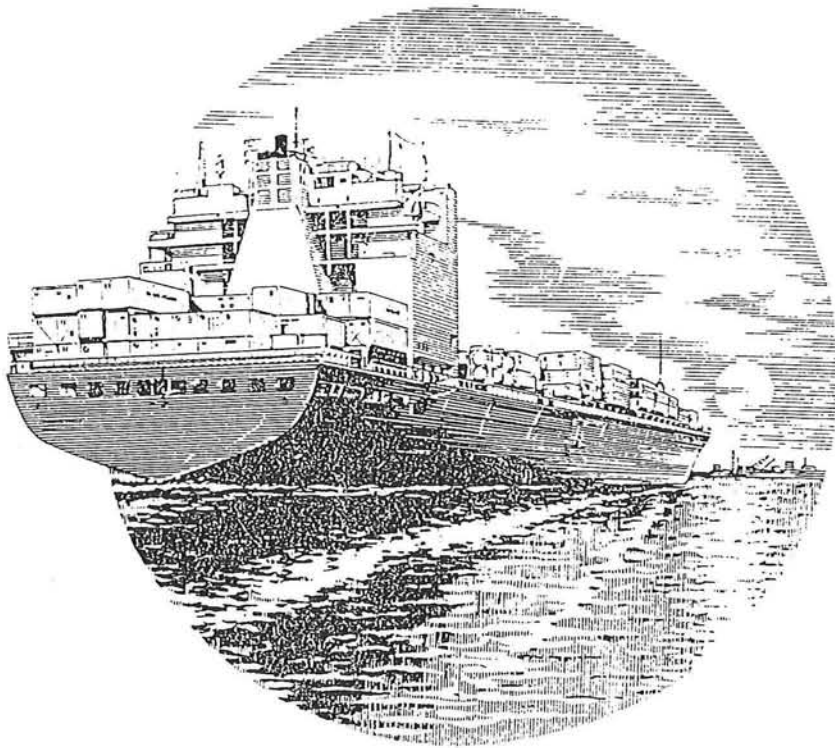


# Revolutie op de Maasvlakte ?

oktober 1996

ing. E.J.M. Schoenmakers

---



Afstudeerverslag





## Voorwoord

Dit afstudeerproject is tot stand gekomen binnen de vakgroep waterbouwkunde aan de Technische Universiteit van Delft. De studie omvat een onderzoek naar methoden om container-overslag in zeehavens te versnellen, alsmede een globaal ontwerp van een fictieve kademuur te Rotterdam, waarbij rekening is gehouden met de resultaten uit het eerste onderzoek.

Graag wil ik de afstudeercommissie bedanken voor de vakkundige begeleiding gedurende mijn afstudeerperiode:

Prof. drs. ir. J.K. Vrijling	TU-Delft
ir. J.G. de Gijt	Gemeentewerken Rotterdam, ingenieursbureau havenwerken.
ir. K.G. Bezuyen	TU-Delft
ir. B. Polen	TU-Delft

Daarnaast waren de volgende personen behulpzaam bij deze studie, waarvoor mijn dank:

Prof. dr. ir. G. Wormmeester	TU-Delft, faculteit werktuigbouwkunde, vakgroep transporttechnologie.
ir. F. Massini	Centrum voor Transport Technologie, Rotterdam.
ir. M. van Schuylenburg	Gemeentelijk havenbedrijf Rotterdam

ing. E.J.M. Schoenmakers



## Samenvatting

In het eerste deel van dit afstudeerrapport komen vooral zaken aan bod die gaan over het gebruik van containerterminals. Als eerste wordt een studie verricht naar de te verwachten ontwikkelingen in de containervaart. Het blijkt dat de afmetingen van containerschepen momenteel fors groeien. Dit komt door de opleving van de economie, de voortschrijdende automatisering aan boord van schepen, en de behoefte van de reders om steeds goedkoper containers te kunnen vervoeren. Het grootste schip, dat momenteel vaart, heeft een ladingscapaciteit van 6000 Twenty foot Equivalent Unit (TEU). Op zeer korte termijn zijn schepen te verwachten met een capaciteit van 7000 TEU.

Door de komst van deze 6000+ TEU-schepen en de snel groeiende containermarkt moeten de containerterminals de containers sneller verwerken. Problemen worden verwacht bij de containerkranen aan de kade met betrekking tot de toename van het aantal overgeslagen containers per schip per tijdseenheid.

Om een goed overzicht te krijgen van de werking van een containerterminal, wordt dit eerst bestudeerd. In de literatuur blijkt het overslagprobleem onderkend te zijn, gezien de vele beschrijvingen en studies die de laatste tijd verschijnen. Getracht is om de meest belangrijke ontwikkelingen te verzamelen, waarbij de voor- en nadelen zijn aangegeven. Uit de literatuurstudie kunnen dan de ontwerpcriteria worden afgeleid.

Een belangrijke vraag in het gehele overslagproces is: "Wat mag het kosten". Hoe ver mag en kan men gaan om zo snel mogelijk een container te lossen. Getracht is hier enig inzicht in te geven m.b.v. een economisch "model". Hoewel het model niet geschikt is voor een kostenbepaling, geeft het wel de economische krachten weer, die bij het containertransport over lange afstanden werken. Het blijkt dat de kosten, die gemaakt moeten worden voor alleen het overslaan, ten opzichte van de totale transportkosten gering zijn.

Daarna zijn diverse oplossingen beschouwd, die het transporteren van container tussen wal en schip kunnen versnellen. Er is getracht deze versnelling te bewerkstelligen met behulp van civieltechnische oplossingen. Het blijkt dat het alternatief "platform op kade" voordelen biedt. Dit platform heeft als voordeel een kortere transportafstand van de containers van het schip naar de kade, omdat de AGV's de containers op het platform oppikken. Om te onderzoeken hoe groot dit voordeel is, is een model gebouwd, dat het laad- en losproces beschrijft tussen kade en schip. Dit model is gebaseerd op meetgegevens welke zijn verricht aan de ECT-terminal te Rotterdam. Opmerkelijk is het relatief grote tijdverlies (door computerstoringen e.d.) van het AGV-systeem voor de aan- en afvoer van de containers. Nadat zoveel mogelijk variabelen in het model zijn meegenomen, is het mogelijk een uitspraak te doen over de overslagwinst bij toepassing van een platform. Het blijkt dat de winst gering is. Daarnaast is het transporteren van de AGV's naar het platform een probleem. Dit probleem kan het beste opgelost worden door iedere kraan een hijsinrichting voor AGV's te geven, zodat de aanvoer gespreid langs de

kade plaatsvindt. Problemen kunnen echter ontstaan bij de afvoerpunten van het platform. De oplossing dient m.b.v. simulatietechnieken gecontroleerd te worden. Deze technieken zijn echter (nog) niet beschikbaar. De conclusie van het tweede deel is dus dat het moeilijk is de verwachte problemen op te lossen m.b.v. alleen civieltechnische hulpmiddelen. Het is waarschijnlijk, dat de oplossing gevonden kan worden in een combinatie van werktuigbouw, transport-technologie en civiele techniek.

In het tweede deel wordt een kademuur ontworpen. In het programma van eisen is rekening gehouden met het plaatsen van een platform achter de kademuur. Diverse varianten worden beschouwd, waarna voor de drie beste varianten een voorlopig ontwerp wordt gemaakt. Deze drie ontwerpen, een kademuur op palen, een prefab L-muur en een steigerconstructie, worden m.b.v. een M.C.Analyse nader beoordeeld. De bekende kademuur op palen komt als beste naar voren zodat dit ontwerp verder uitgewerkt wordt. Een twee variant is berekend, zonder dat er rekening is gehouden met de plaatsing van een platform. Het blijkt dat de kade nauwelijks zwaarder hoeft te uitgevoerd als er een platform wordt geplaatst. De extra kosten blijken dus ook laag te zijn, zodat het plaatsen van een platform geen (financieel) problemen geeft.

Het plaatsen van het platform hangt dus af de bruikbaarheid in de laad- en los cyclus. De conclusie die verwacht kan worden is, dat de revolutie op de Maasvlakte nog maar even uitgesteld dient te worden....

# Inhoud

Voorwoord	1
Samenvatting	3
1 Formuleren ontwerpprobleem	11
1.1 Inleiding	11
1.2 Geschiedenis van het containervervoer	11
1.3 Huidige situatie containervervoer	12
1.4 Toekomstige situatie containervervoer	12
1.5 Schaalvergroting handelsvloot	14
1.5.1 Huidige situatie	15
1.5.2 Scheepsafmetingen in de toekomst	16
1.5.3 Overslagcapaciteit	17
1.5.4 Binnenvaart	18
1.6 Probleemstelling	18
1.7 Opbouw verdere studie	18
2 Inventariseren van de huidige situatie	19
2.1 Algemeen	19
2.2 Layout	19
2.3 Het lossen van een container	20
2.4 Overslagcapaciteit van containers bij een conventionele overslagfaciliteit	23
2.5 Containertransport langs de kade naar de stack	23
2.6 Laad- en lossystemen	23
2.6.1 Conventionele systemen met iets extra's	23
2.6.2 Nieuwe systemen	29
3 Ontwerpcriteria	37
3.1 Overslagcapaciteit van de kranen in de toekomst	37
3.2 Het aandeel van de overslagkosten ten opzichte van de totale transportkosten	39
3.2.1 Inleiding	39
3.2.2 De opbouw van de transportkosten	39
3.2.2.1 Vaste kosten	40
3.2.2.2 Variabele kosten	41
3.2.3 Totale kosten	43
3.2.4 Conclusie en opmerkingen	44
3.2.5 Nauwkeuriger uitsplitsen havenkosten	45
3.2.5.1 Zeehavengeld	45
3.2.5.2 Overslagkosten	46
3.2.5.3 Kadegeld	47
3.2.5.4 Totale kosten	48
3.2.6 Prijsverhoudingen	50
3.2.7 Conclusie	53
3.3 Het totaal aantal containers dat per jaar door nieuwe terminals verwerkt moet worden.	54

