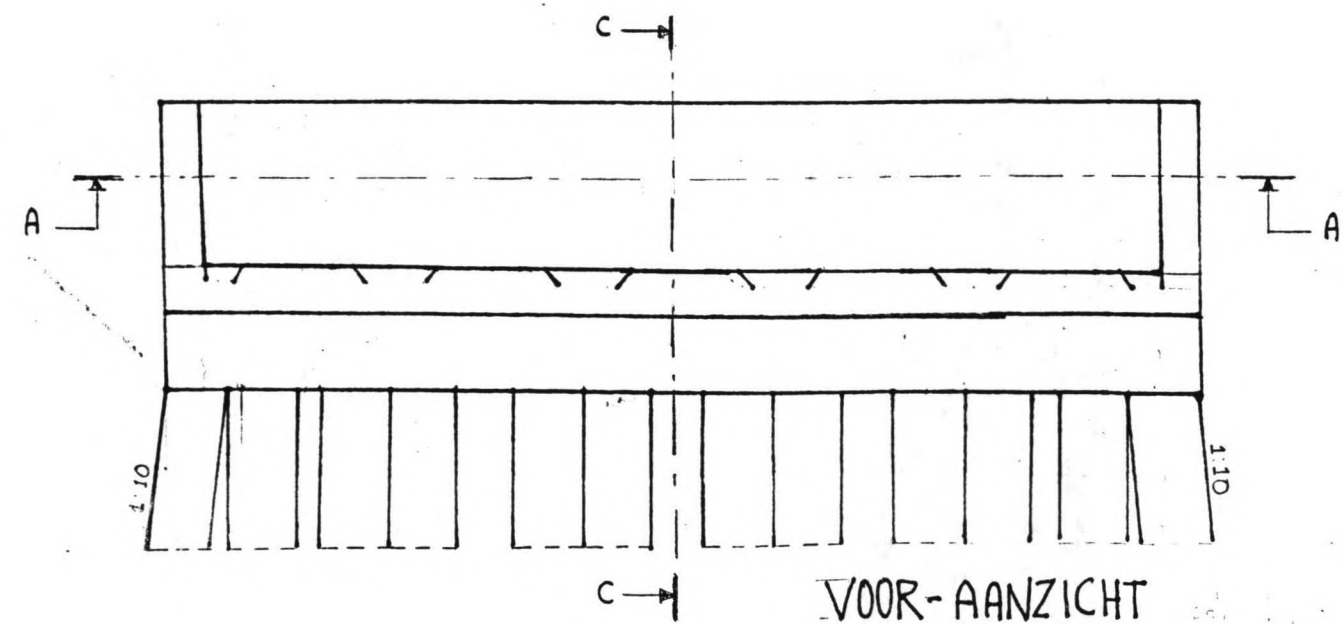
DOORSNEDE B-B

schaal 1:20

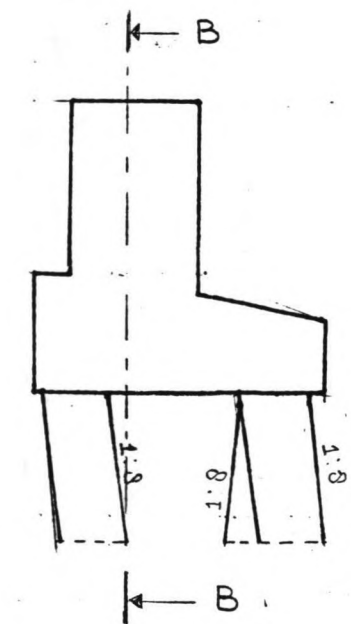


DOORSNEDE A-A

Schaal 1:20



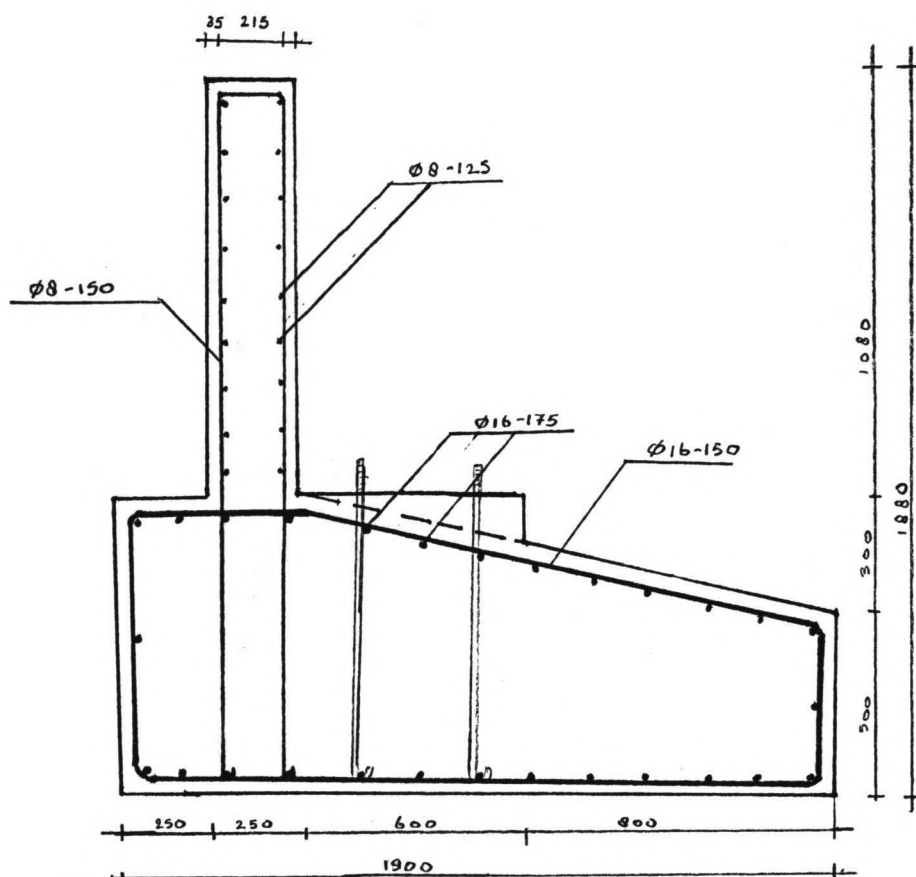
VOOR-AANZICHT



ZIJ-AANZICHT

schaal 1:50

B8 fig 5 Doorsneden en aanzichten landhoofd



DOORSNEDE C-C

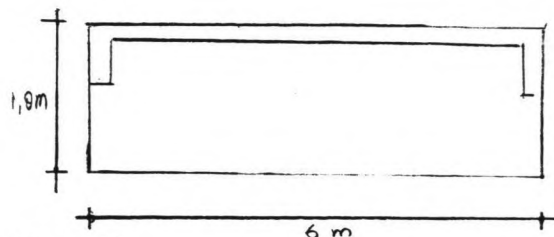
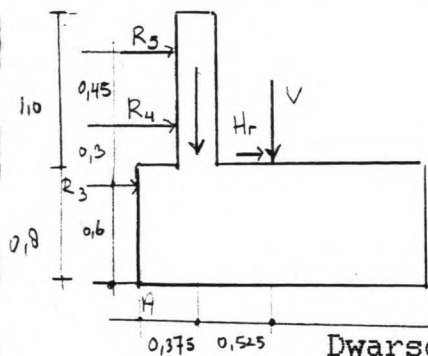
B8 fig 6 Doorsnede landhoofd

Biilage nr 9

Berekening landhoofd

A. Fundering landhoofd

Bij de berekening wordt aangenomen dat $h_{\text{wand}} = 1.0 \text{ m}$ en $b_{\text{wand}} = 6.0 \text{ m}$ ($= b_{\text{landhoofd}}$).