3.4 Transport van de containers langs de kade	54
3.5 Samenvatting eisen	54
4 Het ontwikkelen van alternatieve oplossingen op hoofdlijnen	55
4.1 Inleiding	55
4.2 Oplossingen in hoofdlijnen	55
4.3 Keuze alternatief	57
5 Het ontwikkelen van varianten op onderdelen	59
5.1 Inleiding	59
5.2 Overslagcapaciteit	59
5.3 Scheepstype voor simulatie	60
5.4 De laad- en loscyclus	61
5.4.1 Variabelen van de cyclus	63
5.5 Model voor bepaling theoretische cyclustijd	64
5.6 Theoretische overslagcapaciteit	67
5.7 Afmetingen kranen	69
5.8 Inzet aantal kranen conventionele kade	71
5.9 Inzet kranen hoog overslagplatform	73
5.10 Concepten voor de aan- en afvoer van AGV's	73
5.10.1 Uitgangspunten ontwerp	74
5.10.2 Overzicht van de mogelijkheden	75
5.11 Nadere uitwerking van de layout van het platform	77
5.11.1 Uitwerking alternatief 4	77
5.11.1.1 Opstellingswijzen	78
5.11.1.2 Extra op- en afritten	79
5.11.1.3 Het transporteren van de AGV's naar het platform	82
5.11.1.4 Hellingsbanen	82
5.11.1.5 Liftachtige constructies	84
5.11.1.6 Gemengde constructies	85
5.11.1.7 Andere constructies	86
5.11.1.8 Aanleg van extra op- en afritpunten	87
5.11.1.9 Conclusie	87
5.11.2 Nadere uitwerking liften en hellingsbanen alternatief 4	87
5.11.2.1 Liften	87
5.11.2.3 Hellingbanen	88
5.11.2.4 Doorsneden	88
5.11.2.5 Conclusie en uiteindelijke ontwerp alternatief 4	89
5.11.3 Nadere uitwerking alternatief 5	90
5.11.3.1 AGV transport evenwijdig aan de kade	90
6 Afweging alternatieven	93
7 Doelstelling	97
8 Inventariseren huidige situatie	97
8.1 functie-omschrijving kademuren	97
8.2 Ontwikkelingen van kademuren in het verleden	98
8.3 Overzicht diverse mogelijke kademuren	110
8.3.1 Kademuur op palen	110



8.3.2 Gewichtsmuren	112
8.3.2.1 Caisson-muur, FTC	112
8.3.2.2 Cellendamwand	114
8.3.2.3 Massieve muur (Blokkenmuur)	115
8.3.2.4 Terre armée	115
8.3.2.5 Op staal gefundeerde L-muur	116
8.3.4 steigerconstructie	118
8.3.5 Verankerde wand	118
8.3.5.1 Verankerde damwand	118
8.3.5.2 Verankerde diepwanden	119
8.4 Beperking van het aantal mogelijke kademuuren	120
8.5 Resultaten overzicht constructie principes	120
9 Programma van eisen	123
9.1 Inleiding	123
9.2 Eisen voor het terrein	123
9.3 Eisen voor de waterdiepte voor de kademuur	124
9.4 Eisen voor de kadeconstructie	124
9.5 Eisen voor bolders en fenders	124
9.6 Eisen volgend uit gebruik van de containerkraan	125
9.7 Belastingen uit het platform	126
9.8 Maatgevende schip	127
10 Grondmechanische gegevens	129
11 Voorlopige ontwerpen	133
11.1 Damwandconstructie met ontlastvloer	133
11.1.1 Inleiding	133
11.1.2 Uitgangspunten ontwerp	136
11.1.3 Voorlopig ontwerp damwandconstructie met ontlastvloer	137
11.1.4 Resultaten voorlopig ontwerp	137
11.2 Voorlopig ontwerp L-muur	138
11.2.1 Inleiding	138
11.2.2 Vormgeving onderbouw L-muur	138
11.2.2.1 Schematisatie van L-muur	139
11.2.3 Resultaten voorlopig ontwerp	140
11.3 Steiger-constructie	141
11.3.1 Inleiding	141
11.3.2 Globaal ontwerp	141
11.4 Afweging varianten via een Multi Criteria Analyse	142
11.4.1 Toetsingscriteria	142
11.4.2 Conclusie	145
11.4.3 Verder uitwerking van de kademuur	145
11.5 Ontwerp van de kademuur op palen	146
11.5.1 Scheefstand combiwand	147
11.5.2 Uitwerking combiwand 3,5:1	149
11.5.3 Msheet	150
11.5.4 Invoergegevens	152
11.5.5 Resultaten	153
11.6 Verder ontwerp	

11.6.1	Variant kademuur op palen met ontlastvloer op NAP-3 m en een ontlastvloerbreedte van 10 m	155
11.6.2	Ontwerp combiwand	156
11.6.2.1	Ontwerp zonder normaalkracht in combiwand	156
11.6.2.2	Invloed excentrische oplegging bovenbouw op combiwand	158
11.6.3	Ontwerp verdere onderbouw	159
11.7	Dimensioneren bovenbouw inclusief belastingen uit platform	162
11.7.1	Uitgangspunten berekening	162
11.7.2	Belastingen op de bovenbouw	163
11.7.3	Resultaten	163
11.8	Dimensionering bovenbouw exclusief krachten uit het platform	164
11.8.1	Uitgangspunten berekening	164
11.8.2	Belastingen	164
11.8.3	Resultaten	165
11.9	Verskil in kosten tussen variant "wel een platform" en de variant "zonder platform".	166
11.10	Uiteindelijke ontwerp	
12	Terugkoppeling ontwerp	169
12.1	Bruikbaarheid	169
12.1.1	Verplaatsingen uit Msheet	169
12.1.2	Metingen op de Maasvlakte	170
12.2	Kosten verhoging van de containeroverslag	170
13	Conclusies	171

**Deel 1**  
**Nieuw terminal concept**



# 1 Formuleren ontwerpprobleem

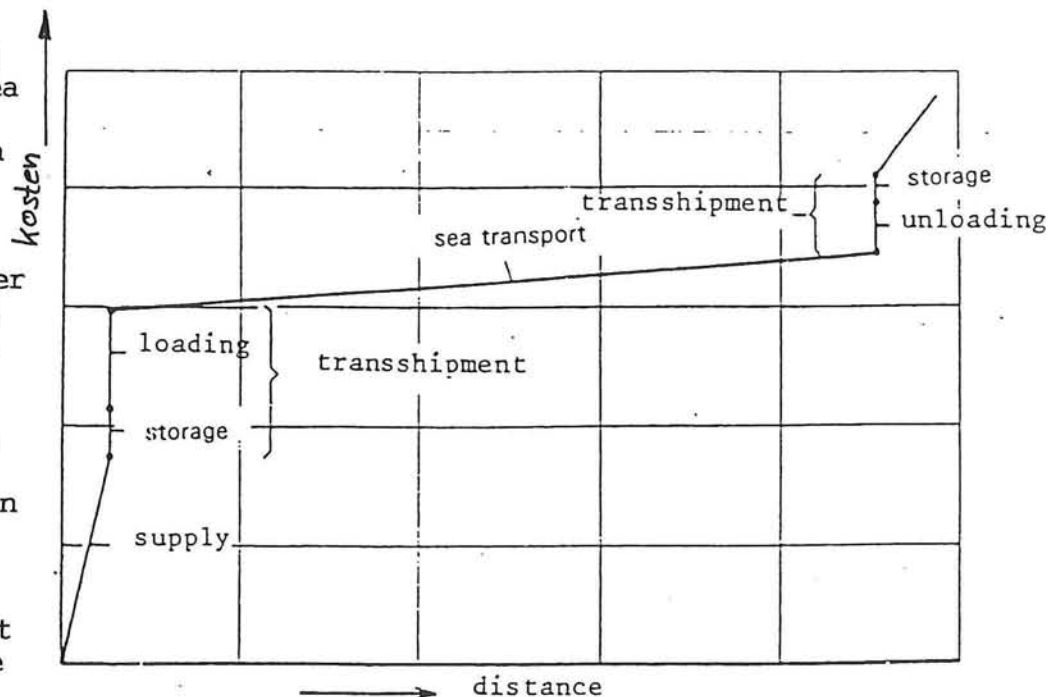
## 1.1 Inleiding

In dit hoofdstuk wordt de ontwikkeling van het containertransport de tijd beschouwd. Met name de te verwachten scheepsgrootte en de bij deze schepen gewenste overslagcapaciteit van containers tussen de kade en het schip worden aangegeven. Aan het einde van dit hoofdstuk wordt de probleemstelling gepresenteerd waarvoor in het verdere eerste deel van dit verslag oplossingen worden gezocht. Er wordt uitgegaan van de situatie in Rotterdam.

## 1.2 Geschiedenis van het containervervoer

De haven van Rotterdam dankt zijn leidende rol in de wereldgoederentransporten aan zijn gunstige ligging aan de Rijn en Maas ten opzichte van de huidige economische zwaartepunten in Europa. Deze positie is bereikt door tijdig in te spelen op eisen en behoeften van de wereldgoederenstromen. Toen in 1966 de container in Rotterdam werd geïntroduceerd nam de haven de mogelijkheden, die dit concept bood, met beide handen aan. [1]

De container is ingevoerd in 1955 door het bedrijf Pan-Atlantic Steam Ship Co., thans Sea Land geheten. Doordat in de jaren na de tweede wereldoorlog de wereldhandel snel groeide, ontstond er de behoefte snel te kunnen vervoeren. Tot dan was het conventionele transport door zijn grote verscheidenheid aan verschillende goederen een langdurige aangelegenheid. Dit kwam door de lange laad- en lostijden van schepen in de havens. Indien de



Afbeelding 1.1

kosten van het transport van goederen uitgezet wordt tegen de te transporteren afstand, is te zien dat het overslaan van goederen de duurste handeling in de cyclus was. Zie afbeelding 1.1 [2]. De kosten van het stilliggen bedroegen toen ongeveer 35% van de totale transportkosten! Door standaardisatie m.b.v. containers werd het mogelijk gespecialiseerde schepen en haveninstallaties te bouwen, waardoor de efficiëntie van het laden en lossen verhoogd en dus de stilligtijd verlaagd werd.

Door velen werd de invoering van de container gezien als wondermiddel om de kosten te drukken. De turn-aroundtijd werd inderdaad aanzienlijk verkort, maar er werd nogal eens voorbijgegaan aan de hoge investeringen, die gedaan moesten worden aan kaden en installaties, voordat er maar één container kon worden overgeslagen. Veel ontwikkelingslanden hebben moeite om deze investeringen op te brengen. Voor deze landen is ook het aanbieden van een retourlading een probleem. De containers worden vaak leeg terug vervoerd, wat de efficiëntie niet ten goede komt.

### 1.3 Huidige situatie containervervoer

Het marktaandeel van de Rotterdamse haven in de Hamburg - Le Havre range lag in 1989 met 2,5 miljoen overgeslagen containers op 40% van het totaal. In onderstaande tabel is de overslag van containers in Rotterdam voor enkele jaren gegeven.

Jaar	Overslag in miljoenen containers
1970	0.25
1989	2,5
1992	2,7
1995	3.1

Tabel 1.1

### 1.4 Toekomstige situatie containervervoer

In het jaar 2010 zullen er volgens de prognose van het Gemeentelijk Havenbedrijf 6 miljoen containers worden overgeslagen [3] [4]. Ook andere havens verwachten van deze wereldwijde groei een graantje mee te kunnen pikken. De concurrentie van Rotterdam is reeds enige jaren bezig met grote capaciteitsuitbreidingen. De concurrenten van Rotterdam zijn de havens in de Hamburg - Le Havre range, met o.a. Hamburg, Zeebrugge en Antwerpen.

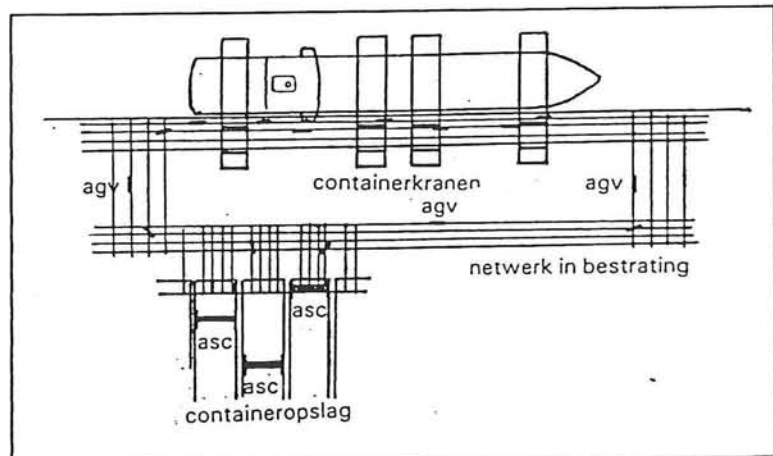
In Hamburg wordt de capaciteit voor de overslag van containers met 49% verhoogd, terwijl in Antwerpen sprake is van een toename met maar liefst 104%! Voor de gehele Hamburg - Le Havre range is tot het jaar 2000 een capaciteitsuitbreiding van 75% te verwachten [4].

Rotterdam is in 1990 begonnen met de planning van 8 container-terminals op de Maasvlakte. Deze plannen werden bekend onder de naam Delta 2000-8 [3]. In deze plannen wordt ingespeeld op de ontwikkeling van Mega Hub Centers op de verschillende continenten. Met zeer grote schepen worden de goederen tussen de continenten vervoerd van en naar een zeer beperkt aantal, strategisch gelegen, havens per continent: de Mega Hubs of Mainports. Vanuit deze havens vindt het verdere transport per weg, spoor of binnenvaart naar het achterland plaats. Vanuit de Mega Hub worden ook verbindingen met de omringende regionale havens met feeders, short sea- en coastelservices onderhouden [5].

De Schepen die de haven aandoen zijn onder te verdelen in deepsea en shortsea schepen. De deepsea schepen nemen de transporten tussen de continenten voor hun rekening, terwijl de shortsea schepen de korte afstanden d.w.z. de havens langs een continent bedienen. Daarnaast bestaat er nog de feederschepen. Deze schepen leveren de c

Delta 2000-8 :

Als onderdeel van het plan Delta 2000-8 zijn de eerste drie terminals voor ECT reeds gebouwd. Deze terminals kenmerken zich door de hoge automatiseringsgraad. Het interne transport van containers gebeurt zoveel mogelijk met gerobotiseerde apparatuur zoals Automated Guided Vehicles (AGV's) en Automatic Stacking Cranes (ASC's). Deze voertuigen rijden draadloos rond over een netwerk dat in de bestrating van het



Afbeelding 1.2

terrein is opgenomen. De layout van de ECT terminal is in figuur 1.2 weergegeven. Met deze hoge automatiseringsgraad kunnen grote aantallen containers met een hoge betrouwbaarheid efficiënt verwerkt worden. Alleen de containerkranen zijn nog bemand omdat deze met de huidige stand van de techniek moeilijk te automatiseren zijn.

Behalve de terminal van ECT wordt er verder twee dedicated container-terminals gebouwd. Dit zijn de Delta Dedicated East en Delta Dedicated West terminals. Een dedicated terminal houdt het midden tussen een exclusieve en een multi-user terminal. De voordelen hiervan zijn het uitwisselen van materieel, mensen en ligplaatsen terwijl de eigen identiteit van een reder zoveel mogelijk behouden blijft.

Zoals eerder vermeld, heeft een Mega Hub Center goede verbindingen nodig met het achterland. In het plan van gemeentelijk havenbedrijf en ECT is

daarom sprake van een distributiecentrum of wel het zo genoemde Distripark Maasvlakte. Vanuit dit centrum kunnen de verschillende aspecten van de distributie geregeld worden. In het Distripark kunnen de containers gehergroepeerd, gelabeld en opgeslagen worden. Ook worden hier containers met schade gerepareerd.

Om verder nog de Mega Hub functie te versterken zijn er een aantal landencentra ingericht. Deze centra zijn handels- en distributiecentra voor landen uit het Verre Oosten.

### **1.5 Schaalvergroting handelsvloot**

In de laatste 10 jaar heeft de wereldhandelsvloot een grote verandering ondergaan. Schepen hebben een steeds grotere specialisatie gekregen om een zo hoog mogelijk rendement te verkrijgen. Ook worden de afmetingen van de schepen steeds groter. De huidige schepen uit de Post-Panamax klasse kunnen 16 containers in de breedte op het dek plaatsen. In de literatuur wordt al druk gespeculeerd over schepen die meer dan 18 containers in de breedte van het dek kunnen plaatsen [6] [7] [8]. Uiteraard zal ook de lengte en diepgang toenemen, hoewel deze groei beperkt blijft i.v.m. de toegankelijkheid van de havens.

De kosten van steeds grotere schepen worden zoals te verwachten ook steeds hoger. Een reder, die een zeer groot containerschip in de vaart brengt, zal daarom steeds efficiënter met zijn schepen om moeten gaan. De reder heeft daartoe verschillende mogelijkheden. Een veel gehoorde oplossing is de verkorting van de turn-around tijd. De turn-around tijd is de tijd die een schip in een haven doorbrengt. De gedachte hierachter is dat een stilliggend schip alleen maar geld kost. Ook zal de reder met grote schepen minder snel gaan port-hoppen. Port-hoppen is het aandoen van verschillende havens die (toch) op de route liggen en waar geringere hoeveelheid aan overslag zal plaats vinden. Er worden dus met steeds grotere schepen steeds minder havens aangedaan.



### 1.5.1 Huidige situatie

De containerschepen zijn gewoonlijk geclassificeerd naar hun "generatie". In onderstaande tabel is een overzicht gegeven van de afmetingen van de diverse generaties: [2]

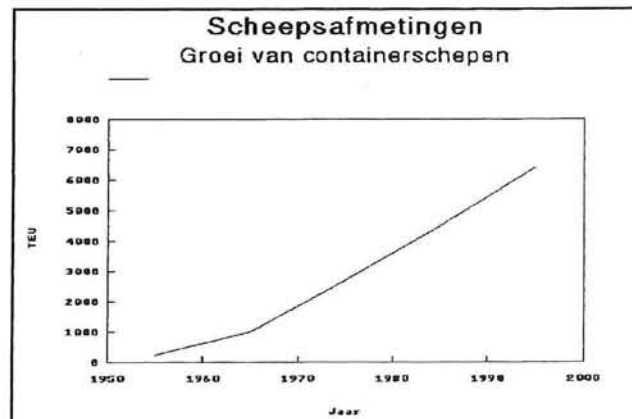
container schip	TEU capaciteit	DWT	Lengte	Diepgang	Breedte	Jaar
1 <sup>e</sup> generatie	750 - 1100	14.000	180 - 200	9	27	1955
2 <sup>e</sup> generatie	1500 - 1800	30.000	225 - 240	11,5	30	1970
3 <sup>e</sup> generatie	2400 - 3000	45.000	275 - 300	12,5	32	1975
4 <sup>e</sup> generatie	4000 - 4500	57.000	290 - 310	11,5-12,5	32,3	1980
Post Panamax	4300 - 4600	54.000	270 - 300	11-12	38-40	1985
5 <sup>e</sup> generatie	6000-8000	70.000 - 80.000	315 - 370	13.4 - 13.7	40 - 47	1995

Tabel 1.2

Maten in meters.

In afbeelding 1.3 zijn de afmetingen van de containerschepen in de tijd weergegeven.

De 5<sup>e</sup> generatie is een schatting van wat nog mogelijk is. De bovengrenzen zijn dus (nog) niet bereikt.



De huidige vloot bestaat hoofdzakelijk uit de 3<sup>e</sup> -, 4<sup>e</sup> generatie en post Panamax containerschepen: Voor alle duidelijkheid is het eerste 6000 TEU schip, de Regina Maersk<sup>1</sup>, ook beschreven

Schip	TEU	DWT	Breedte	Lengte	Diepgang
APL C-10	4.340	54.700	39,4	275	12,7
APL C-11	4.800	66.300	40,0	276	14,0
Evergreen R Class	3.950	50.000	32,2	253	12,5
Regina Maersk	6400	...	42,8	318	14,6

Tabel 1.3

Maten in meters.

Dat de groei hier niet mee stopt, is te zien aan de aanbesteding van de nieuwste generatie: het 6.600 TEU container schip. De breedte van dit schip, dat voor de P&O/Nedloyd rederij gebouwd gaat worden, is 45 meter.[9].

### 1.5.2 Scheepsafmetingen in de toekomst

Wat is de te verwachten groei van containerschepen? Indien er een ongeremde groei van de scheepsafmetingen plaats vindt, zoals in de jaren '70 met de tankervloot, zullen er grote aanpassingen nodig zijn voor de bestaande havens. De verwachting is echter, dat er een bovengrens is aan de scheepsafmetingen. De ISO-standaard schrijft namelijk een maximale stapelhoogte voor i.v.m. de sterkte van de containers. Er kunnen slechts 9 containers gestapeld worden [2], die een maximale belading hebben. Dit geeft een hoogte van 22m. Daarnaast speelde ook, dat de scheepsmotoren die gewoonlijk toegepast werden in containerschepen, niet genoeg vermogen konden leveren. Dit was tot voor kort 44000 kW. Een bovengrens voor deze motoren was het 6000 TEU schip. Doordat nieuwe motoren met een hoger rendement op de markt zijn gekomen (66000 kW), is deze bovengrens verschoven naar 8000 TEU schepen. Met de verwachte toename van de containeroverslag is het de vraag geworden, wanneer deze schepen zullen verschijnen en niet of ze zullen verschijnen.