Dwarsdoorsnede landhoofd

Belasting per m':

- horizontale plaat: $0.8 \times 1.9 \times 24 = 36.5 \text{ kN/m}' = R1$

- e.g. wand: $h \times d \times \gamma = 1 \times 0.25 \times 24 = 6.3 \text{ kN/m}' = R2$

Oplegkrachten

vertikaal

hellend gedeelte: 700 kN

ontwerp-wagen: 450 kN

1150 kN, dit wordt $1150/6 = 192 \text{ kN/m}' = V$

horizontaal

Remkracht 75 kN, dit wordt $75/6 = 12.5 \text{ kN/m}' = H_{\text{rem}}$

Gronddruk

$\gamma = 16 \text{ kN/m}^3$

$\varphi = 25^\circ$

$\delta = 0$

$\lambda_a = 0.4$

e.g. grond: $x/2 \times (1.8)^2 \times 16 = 10.4 \text{ kN/m}' = R3$

boven belasting

wegverharding (0.15 m): $x 0.15 \times 24 \times 1.8 = 2.6 \text{ kN/m}' = R4$

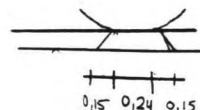
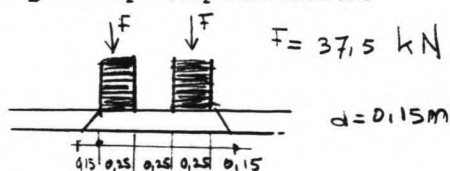
Verkeer

De voor-as van de ontwerp-wagen: 2 puntlasten van 75 kN (4 wielen)

Per wiel: 37.5 kN

Door verharding groter oppervlak dan contactvlak wielen

Wagen op emplacement



Bovenbelasting door de wagen $75 / (1.05 \times 0.54) = 132.3 \text{ kN/m}^2$ gespreid over de lengte van het landhoofd:

$132.3 / 6 = 22 \text{ kN/m}^2 \text{m}'$ per 2 wielen

4 wielen: $2 \times 22 = 44 \text{ kN/m}^2 \text{m}'$

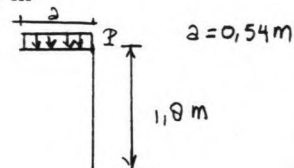
M.b.v Flamant : horizontale kracht

$Qh = 2 \eta \cdot x \cdot p \cdot h \cdot \arctan(a/h)$

$= 2 \eta \cdot x \cdot 44 \times 1.8 \times \arctan(0.54/1.8) = 14.7 \text{ kN/m}' = R5$

Hor = $H_{\text{rem}} + R3 + R4 + R5 = 40.2 \text{ kN}$

Ver = $V + R1 + R2 = -234.8 \text{ kN}$



$$M_A = -(12,5 \times 0,8 + 192 \times 0,9 + 36,5 \times 0,95 + 6,3 \times 0,375 + 10,4 \times 0,6 + 2,6 \times 0,9 + 14,7 \times 1,35) = -248,3 \text{ kNm}$$

Toelaatbare draagkracht betonnen palen

toel. puntspanning = 1 N/mm²

veiligheid faktor: F=1,7

kleef veiligheid = 1/0,7

Kleefdraagvermogen=

$$= 1/\text{veiligheid} \times \text{paal-omtrek} \times (1' \times \text{kleef})$$

Ø 0,40 m toelaatbare draagkracht:

max paallengte = 25 m

Op punt: $400 \times 400 \times 1/1,7 = 94,1 \text{ kN}$

kleef: $0,7 \times 1,6 \times (2,5 \times 6 + 3,5 \times 4 + 8,5 \times 2) = 51,5 \text{ ''}$

max draagkracht $145,6 \text{ kN}$

Ø 0,42 m toelaatbare draagkracht:

max paallengte = 26 m

Op punt: $420 \times 420 \times 1/1,7 = 103,8 \text{ kN}$

kleef: $0,7 \times 1,68 \times (3,5 \times 6 + 3,5 \times 4 + 8,5 \times 2) = 61,2 \text{ ''}$

max draagkracht $165,0 \text{ kN}$

Ø 0,45 m toelaatbare draagkracht:

max paallengte = 27 m

Op punt: $450 \times 450 \times 1/1 \times 1,7 = 119,1 \text{ kN}$

kleef: $0,7 \times 1,8 \times (4,5 \times 6 + 3,5 \times 4 + 8,5 \times 2) = 73,1 \text{ ''}$

max draagkracht $192,2 \text{ kN}$

Funderingspalen

$$F_x = 0 \rightarrow 40,2 + 1/c \cdot F_1 - 1/f \cdot F_2 + 1/c \cdot F_3 = 0$$

$$F_y = 0 \rightarrow -234,8 - b/c \cdot F_1 - b/c \cdot F_2 - b/c \cdot F_3 = 0$$

$$M_d = 0 \rightarrow -234,8 \times (1,6 - 1,06) - b/c \cdot F_1 \times 1,3 = 0$$

$$F_1 = -97,5 \cdot c/b \text{ kN}$$

$$F_2 = 20,1 \cdot c - 234,8 \cdot c/2b \text{ kN}$$

$$F_3 = -39,8 \cdot c/2b - 21,1 \cdot c$$

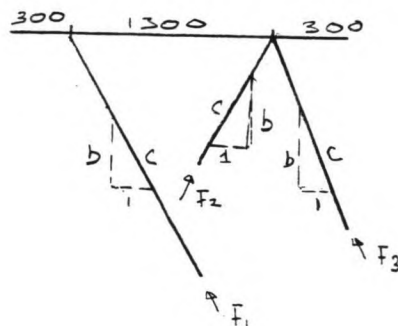
Als de helling 1:8 is, is één paal

0,45 m nodig voor F₃.

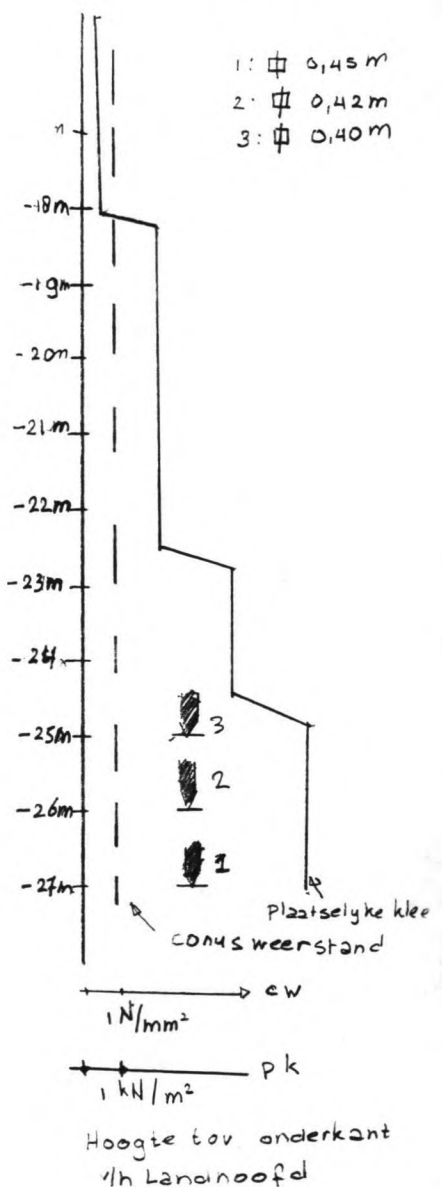
$$\rightarrow F_1 = -98,3 \text{ kN}$$

$$F_2 = 43,7 \text{ kN}$$

$$F_3 = -190,2 \text{ kN}$$

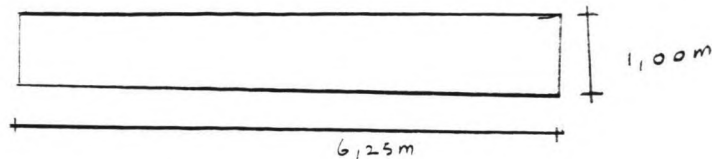


Geschematiseerde sondering



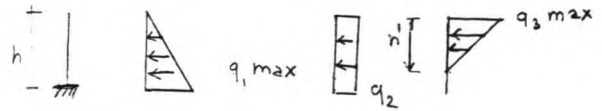
B Dimensionering Landhoofd

voor-wand
afmetingen

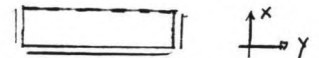


belasting:

- I - gronddruk door e.g. grond
h=1,0 m
q_{1max}=6,4 kN/m²
- II - gronddruk door verharding
q₂=1,44 kN/m²



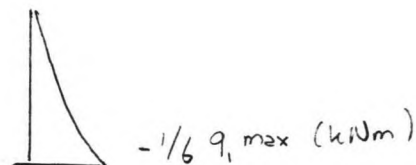
- III - gronddruk door verharding (benadering)
q_{3max}=44 kN/m²
h'=0,75 m



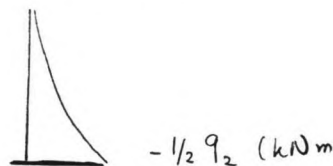
In de x-richting

M-lijn

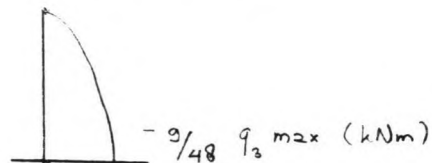
Door q₁:



Door q₂:



Door q₃:



$$\text{Mix totaal} = -1/6 \cdot q_{1\text{max}} - 1/2 \cdot q_2 - 9/48 \cdot q_{3\text{max}} \\ = -1/6 \cdot 6,4 - 1/2 \cdot 1,44 - 9/48 \cdot 44 = 10,0 \text{ kNm}$$

$$\mu = 1,7 \times 10^{-3} = 17 \text{ kNm}$$

toepassen staven $\phi 8$ FeB400 d=35mm $\bar{w}_0 = 0,15$

$$h - 250 - 1/2 \cdot \phi - d = 250 - 4 - 35 = 211 \text{ mm}$$

$$\mu / b h^2 = 381,8 \rightarrow w_0 = 0,0964 < \bar{w}_0$$

$$A_{\text{ben}} = 0,0964 \times 1 \times 0,211 \times 10^4 = 203,4 \text{ mm}^2$$

$$A_{\text{min}} = 0,15 \times 1 \times 0,211 \times 10^4 = 316,5 \text{ mm}^2$$

toepassen: $\phi 8-150$ Aa=335 mm²

verdeelwaping: Aav=0,2 · Aah=0,2 × 203,4=40,6 mm² , toepassen:
 $\phi 8-250$

Dwarskracht

$$\text{tgv } q_1 \quad 0 < x < 1\text{m}: \text{Mix1} = 1/6 \cdot q_1 \cdot x^3 - 1/2 \cdot q_1 \cdot x^2 + 1/2 \cdot q_1 \cdot x - 1/6 \cdot q_1$$

$$\text{tgv } q_2 \quad 0 < x < 1\text{m}: \text{Mix2} = \frac{-1/2 \cdot q_2 \cdot x^2 + q_2 \cdot x}{-1/2 \cdot q_2}$$

$$\text{Mix1} + \text{Mix2} = 1/6 \cdot q_1 \cdot x^3 - 1/2 (q_1 + q_2) x^2 + (1/2 q_1 + q_2) x - (1/6 q_1 + 1/2 q_2)$$

$$d(\text{Mix1} + \text{Mix2})/dx = -1/2 q_1 \cdot x^2 - (q_1 + q_2) x + (1/2 q_1 + q_2)$$

$$\text{tgv } q_3 \quad (1/4\text{m} < x < 1\text{m}):$$

$$\text{Mix3} = -2/9 \cdot q_3 \cdot x^3 + 1/6 \cdot q_3 \cdot x^2 + 1/3 \cdot q_3 \cdot x - 15/54 \cdot q_3$$



$$d(\text{Mix3})/dx = -2/3 \cdot q_3 \cdot x^2 + 1/3 \cdot q_3 \cdot x + 1/3 \cdot q_3$$

$$x=1/4 \text{ m: Mix3} = -9/48 \cdot q_3$$

$$d(\text{Mix3})/dx = 3/8 \cdot q_3$$

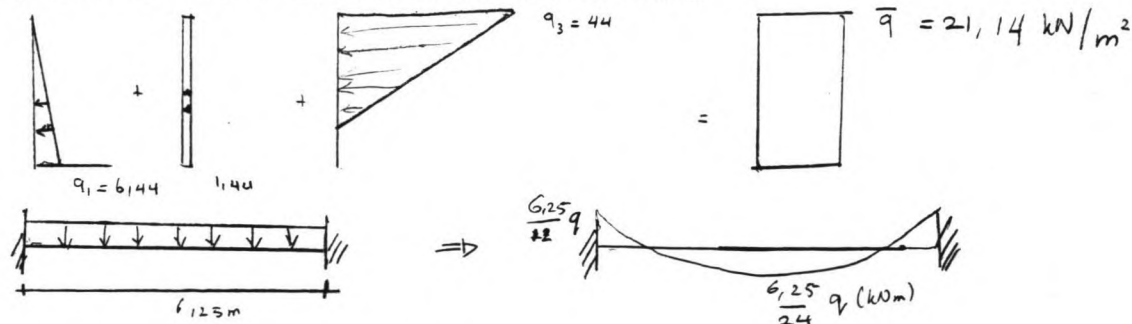
$$D_{\text{totaal}} (x=0) = 1/2 \cdot q_1 + q_2 + 3/8 \cdot q_3 = 3,4 + 1,44 + 16,5 = 21,34 \text{ kN}$$

$$D_r = 1,7 \times 21,34 = 36,3 \text{ kN}$$

$$\tau_d = 36,3 \times 10^3 / (1000 \times 211) = 0,17 \text{ N/mm}^2 \quad \left. \begin{array}{l} \text{geen dwarskracht} \\ \tau_d = 0,55 \text{ N/mm}^2 \end{array} \right\} \text{wapening nodig}$$

In de y-richting

$$\bar{q} = 1/2 \cdot 6,4 + 1,44 + 3/4 \cdot 1/2 \cdot 44 = 21,14 \text{ kN/m}^2$$



$$M_{iy} = 6,25/12 \cdot 21,14 = 11,0 \text{ kNm}$$

$$M_{iu} = 1,7 \times 11 = 18,7 \text{ kNm}$$

$$M_u/bh^2 = 420 \rightarrow w_o = 0,11 < \bar{w}_o$$

$$A_{ben} = 232,1 \text{ mm}^2$$

$$A_{min} = 316,5 \text{ mm}^2$$

$$\text{toepassen: } \phi 8-150 \quad A_a = 335 \text{ mm}^2$$

$$\text{verdeelwap.: } 0,2 \cdot A_{ben} = 46,4 \text{ mm}^2 \quad \text{toepassen } \phi 8-250$$

$$M_{vy} = 6,25/24 \cdot 21,14 = 5,5 \text{ kNm}$$

$$M_{vu} = 9,4 \text{ kNm}$$

$$M_u/bh^2 = 410 \quad w_o = 0,05 < \bar{w}_o$$

$$A_{v \text{ ben}} = 105,5 \text{ mm}^2$$

$$A_{v \text{ min}} = 316,5 \text{ mm}^2$$

verdeel wapening

$$A_{vv} \text{ toepassen } \phi 8-250$$

$$D_r = 1,7 \cdot 1/2 \cdot q \cdot 6,25 = 112,3$$

$$\tau_d = 112,3 \cdot 10^3 / (211 \cdot 1000) = 0,53 \text{ N/mm}^2 < \bar{\tau}_d \quad \left. \begin{array}{l} \text{geen dwarskracht} \\ \text{wapening nodig} \end{array} \right\}$$