<sup>1</sup> Dit is een eerste schip uit een bouwserie van 12.

Diverse onderzoekers en ontwerpers van containerschepen hebben met dit gegeven de volgende schepen ontworpen : [6] [7] [8] [9] [10]

Schip	TEU	DWT	Breedte	Lengte	Diepgang
Loyds Maritime Study	6.000	70.000	39,5	315	12,5
Mitsubishi-Watanbe Study	6.795	78.000	45,0	345	13,4
TU-Delft studie	6.800	78.000	45,0	345	13,4
Vickerman/Zachary/Miller	7.598	87.000	48,5	369	13,7

Tabel 1.4

Maten in meters.

Eerder is beschreven dat reders de turn-around tijd zo klein mogelijk houden, zeker als het om schepen van grote omvang gaat. Deze schepen zullen dus gaan varen op die havens, die de turn-around tijd weten te verkleinen. De 6000+ TEU schepen zullen voor een belangrijk deel de verwachte groei van de containermarkt gaan vervoeren. Een haven, die van die groei wil profiteren, zal dus instaat moeten zijn het container aanbod van deze schepen op efficiënte wijze te kunnen verwerken.

### 1.5.3 Overslagcapaciteit

Aan boord van een 8000 TEU schip zijn gemiddeld 5000 containers (TEU en FEU). In een gesprek met Prof. Wormmeester bleek dat een overslagcapaciteit van 300 containers per uur noodzakelijk zal blijken te zijn om dergelijke schepen economisch te kunnen gebruiken. Met nieuwe kranen is een overslagcapaciteit per kraan te halen van maximaal 50 containers per uur (theoretisch). Dit betekent dat er 6 van die kranen naast elkaar op de kaden moeten staan om aan de benodigde capaciteit te komen [8] [11]. Er zijn nu twee problemen te constateren:

- De kranen staan te dicht op elkaar, waardoor de efficiëntie lager wordt en de benodigde capaciteit niet meer gehaald wordt.
- Deze superkranen kosten per stuk enige tientallen miljoenen guldens, zodat 6 kranen per ligplaats economisch gezien niet haalbaar wordt geacht.

#### **1.5.4 Binnenvaart**

In de containerbinnenvaart zijn mogelijk nog grotere ontwikkelingen in gang gezet dan in de zeevaart. Door de verdrievoudiging van het aantal containers in het jaar 2010 ontstaan problemen met het transport. In Nederland geschiedt dit transport over het spoor, weg en binnenwater. Deze verdeling wordt ook wel de model-split genoemd. Alleen het spoor en het binnenwater komen volgens het beleid van de regering in aanmerking tot verhoging van de goederenstromen. Voor een verhoging van de capaciteit is een extra verbinding nodig naar het achterland, beter bekend onder de naam Betuweroute. Ook worden er mogelijkheden gezocht om het transport via de binnenvaart te verhogen door schaalvergroting en de invoering van nieuwe overslagtechnieken. Een zeer recente ontwikkeling is het Barge EXpress (BEX) concept dat door de onderzoeksschool Trail is gepubliceerd [13]. Hierin wordt uitgegaan van het volledig geautomatiseerd laden en lossen van containerschepen in speciale terminals. Dit is hier wel te automatiseren doordat het geheel kleinschalig blijft. Met dit systeem moet de verwachte groei opgenomen kunnen worden.

#### **1.6 Probleemstelling**

Door de komst van de 6000+ TEU schepen en de groeiende containermarkt, moeten de containerterminals de containers sneller verwerken. Problemen kunnen verwacht worden bij de containerkranen aan de kade met betrekking tot de toename van het aantal overgeslagen containers per schip per tijdseenheid. Het huidige terminalconcept kan niet verder geoptimaliseerd worden om deze toename op te vangen. Het onderwerp van de verdere studie is een nieuwe wijze van overslag van containers tussen schip en land. In dit eerste deel wordt een aantal nieuwe concepten gepresenteerd en zal het meest belovende verder uitgewerkt worden.

#### **1.7 Opbouw verdere studie**

De studie geeft zo goed mogelijk de verschillende stadia van het ontwerpproces weer:

- |           |   |
|-----------|---|
| Hoofdstuk | 1 Formuleren ontwerpprobleem.   |
|           | 2 Het inventariseren van de huidige situatie.                               |
|           | 3 Het concretiseren van eisen en wensen in ontwerpcriteria.                 |
|           | 4 Het ontwikkelen van alternatieve oplossingen in hoofdlijnen.              |
|           | 5 Het ontwikkelen van varianten op onderdelen.                              |
|           | 6 Het beoordelen van alternatieven en varianten en het maken van een keuze. |

## 2 Inventariseren van de huidige situatie

### 2.1 Algemeen

De hoofdfunctie van een containerterminal is:

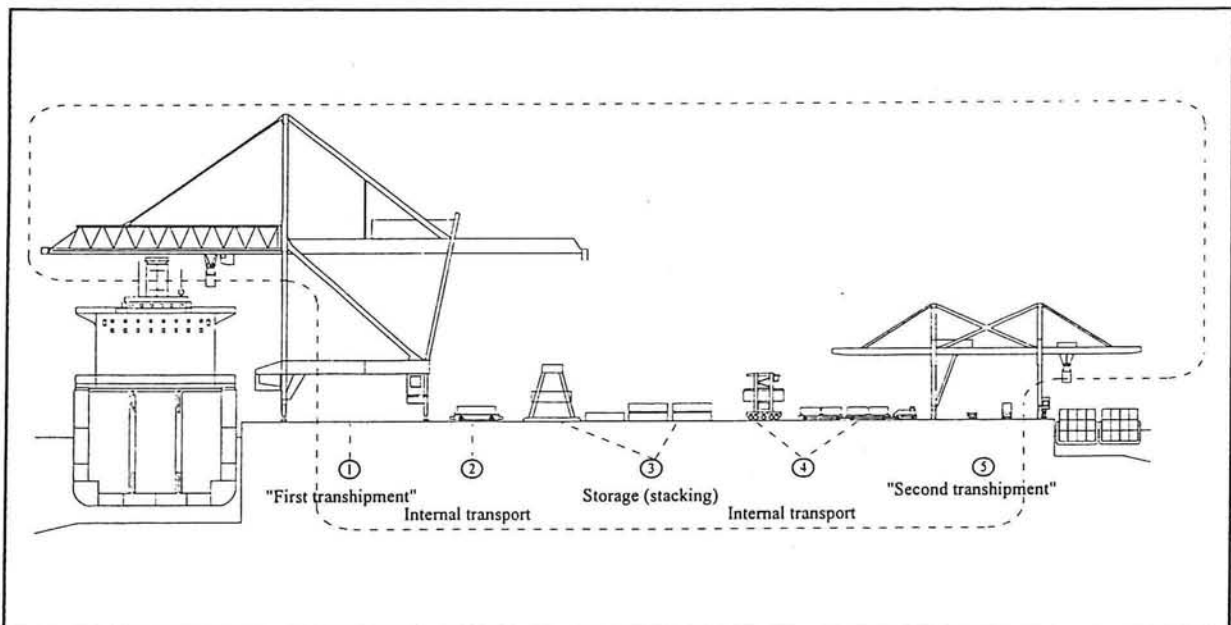
*Het bieden van overslag- en buffermogelijkheden binnen het vervoersysteem en tussen vervoerssystemen onderling.*

Een containerterminal heeft tot doel containers van het schip over te zetten naar andere transportmogelijkheden zoals trein, vrachtwagens en binnenvaart (en omgekeerd). Om inzicht te geven in de containerafhandeling, wordt hier globaal een beschrijving gegeven van de overslagprocessen. Als eerste zal echter de layout van een moderne containerterminal besproken worden.

### 2.2 Layout

De Layout van de terminal is gewoonlijk in drie delen te splitsen n.l.:

- kadegebied
- opslagterrein
- overslaggebied.



Afbeelding 2.1

De layout is echter ook in enige mate afhankelijk van de gekozen

transportmethode. In afbeelding 2.1 is een doorsnede gegeven van een gemiddelde terminal [2]. De kraan staat ongeveer 2,5 m uit de voorzijde van de kade daar, de vormgeving van de schepen (de overhang van de boeg en de overhang van de brug) kans op aanvaringen geeft. De spoorbreedte van de kraan is afhankelijk van de stabiliteit van de kraan en de kosten van de fundatie. Verder spelen operationele aspecten een rol bij de bepaling van de spoorbreedte. Er moet b.v. voldoende ruimte zijn om de containers te kunnen oppikken en te kunnen transporteren. Achter de kraan is ruimte om de luiken van de schepen tijdelijk te kunnen plaatsen. Achter deze luiken is gewoonlijk ruimte die gebruikt wordt als transportweg door de transportmiddelen, die de containers verplaatsen naar hun opslaggebied. Dit opslaggebied beslaat gewoonlijk het grootste deel van de terminal. Aan het einde van dit opslaggebied worden de containers overgezet op vrachtwagens en treinen.

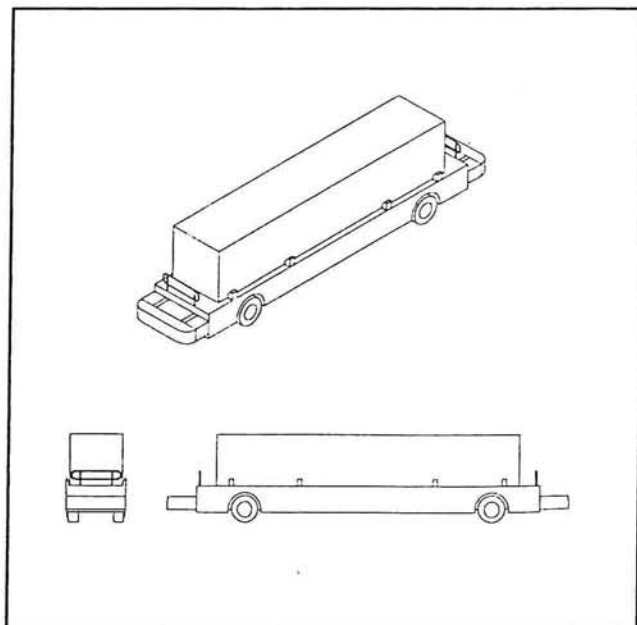
Naast de hierboven weergegeven gebieden moet ook ruimte voor de volgende diensten beschikbaar zijn:

- containervrachtstation
- werkplaats voor onderhoud
- kantoren voor douane
- parkeerplaatsen
- weegbruggen en inspectiestraat
- gebied voor de opslag van containers met een gevaarlijke lading
- opslag- en aansluitingspunten voor reefern

### 2.3 Het lossen van een container

De containers worden met behulp van containerkranen uit het schip gehaald. Het containerschip beschikt over twee mogelijke plaatsen waar containers opgeslagen worden: op het dek of in het ruim. De containers aan het dek kunnen met behulp van de spreader, nadat de verankering tussen de containers is losgemaakt, gelost worden.

Tegenwoordig worden de laadruimen van containerschepen nog afgesloten met luiken. Dit is nodig om het schip op zee een grotere stijfheid te geven. Om de containers te kunnen verwijderen, moeten de luiken eerst verwijderd worden. Dit wordt ook gedaan door de containerkranen m.b.v. de spreader. De containerkraan legt de luiken gewoonlijk in het backreach gebied van de girder. De



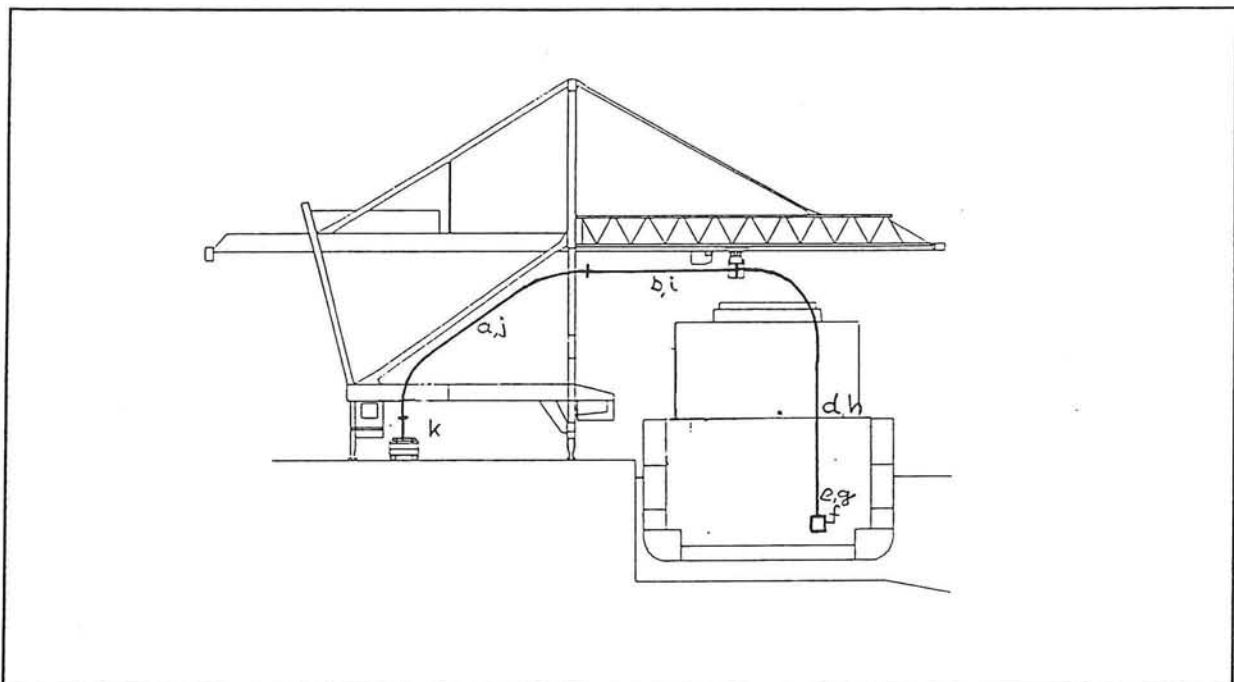
Afbeelding 2.2

afhandeling van de containers op de kade kan op verschillende manieren

gebeuren. Een moderne terminal als ECT maakt gebruik van Automated Guided Vehicles. Deze robotwagens rijden tussen de "poten" van de kraan door om hun container op te halen. De AGV's worden gewoonlijk onder de kraan geladen. In afbeelding 2.2 is een AGV weergegeven.

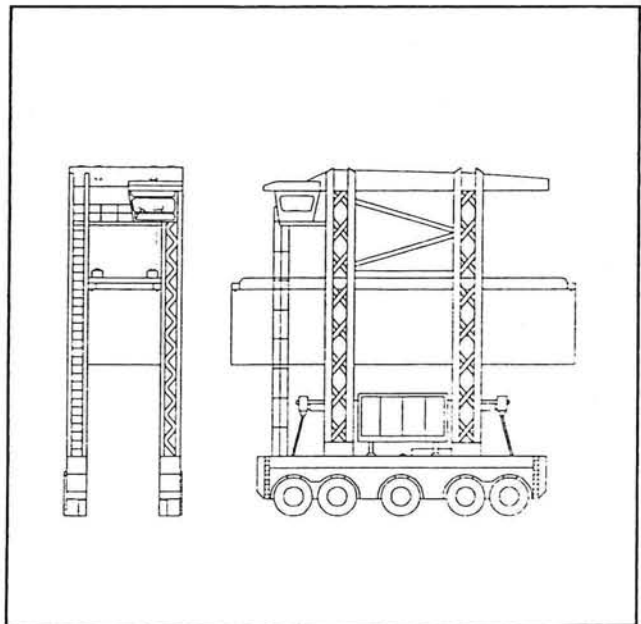
Het kraanproces wordt gewoonlijk opgedeeld in (1) activiteiten die nodig zijn om de container van het schip op de kade te krijgen of andersom en in (2) activiteiten die eigenlijk overbodig zijn om te laden en te lossen en dus het liefst geëlimineerd zouden worden. Activiteiten die tot de eerste groep behoren worden gedefinieerd als de standaardcyclus. De tijdsduur van deze cyclus wordt vaak ook de theoretische cyclustijd genoemd.

De standaardcyclus bij het lossen begint direct na het wegzetten van de vorige container op een A.G.V. Eerst vindt gelijktijdig hijsen en katrijden met lege spreader plaats(a). Daarna het katrijden (b), en vieren boven het schip(c) , het positioneren boven het ruim (d) en het vieren tot vlak boven de container (e). Dan wordt de spreader vergrendeld aan de container (f) waarna de kraan het geheel omhoog hijst (g). Daarna hijsen en katrijden (h), katrijden (i), vieren en katrijden (j) en tenslotte vieren tot op de AGV (k). De spreader wordt losgekoppeld en kan aan een volgende cyclus beginnen. Voor het verloop van de containers zie afbeelding 2.3



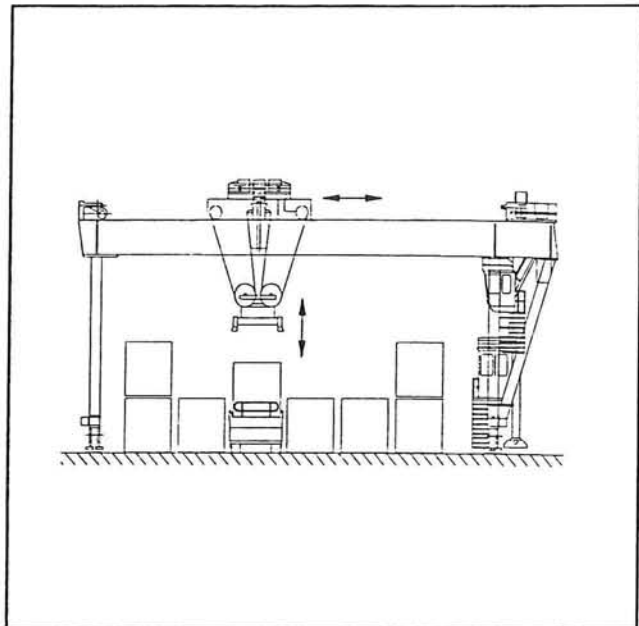
Afbeelding 2.3

Andere mogelijkheden voor containertransport op de terminal zijn de straddle carriers, vorkhefliftrucks of de chassis die getrokken worden door terminaltractors. In afbeelding 2.4 is een straddle carrier weergegeven. Het doel van deze transportmiddelen is echter gelijk: Zij brengen de container van de kade naar het opslaggebied.



Afbeelding 2.4

Bij het opslaggebied, ook wel de stack genoemd, worden de AGV's gelost met behulp van een stacking crane. Deze kraan plaatst dan de containers in rijen op elkaar. Het laad- en losprincipe komt overeen met de kadekranen, daar ook deze stacking crane gebruik maakt van een spreader. Deze kranen zijn er in twee uitvoeringen; zij kunnen zich op rails of op rubberbanden voortbewegen. In afbeelding 2.5 is een stacking crane op rails weergegeven.



Afbeelding 2.5



## 2.4 Overslagcapaciteit van containers bij een conventionele overslagfaciliteit.

Momenteel worden er 3 à 4 containerkranen ingezet om de schepen te laden en te lossen. Uit diverse bronnen [8], [11], [17], [15] blijkt dat er ongeveer 100 containers per uur behandeld kunnen worden ( b.v. ECT terminal). Dit geeft dus een gemiddelde overslagcapaciteit van 30 containers per uur per kraan.

## 2.5 Containertransport langs de kade naar de stack

In de huidige situatie heeft elke kraan een eigen aanrijbaan voor de AGV's. Het voordeel hiervan is dat er op iedere baan een aantal AGV's gebufferd kunnen worden, waardoor verstoringen in het gehele proces opgevangen kunnen worden. Aan de uiteinden van het schip wordt door de AGV-stroom een bocht gemaakt waardoor wordt in- en uitgevoerd. De ervaring op de ECT terminal is dat aan deze uiteinden problemen ontstaan met de vloeiende doorstroming van de AGV's. Deze problemen zijn ten dele te wijden aan de trage rijnsnelheid van de AGV's, maar ook de gebruikte manier van besturen van de AGV's heeft hier invloed op.