scheurwijdte controle

inklemming x-richting

$$\left. \begin{array}{l} w < 0,25 \cdot c / \text{cmin} \\ c - \text{cmin} = 35 \text{ mm} \end{array} \right\} w < 0,25 \text{ mm}$$

$$\phi 8-150; w_o = 0,18; \left\{ \begin{array}{l} l_1 = (2\bar{c} + \frac{\phi_k}{w_o}) \\ \bar{c} = 35 \text{ mm} \end{array} \right. \quad \left\{ \begin{array}{l} l_2 = 1 \text{ (geribd beton staal)} \\ l_3 = 2,5 \end{array} \right.$$

$$\Delta l = (2 \cdot 35 + 2,5 \cdot 8 / 0,18) = 181 \text{ mm}$$

$$w = 0,8 \cdot \Delta l \cdot 10^{-5}$$

$$\Delta_a = 400 / 1,7 \cdot A_{ben} / A_{aanw} = 400 / 1,7 \cdot 203,4 / 335 = 142,9 \text{ N/mm}^2$$

$$w = 0,8 \times 142,9 \times 181 \times 10^{-5} = 0,207 \text{ mm voldoet}$$

inklemming y-richting

$$\bar{c} = 35 + 8 = 43 \text{ mm } \phi 8-150$$

$$\Delta l = (2 \cdot 43 + 2,5 \cdot 8 / 0,18) = 197 \text{ mm}$$

$$\Delta_a = 400 / 1,7 \cdot 232,1 / 335 = 163 \text{ N/mm}^2$$

$$w = 0,8 \times 163 \times 197 \times 10^{-5} = 0,257 \text{ mm voldoet niet}$$

$$\text{toepassen } \phi 8-125 \quad w_o = 0,19$$

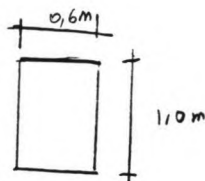
$\Delta l = (2.43 + 2.5.8/0.19) = 191.3 \text{ mm}$
 $\sigma_a = 400/1.7.232.1/402 = 135.8 \text{ N/mm}^2$
 $w = 0.8 \times 135.8 \times 191.3 \times 10^{-5} = 0.208 \text{ mm}$ voldoet
veld y-richting

$\phi 8-150$

$\Delta l = (2.43 + 2.5.8/0.18) = 197 \text{ mm}$
 $\sigma_a = 400/1.7.105.5/335 = 74.1 \text{ N/mm}^2$
 $w = 0.8 \times 74.1 \times 197 \times 10^{-5} = 0.117 \text{ mm}$ voldoet

zij-wanden

afmetingen

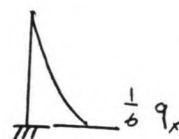


belasting (e.g. grond)



In de x-richting

$M_{ix} = 1/3.1.1/2.q_x.l = 1/6.q_x.l^2 = 1/6.q = 1.06 \text{ kNm}$
 $M_u = 1.8 \text{ kNm}$
 $M_u/bh^2 = 1.8/(1 \times 0.211^2) = 40.4$ $\omega_o = 0.01$ $A_{ben} = 21.1 \text{ mm}^2$
 $A_{min} = 316.5 \text{ mm}^2$
 toepassen $\phi 8-150$ hoofd-wapenining
 verdeelwapenning $\phi 8-250$



In de y-richting

$M_{iy} = 1/2.q_{x\max}.0.6^2 = 1.152 \text{ kNm}$
 $M_u = 2.0 \text{ kNm}$
 $M_u/bh^2 = 44.9$ $\omega_o = 0.01 < \bar{\omega}_o$
 $A_{min} = 316.5 \text{ mm}^2$
 toepassen $\phi 8-150$ hoofd-wapenining
 verdeelwapenning $\phi 8-250$

scheurwijdte controle

inklemming x-richting

$w < 0.25.c/c_{min}$ $w < 0.5 \text{ mm}$ } $w < 0.25 \text{ mm}$
 $c - c_{min} = 35 \text{ mm}$
 $\Delta l = (2.35 + 2.5.8/0.18) = 181 \text{ mm}$
 $\sigma_a = 400/1.7.21.1/335 = 14.8 \text{ N/mm}^2$
 $w = 0.8 \times 14.8 \times 181 \times 10^{-5} = 0.021 \text{ mm}$ voldoet

inklemming y-richting

$c = 35 + 8 = 43 \text{ mm}$ $\phi 8-150$
 $\Delta l = (2.43 + 2.5.8/0.18) = 197 \text{ mm}$
 $\sigma_a = 14.8 \text{ N/mm}^2$
 $w = 0.8 \times 14.8 \times 197 \times 10^{-5} = 0.023 \text{ mm}$ voldoet

Horizontale plaat

In de x-richting

$$q = 24 \times 0,8 \times 1,25 = 24 \text{ kN/m'}$$

$$F = 192 \text{ kN}$$

$$M_{\text{steunpunt } q} = 1/2 \cdot q \cdot l^2 = 1/2 \cdot 24 \cdot 0,3^2 = 1,08 \text{ kNm}$$

$$M_{\text{veld } q} = 1/8 \cdot q \cdot l^2 - M_{\text{st}} = 1/8 \cdot 24 \cdot 1,3^2 - 1,08 = 4 \text{ kNm}$$

$$M_{\text{steunpunt } F} = 0$$

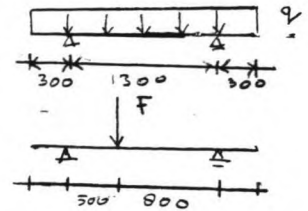
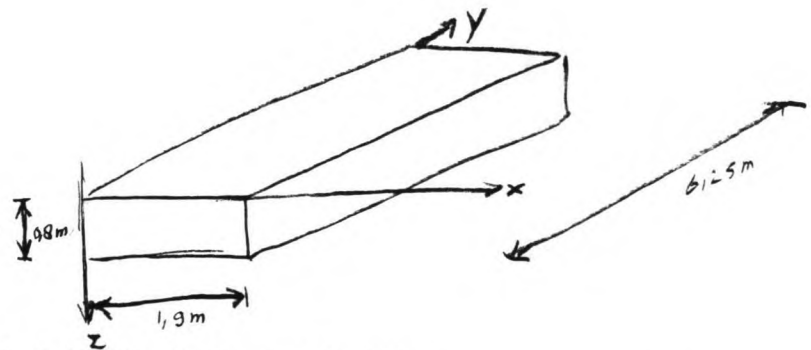
$$M_{\text{veld } F} = F \cdot 0,5 \cdot 0,8 / 1,3 = 59,1 \text{ kNm}$$

$$M_{\text{veld } (F+q)} = 63,1 \text{ kNm}$$

$$M_{\text{veld } u} = 1,7 \times 63,1 = 107,3 \text{ kNm}$$

$$M_{u/bh^2} = 107,3 / (1,25 \times 0,765^2) = 146,7 \rightarrow \omega = 0,04 < \bar{\omega}_0$$

$$A_a \text{ per m' } = 0,04 \times 1,0 \times 0,765 \times 10^4 = 306 \text{ mm}^2$$



Andere benadering

Door puntlast veroorzaakte trekband

$$N_a = F \cos \alpha \cos \beta / \sin(\alpha + \beta)$$

$$N_a = 192 \cdot 500 \cdot 800 / (765 \cdot 1300) = 77,2 \text{ kN}$$

$$N_r = 1,7 \cdot 77,2 = 131,3 \text{ kN}$$

$$A_a = N_r / F_a = 131,3 \cdot 10^3 / (400 / 1,7) = 558 \text{ mm}^2 \rightarrow$$