## 2.6 Laad- en lossystemen

In het kader van de literatuurstudie is bekeken wat voor laad- en lossystemen in de toekomst mogelijk zijn. Globaal gezien kan men de ontwikkeling van nieuwe laad- en lossystemen in twee stromingen verdelen:

- Conventionele systemen met iets extra's
- Nieuwe systemen.

Er zal eerst een beschrijving van de systemen gegeven worden, waarna de voor- en nadelen beschouwd zullen worden.

### 2.6.1 Conventionele systemen met iets extra's

Zoals de titel doet vermoeden gaan deze ideeën uit van de bestaande containerkraantechnologie die voorzien wordt van enkele nieuwe technieken. Deze nieuwe ontwikkelingen zijn noodzakelijk omdat bij groeiende scheepsafmetingen ook een grotere outreach en hogere kranen nodig zijn. De scheepshoogte zal ook toenemen omdat het de verwachting is dat er meer containers op het dek gestapeld gaan worden. Momenteel is het gebruikelijk dat er 5 lagen containers op het dek staan<sup>2</sup>. Met deze grotere kranen zal de wiellast toenemen. Een hogere kraan heeft daarnaast het probleem dat ook de kraan-operator hoog zit, waardoor het voor hem moeilijk wordt de container te positioneren. Dit fenomeen wordt optische parallax genoemd. Daarnaast ontstaan er problemen

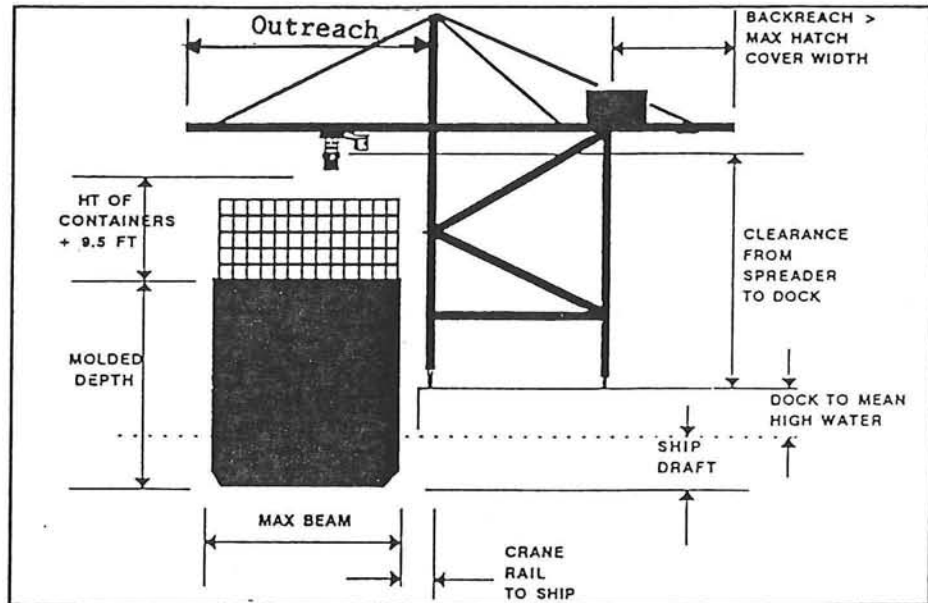
---

<sup>2</sup> Er zijn aanwijzingen dat de containers op het dek in de toekomst zullen verdwijnen. Dit omdat het lastig werken is en omdat de verzekeringspremie steeds hoger wordt voor deze containers. Ook milieutechnisch is het beter de containers allemaal in het ruim te plaatsen. Containers zullen dan bij zware stormen niet meer losslaan.

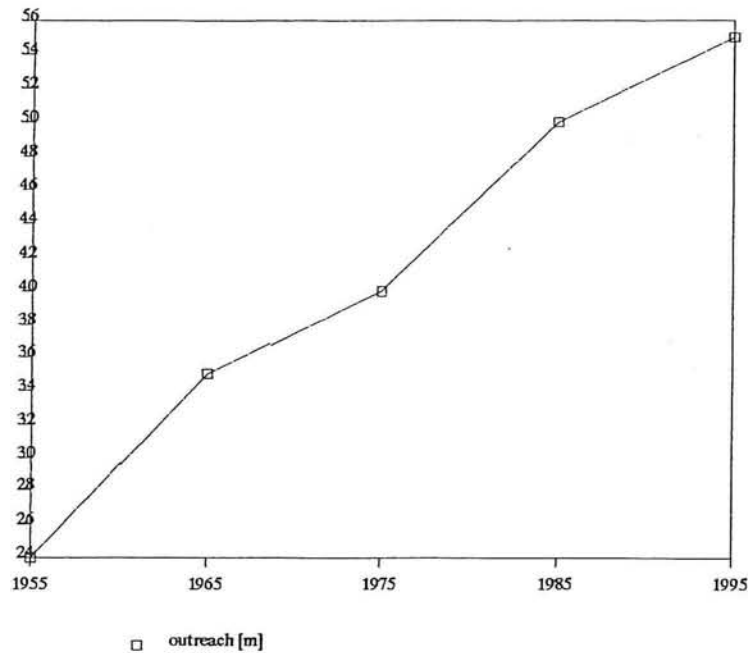
met het slingeren van de last door de wind. Hoe hoger de kraan, hoe groter de slingerbewegingen.

De conventionele containerkranen, uitgerust met een enkele trolley en één operator, zijn de werkpaarden van de huidige havens. In afbeelding 2.6 is een overzicht gegeven van de belangrijkste maten van een containerkraan. [6]

Gemiddeld is voor een oudere conventionele kraan de gauge 15,25 m tot 30,48 m. De gauge is de afstand tussen de poten zoals die weergegeven is in figuur 2.6. Deze kranen kunnen vanwege de kleine outreach alleen Panamax-schepen laden en lossen. De laatste generatie conventionele kranen kan Postpanamax-schepen behandelen. Uiteraard betekent dit dat de afmetingen van de kraan groter zijn geworden. De outreach wordt 48,7 m tot 52,4 m. In afbeelding 2.7 is weergegeven hoe de afmetingen van de containerkranen in de tijd groeiden.



Afbeelding 2.6

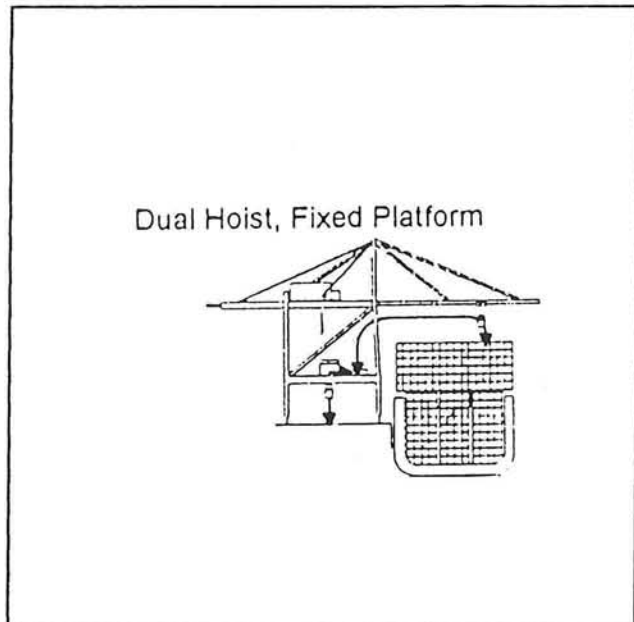


Afbeelding 2.7

Nieuwe ontwikkelingen op het gebied van kranen, worden hieronder beschreven. Opgemerkt wordt dat de vermelde overslagcapaciteiten van de kranen door de fabrikanten zelf, onder optimale omstandigheden, bepaald zijn. Dit is dus de theoretische cyclustijd. In de praktijk is het dus onwaarschijnlijk dat deze waarden gehaald worden.

- Dual hoist single trolley kranen. [14] [17]

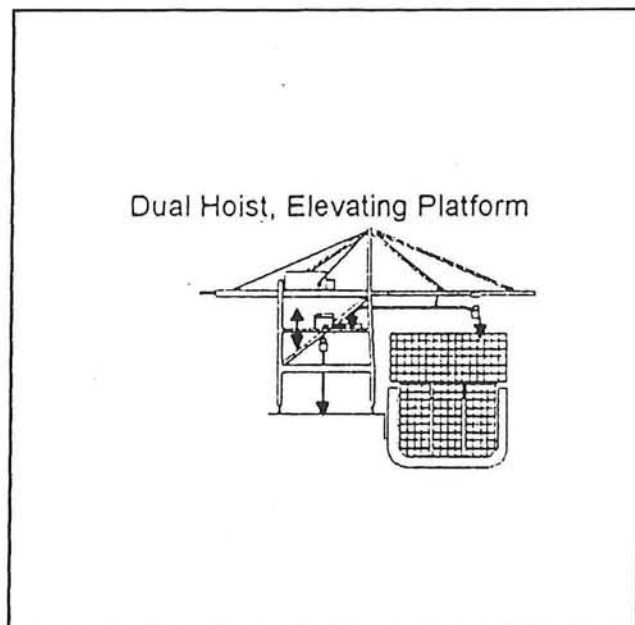
Deze kranen zijn vergelijkbaar met de conventionele kranen maar hebben boven de kade een tweede hijsinrichting. De trolley pikt een container op van het schip en zet de container op een platform neer. Deze container wordt door de tweede hijsinrichting opgepikt en zet de container op de kade. Er is zo een tijdwinst van ongeveer 50% te behalen. Er kunnen volgens de fabrikant 52 containers per uur per kraan behandeld worden.



Afbeelding 2.8

- Dual hoist elevating platform kranen. [14] [15] [17]

Deze kranen zijn te vergelijken met de hierboven beschreven variant met dat verschil, dat het platform in hoogte verstelbaar is. De hijstijd kan zo bij minder hoog beladen schepen nog verder bekort worden. Deze kraan is alleen zinvol indien er schepen van verschillende grootte geladen en gelost moeten worden. De cabine van de kraanoperator bevindt zich niet aan de trolley

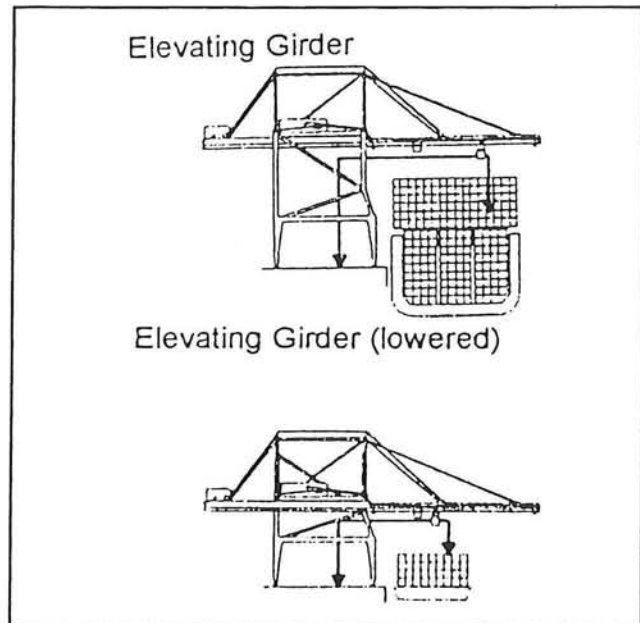


Afbeelding 2.9

maar heeft een eigen rolbaan. Volgens de fabrikant zijn zo 54 containers per uur per kraan te behandelen.

- Dual hoist elevating girder kranen. [14] [15] [17]

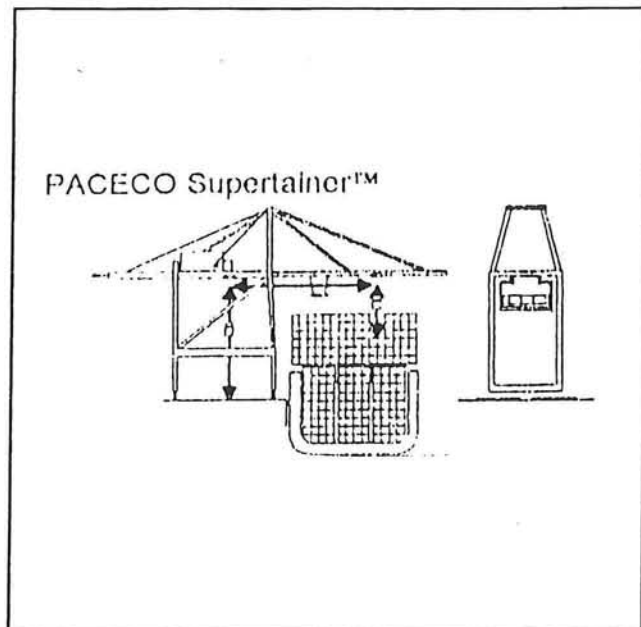
Bij deze dual hoist kranen is de girder waarover de trolley loopt, in hoogte verstelbaar. De hijstijd kan dus ook hier nog verder bekort worden. Ook deze kraan is alleen zinvol te gebruiken indien er een grote verscheidenheid is aan scheepstypen. Er zijn volgens de fabrikant tussen de 55 en 66 containers per uur per kraan over te slaan.



Afbeelding 2.10

- Dual hoist en dual trolley kranen. [14] [15] [17]

Deze kraan heeft één girder waarover twee trolleys lopen. De eerste trolley hangt boven het te lossen schip, de tweede hangt boven de kade. Tussen de twee trolleys verzorgt een shuttle het horizontale transport. De eerste trolley haalt de container uit het ruim. De shuttle rolt nu onder de container en neemt de container mee naar de landzijde trolley. Hier wordt de container neergelaten op een chassis. Om dit laatste te vergemakkelijken is er een chassis geleiding geplaatst. Om deze kraan te besturen zijn minstens twee kraanoperators nodig. Het aantal te verplaatsen containers is

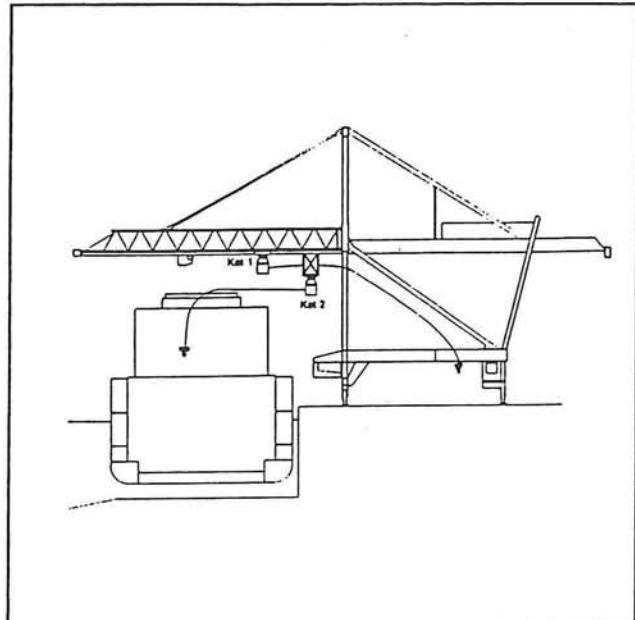


Afbeelding 2.11

met 67 container bewegingen per uur per kraan volgens de fabrikan-  
ten vertweevoudigd in vergelijking tot een conventionele single hoist  
kraan.

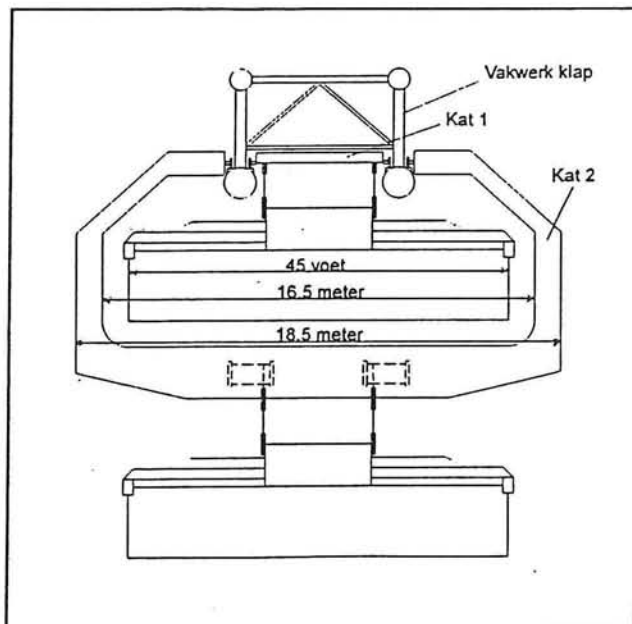
- Tweekatskraan. (INCO-  
MAAS) [33]

De tweekatskraan heeft  
twee trolley's die elk een  
volledige laad- en loscy-  
clus kunnen uitvoeren.  
Om extra bewegingen van  
de kraan te voorkomen en  
de kraan niet te breed te  
laten worden, is er een  
constructie gemaakt  
waarin een kleine trolley  
binnen een grote trolley  
rijdt. In nevenstaande  
tekeningen is het zijaan-  
zicht van de kraan en de  
trolley's van de kraan  
weergegeven. Beide  
trolley's moeten elkaar op  
grote hoogte passeren  
zodat een extra hijstijd  
noodzakelijk is.



Afbeelding 2.12

De trolley's zijn zo ge-  
maakt dat de grootst  
mogelijke container nog  
kan worden getranspor-  
teerd. Dit is een 45 voets  
container. De cyclustijd  
voor één trolley is 65  
seconden. Als dus twee  
trolley's gelijktijdig wer-  
ken zal dit een theoretische  
productie van 110  
containers per uur ople-  
veren. De bouwkosten  
zijn ongeveer 1,6 maal de  
kosten voor een conventi-  
onele kraan.



Afbeelding 2.13

Het Incomaas project. [19] [22]

Het idee van een tweekatskraan is afkomstig uit het INCOMAAS project. In dit project zijn nog meerdere ideeën uitgewerkt met betrekking tot snellere behandelingen van schepen. In dit project wordt o.a. onderzocht of de containerlaad- en loscapaciteit verhoogd kan worden door containerschepen in een U-vormige kade te leggen. Het voordeel is dat nu van twee kanten het schip gelost kan worden. Hiervoor dienen dan kranen gebruikt te worden, die over de hele breedte van het schip doorlopen. Het gebruik van een U-vormige kade brengt de nodige problemen met zich mee met betrekking tot verdere afhandeling van de containers op de kaden. Daarnaast zijn speciale portaal kranen nodig, die erg hoog moeten zijn, omdat het schip er onderdoor moet kunnen varen.

### 2.6.2 Nieuwe systemen

Bovenbeschreven kranen zijn allemaal portaalkranen. Nadeel van deze kranen is dat er maar een beperkt aantal langs een schip kunnen worden geplaatst. Één fabrikant heeft door oplossing van dit probleem de overslagcapaciteit verhoogd.

- Octopus systeem. [15] [16] [17]

Langs de gehele kade wordt een staalconstructie gebouwd die de "poten" van de kraan vervangt. Op deze staalconstructie kunnen nu een aantal girders worden geplaatst die op de vaste staalconstructie evenwijdig langs de kade kunnen bewegen. Omdat de girders vrij smal zijn, is het mogelijk hiervan een aantal naast elkaar langs een schip te zetten. De girders zullen van het type dual hoist, single trolley zijn. Vóór de staalconstructie worden twee afvoerwegen schuin boven elkaar gemaakt. De fabrikant geeft aan dat aan de containers een prioriteit toegekend moet worden. Containers met hoge prioriteit worden via de bovenste baan afgevoerd, terwijl lage prioriteit containers beneden worden vervoerd. Volgens de fabrikant zijn zo 63 containeroverslagen per kraan per uur haalbaar.

Er zijn verder plannen om het huidige systeem met kranen geheel te verlaten en over te gaan op een nieuw systeem. Hiervoor is het totale containertransport opnieuw bekeken.