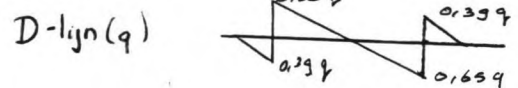
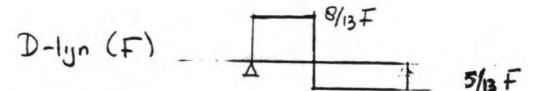
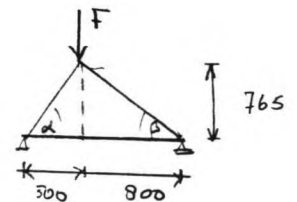
$$\text{per m' } 558 / 1,25 = 446,4 \text{ mm}^2$$

$$\omega_0 = 446,4 \cdot 100 / (765 \cdot 1000) = 0,06 < \bar{\omega}_0$$

$$\text{toepassen } \bar{\omega}_0 = 0,15$$

$$A_{\text{min m' }} = 1148 \text{ mm}^2$$

$$\text{toepassen } \phi 16-175 \text{ } A_a = 1149 \text{ mm}^2$$



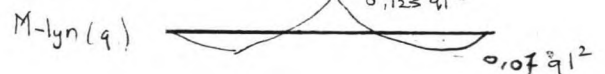
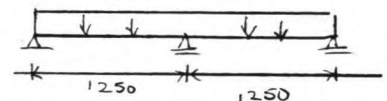
Dwarskracht wapening

$$D_{\text{max}} = 8/13 \cdot F + 0,65 \cdot q = 131,6 \text{ kN}$$

$$D_r = 223,7 \text{ kN}$$

$$\tau_d = 223,7 \cdot 10 / (765 \cdot 1250) = 0,23 \text{ N/mm}^2$$

$\rightarrow$ geen dwarskr. wap.



In de y-richting

$$q_y = (6,3 + 0,8 \cdot 1,9 \cdot 24) = 42,8 \text{ kN/m'}$$

$$F = 192 \text{ kN}$$

$$M_{\text{steunp. tot}} = 0,188 \cdot 192 \cdot 1,25 + 0,125 \cdot 42,8 \cdot 1,25^2 = 53,5 \text{ kNm}$$

$$M_{\text{veld. tot}} = 0,156 \cdot 192 \cdot 1,25 + 0,07 \cdot 42,8 \cdot 1,25^2 = 42,1 \text{ kNm}$$

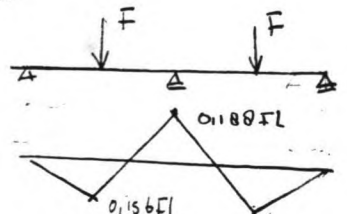
$$M_{u \text{ st}} = 91 \text{ kNm}$$

$$M_{u \text{ st}} / bh^2 = 91 / (1,9 \cdot 0,765^2) = 81,8 \quad \omega_0 = 0,03$$

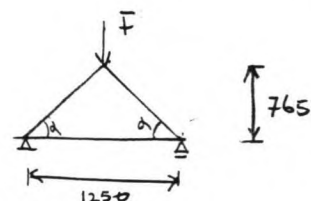
$$A_{\text{ben}} = 456 \text{ mm}^2 \text{ per m' } A_{\text{ben}} = 456 / 1,9 = 240 \text{ mm}^2$$

$$M_{u \text{ v}} = 72,6 \text{ kNm}$$

$$M_{u \text{ v}} / bh^2 = 65,3 \quad \omega_0 = 0,03 \quad A_{\text{ben}} = 240 \text{ mm}^2$$



M-lijn (F)



Door puntlast veroorzaakte trekband

$$N_a = F / 2 \tan \alpha = 192 / (2 \cdot 625 / 765) = 78,4 \text{ kN}$$

$$N_r = 133,3 \text{ kN}$$

$$A_a = 567 \text{ mm}^2$$

$$A_{\text{ben}} = 567 / 1,9 = 298 \text{ mm}^2 / \text{m'}$$

wederom $\omega_0 = 0,15$ maatgevend

$$\text{per m' } 0,15 \times 1 \times 0,765 \times 10^4 = 1148 \text{ mm}^2$$

$$\text{toepassen } \phi 16-175 \text{ mm}$$

Horizontale kracht bij oplegging

$$H_{rem} = 12,5 \text{ kN}$$

$$F_r = 12,5 \times 1,7 = 21,3 \text{ kN}$$

$$A_a = 21,3 \cdot 103 / (400 / 1,7) = 90,3 \text{ mm}^2$$

$$\text{breedte oplegpunt } 400 \text{ mm: per m' } 90,3 / 0,4 = 226 \text{ mm}^2$$

minimum wapening voldoende

scheurwijdte controle

Ø16-175

$$w < 0,2 \text{ c/cmin } \} w < 0,2 \text{ mm}$$

$$c = c_{min} = 35 \text{ mm } \}$$

in de x-richting

$$\Delta l = (2,35 + 2,5 \cdot 16 / 0,15) = 337 \text{ mm}$$

$$\sigma_a = 400 / 1,7 \cdot 446,4 / 1148 = 91,5 \text{ N/mm}^2$$

$$w = 0,8 \times 91,5 \times 337 \times 10^{-5} = 0,25 \text{ mm voldoet niet}$$

Ø16-150 $w_d = 0,175$

$$\Delta l = (2,35 + 2,5 \cdot 16 / 0,175) = 299 \text{ mm}$$

$$\sigma_a = 400 / 1,7 \cdot 446,4 / 1340 = 78,4 \text{ N/mm}^2$$

$$w = 0,8 \times 78,4 \times 299 \times 10^{-5} = 0,187 \text{ mm voldoet}$$

inklemming y-richting

$$c = 35 + 16 = 51 \text{ mm}$$

Ø16-175

$$\Delta l = (2,51 + 2,5 \cdot 16 / 0,15) = 369 \text{ mm}$$

$$\sigma_a = 400 / 1,7 \cdot 240 / 1149 = 49 \text{ N/mm}^2$$

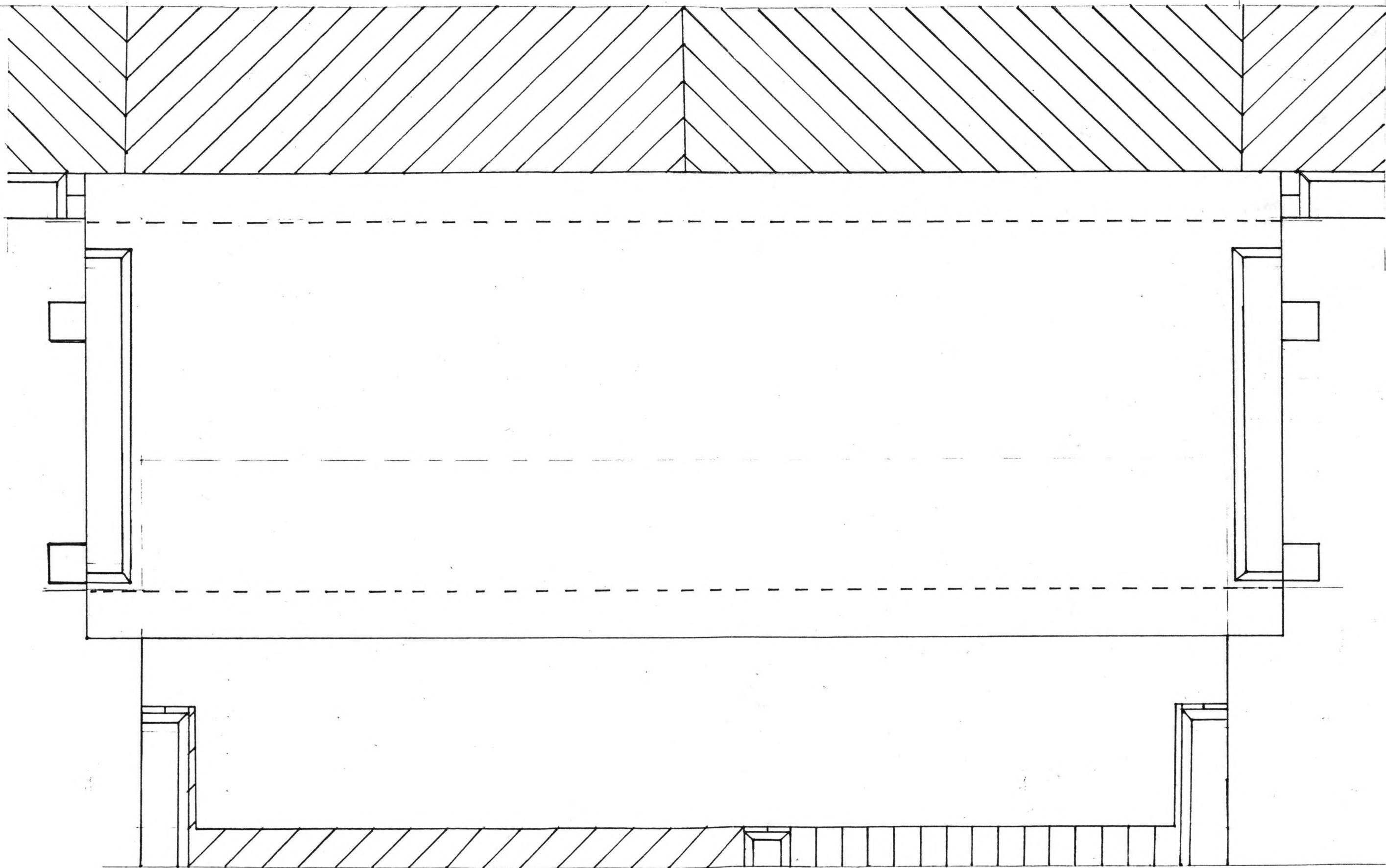
$$w = 0,8 \times 49 \times 369 \times 10^{-5} = 0,14 \text{ mm voldoet}$$

schaal 1:20

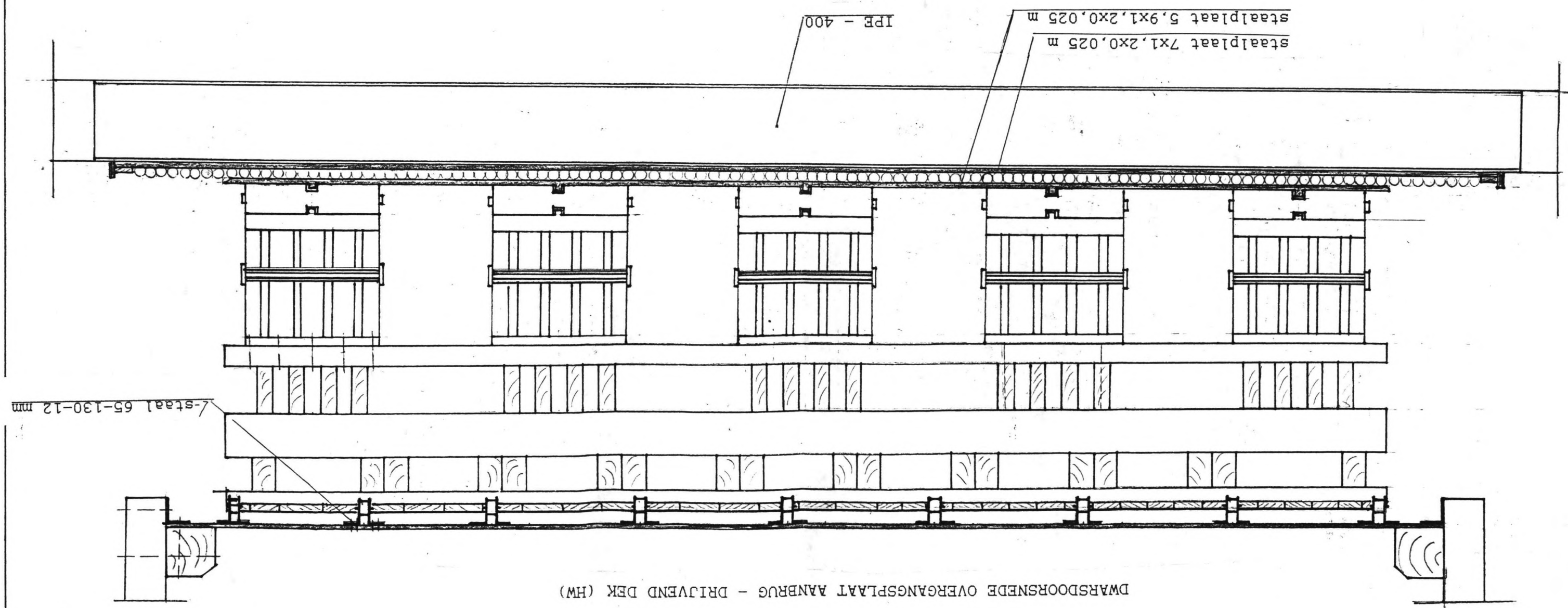
DRIJVEND DEK

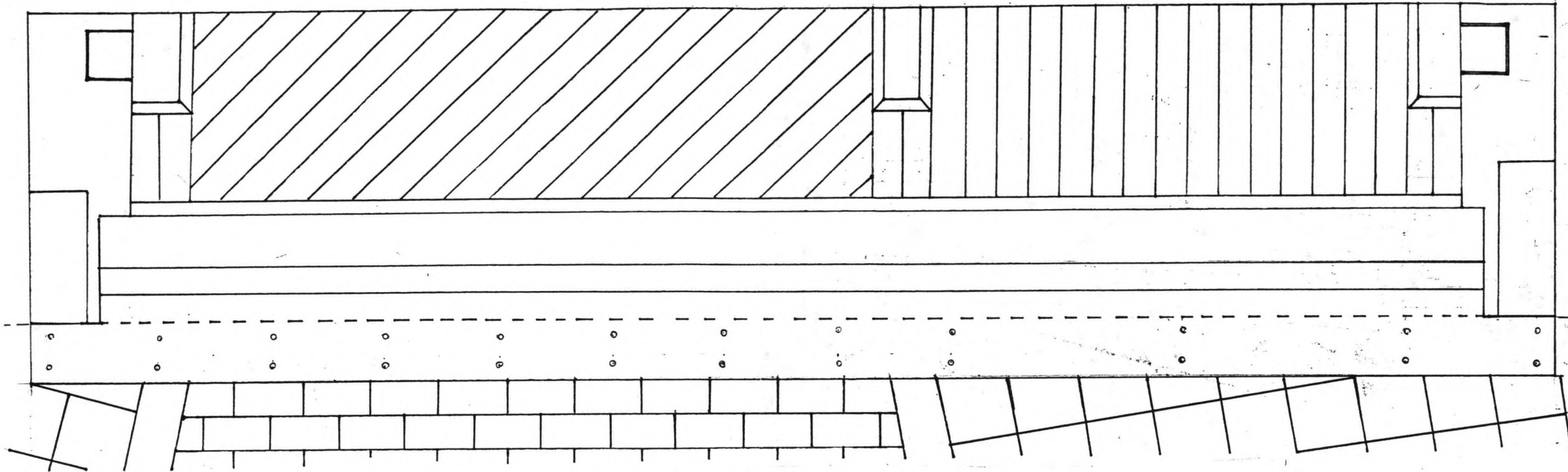
BOVEN-AANZICHT OVERGANG AANBRUG - DRIJVEND DEK (HW)

AANBRUG



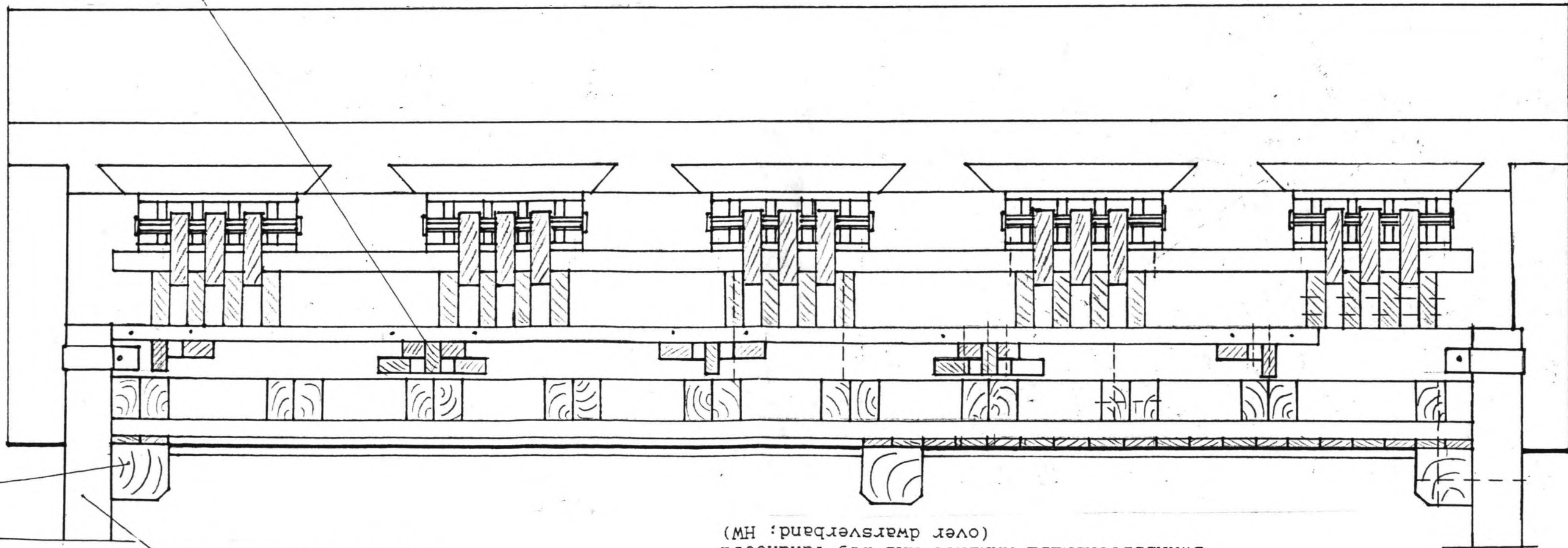
schaal 1:20





BOVEN-AANZICHT AANBRUG HH2 bij landhooft (HW)

Verbandstaaf 145x70 mm

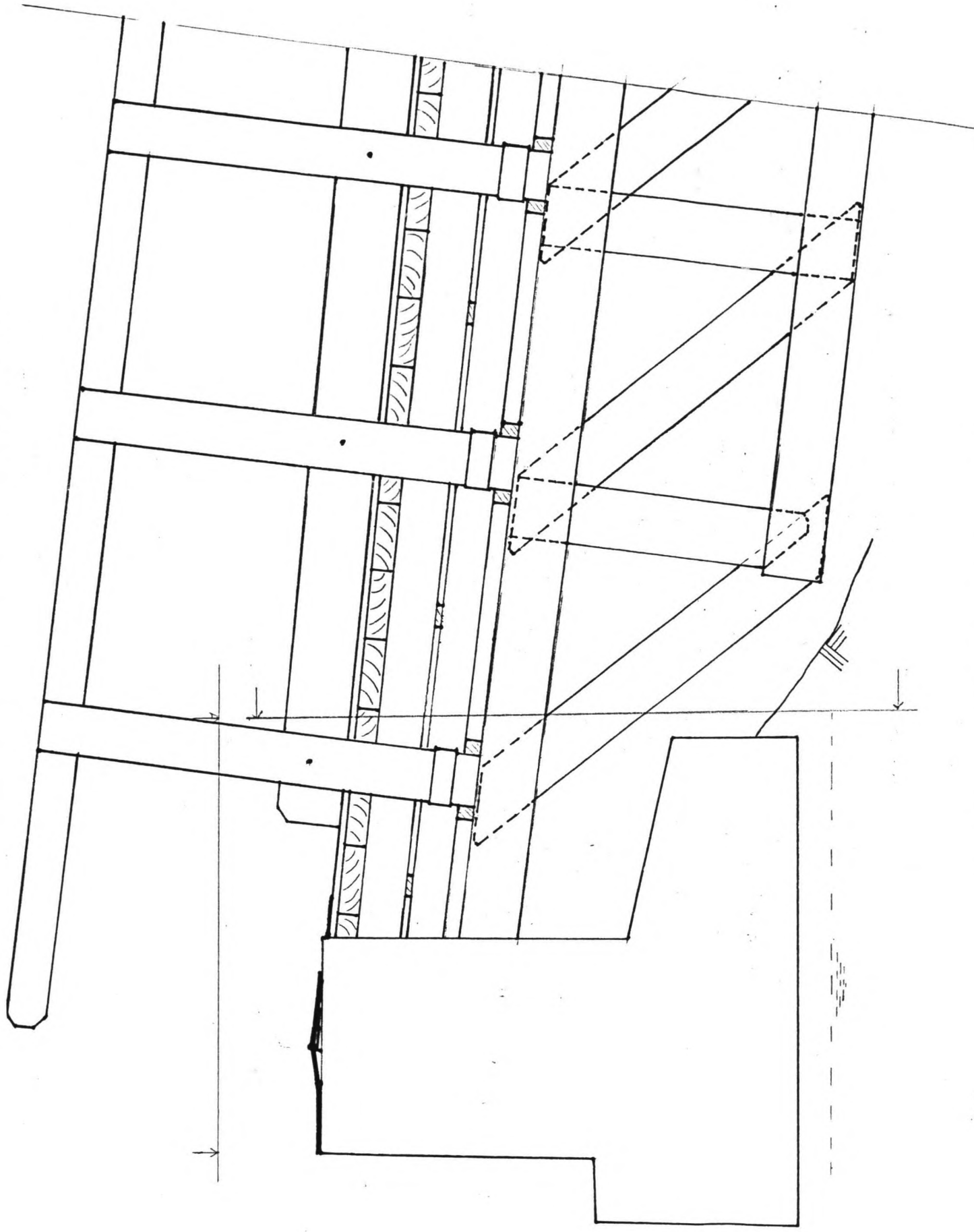


DWARSSDOORSNEDENDE AANBRUG HH2 bij landhooft
(over dwarsverband: HW)

staander 1700x200x200 mm

250x250 mm

ZIJ-AANZICHT AANBRUG HH2 bij landhoofd (LW)

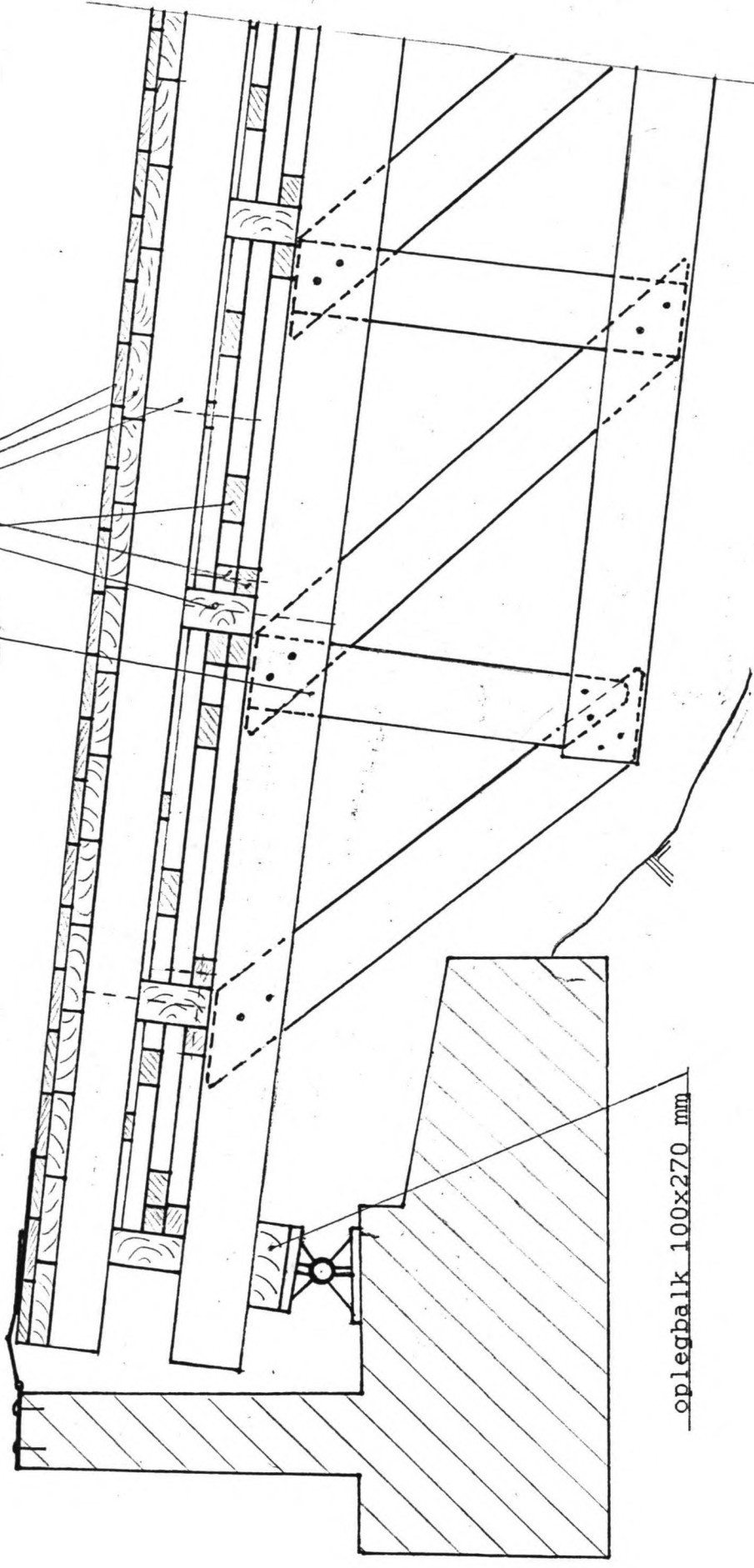


schaal 1:20

LANGSDOORSNEDE AANBRUG HH2 bij landhoofd
(over langsverband; LW)

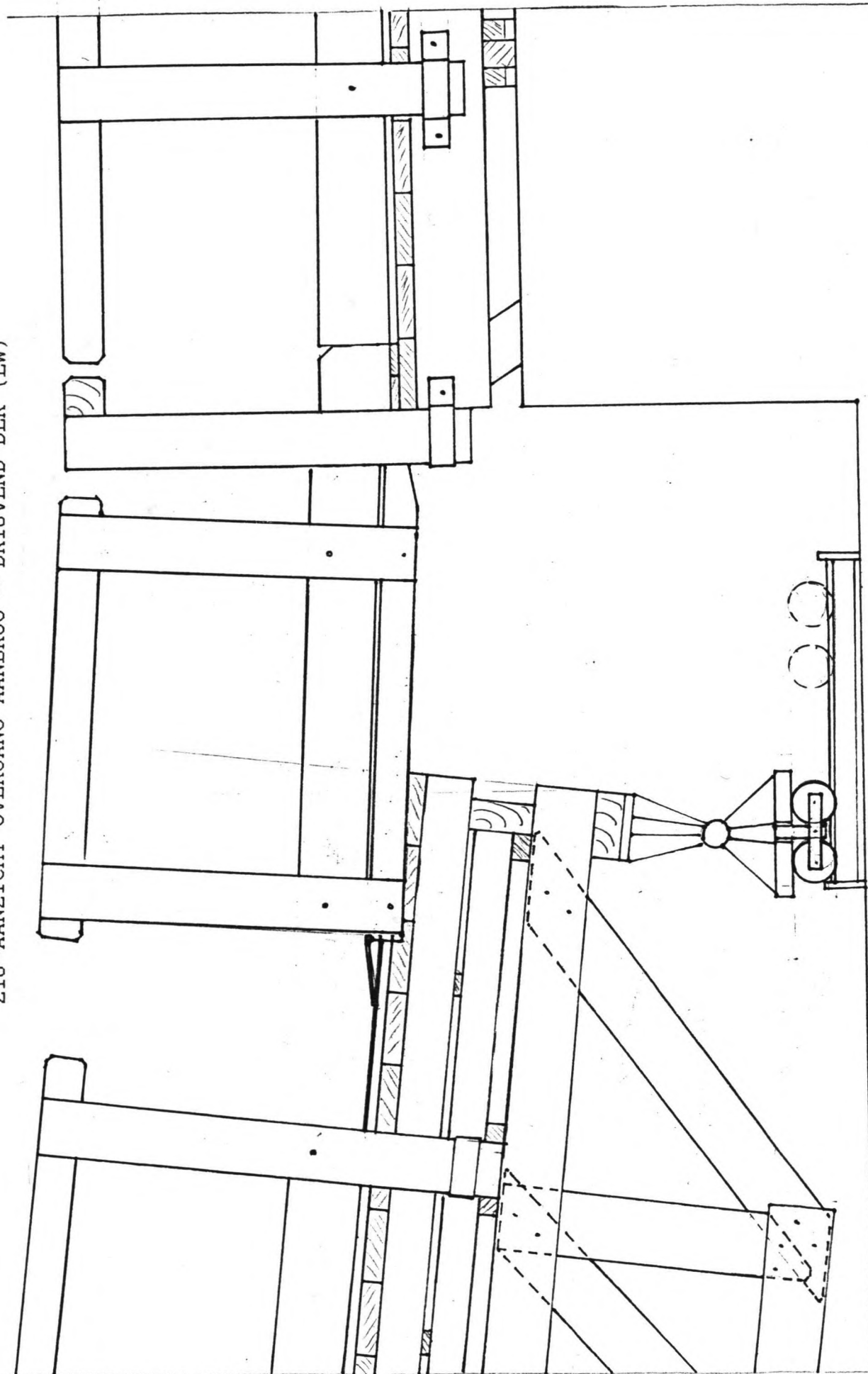
- stalen overgangsplaat (scharnierend) 500x10 mm (bxh)
- stalen overgangsplaat (vast) 250x10 mm (bxh)
- stalen beschermingsplaat 500x5 mm (bxh)

- vakwerkstaaf 230x80 mm
- verbandstaaf 70x95 mm
- montage hout 70x95 mm
- dwarsdrager 230x120 mm
- langslijger 170x120 mm
- dekplank 70x270 mm
- plank-slijtlaag 33x145 mm



oplegbalk 100x270 mm

ZIJ-AANZICHT OVERGANG AANBRUG - DRIJVEND DEK (LW)



Schaal 1:20

LANGSDOORSNEDE OVERGANG AANBRUG - DRIJVEND DEK (LW)

- stalen overgangsplaat (scharnierend) 2000x25 mm (bxh)
- stalen overgangsplaat (scharnierend) 250x25 mm (bxh)
- stalen overgangsplaat (vast) 250x25 mm (bxh)

L-staal 65-130-12 mm

vloerbalk	45x69 mm
schoor	120x95 mm
diagonaal	LHD 120x70 mm
stijl	195x95 mm
regel	195x95 mm
lansligger	270x120 mm
dekplank	70x270 mm
sluitlaag	33x145 mm