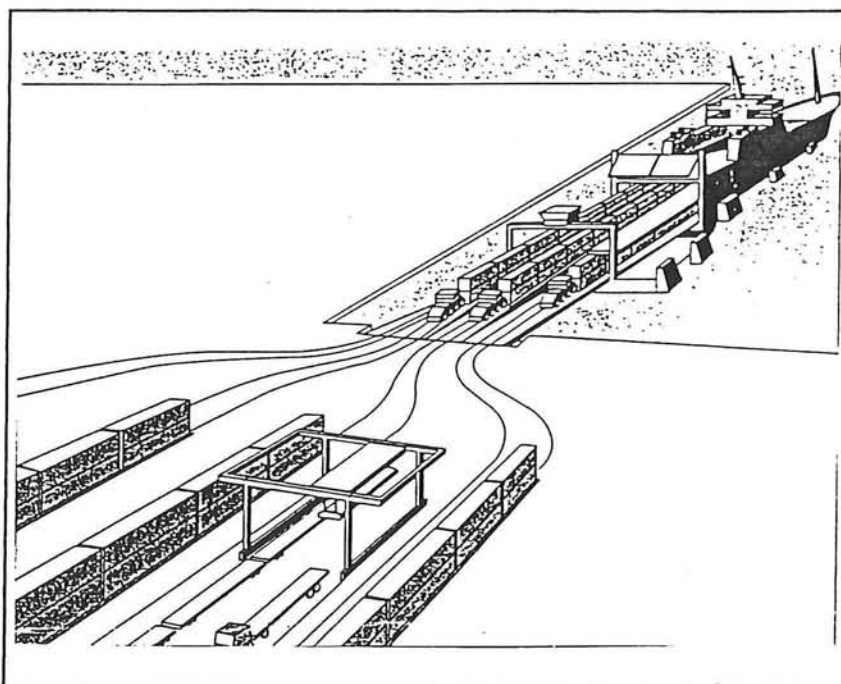
- Het Fastship systeem. [17] [18]

Dit systeem is revolutionair te noemen omdat er technologieën gebruikt worden, die nog niet eerder in deze bedrijfstak gebruikt zijn. Zowel de schepen als de terminals zijn in deze studie opnieuw ontworpen. De uitgangspunten bij het ontwerpen zijn snelheid en betrouwbaarheid geweest.

Er zal gebruik gemaakt worden van relatief kleine maar zeer snelle schepen. Een fastship heeft een lengte van 224,5 m (770 feet) en een breedte van 35,35 m (116 feet) en verder een laadcapaciteit voor 1320 TEU containers. Deze containers worden alleen benedendeks geplaatst. Bijzonder is dat het schip wordt uitgerust met gas-turbines die vergelijkbaar zijn met die van marinefregatten. Met deze turbines zal een snelheid van 45 knopen (= 80 km/h) haalbaar zijn!

In de terminal zal alle lading via de achterzijde van het schip getransporteerd worden. Er zal hiervoor op het schip een met een RoRo-klep vergelijkbare constructie geplaatst worden. Om de containers te verplaatsen, zal gebruik gemaakt worden van een zogenaamd Airlift Container System (Alicons). Dit systeem maakt gebruik van perslucht om de containers op te tillen. Er wordt een trein samenge-

steld uit twee hoog gestapelde containers, die door een tractor wordt voortbewogen. Het systeem wordt via een monorail van de kade naar het schip geleid. In nevenstaande tekening is weergegeven hoe het een en ander er uit ziet. De containers zullen direct van de trein overgeladen



Afbeelding 2.14

worden op gereedstaande vrachtwagens en goederentreinen, die voor het verdere transport zorgen. Het is dus niet de bedoeling om de containers op de terminal op te slaan. De bedenkers van dit systeem denken een tijdsreductie van 75% te bereiken op het traject Zeebrugge - Philadelphia in vergelijking met de bestaande transportsystemen.

- Meerdere containers m.b.v. één spreader gelijktijdig optillen. [12]

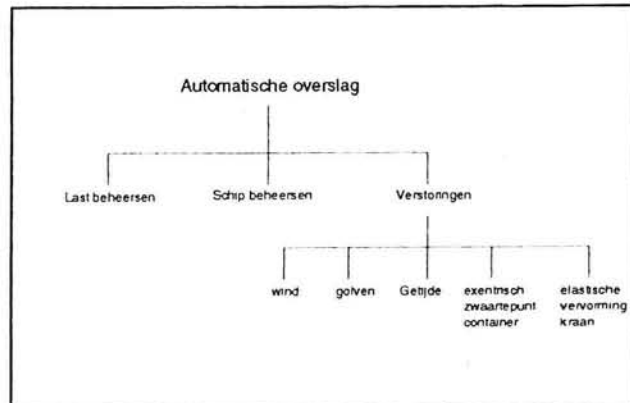
Een oplossing, die momenteel druk onderzocht wordt is het gelijktijdig optillen van meerdere containers onder één spreader. [12] Dit kan in "laboratorium" situaties goed werken, maar het is de vraag of dit ook in de praktijk goed zal voldoen, daar de containers nog al eens kleine maatafwijkingen vertonen. Verder moeten deze containers een extra handeling ondergaan om ze te kunnen samenvoegen. Het koppelen en ontkoppelen moet op de kade en op het schip gebeuren. Het is de vraag of met deze extra handelingen niet meer tijd wordt



verloren dan dat er met het gezamenlijk hijsen wordt gewonnen. Veel auteurs zien daarom weinig in deze oplossing.

- Automatisering [13]

Als de moderne ECT-terminal wordt bekeken, valt op dat het laad- en losproces nog niet helemaal geautomatiseerd is. In de literatuur duiken steeds ideeën op om ook de laatst overgebleven kraanoperator weg te automatiseren, in de hoop een capaciteitswinst te bereiken. In gesprekken met diverse betrokkenen



Afbeelding 2.15

blijkt dat dit niet (op korte termijn) te verwachten valt. Bij het laad- en losproces zijn te veel storende invloeden. In nevenstaande figuur is weergegeven welke problemen bij automatische overslag allemaal spelen. Het is technisch gezien nog onmogelijk al deze invloeden voldoende te compenseren.

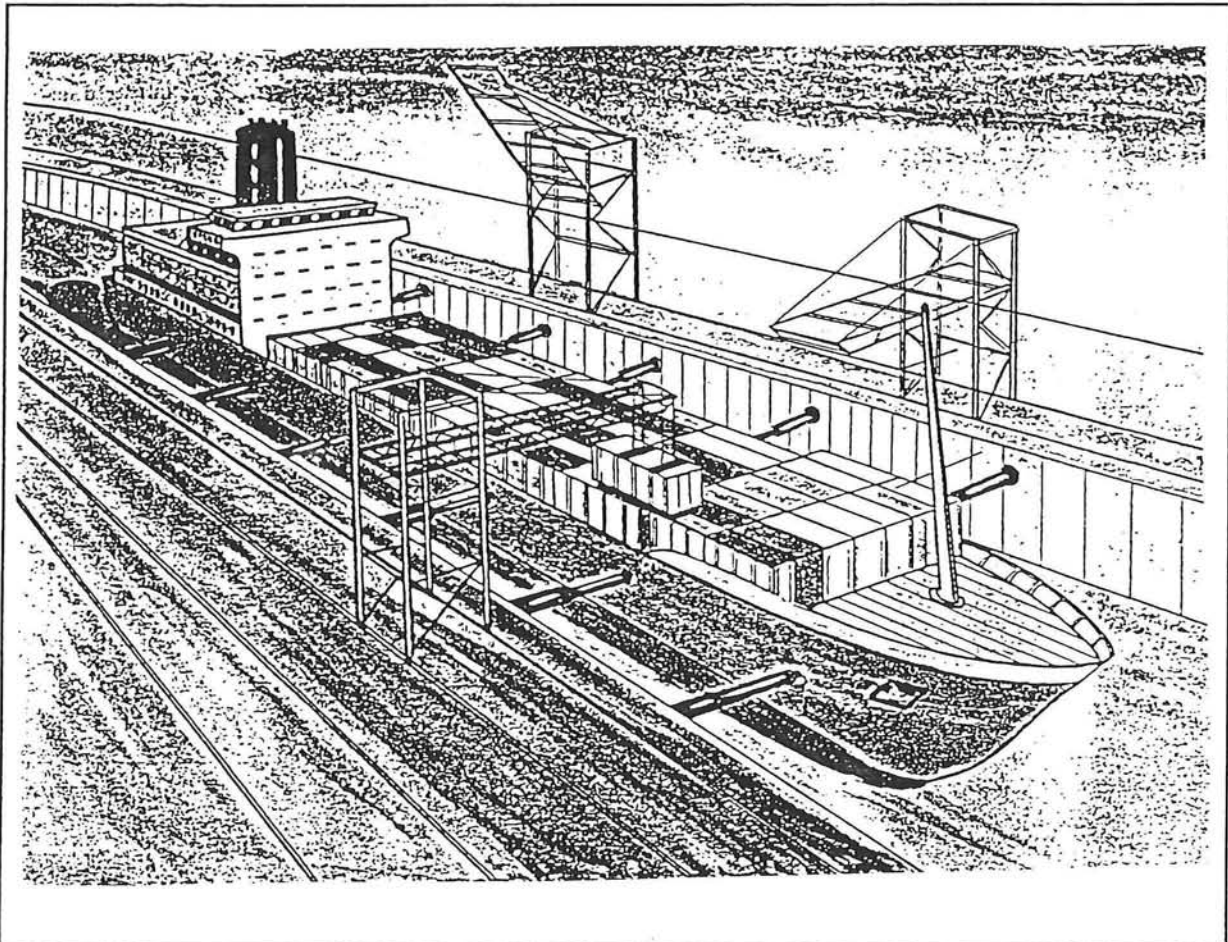
- Hydraulische armen. [17] [20]

Het probleem van hogere verwerkings-snelheden van de containers kan nog via een andere weg verbeterd worden. Als het huidige proces geanalyseerd wordt, blijkt dat door het zogenaamde rollen van schepen het laden en lossen van de containers nadelig wordt beïnvloed. Wanneer door wind en golven het containerschip een slagzij maakt van 3 graden met de verticaal, dan zullen de containers in de geleidingen van de opslagcellen vastlopen. Bewegingen in de lengte en breedte van het schip zullen van invloed worden wanneer deze groter worden dan ongeveer 0,6 m.

Deze bewegingen kunnen opgeheven worden indien het schip vastgehouden wordt. Dit idee wordt op verschillende plaatsen in de literatuur voorgesteld en is hierna weergegeven. Uit de zijkanten van de kademuur komen hydraulische armen naar buiten, die het schip vastklemmen. Indien dit realiseerbaar zou blijken te zijn, zou het mogelijk zijn het gehele laad- en losproces te automatiseren. In ieder geval zullen de schepen nu onder omstandigheden gelost kunnen worden, die anders niet mogelijk waren.

Opgemerkt wordt dat deze constructie goed valt te combineren met de vormgeving zoals die van het Incomaas team.

De constructie moet wel in staat zijn een verticale beweging t.g.v. eb en vloed te volgen.



Afbeelding 2.16

Voor ieder systeem kunnen een aantal voor- en nadelen gegeven worden, voorzover die bekend zijn, daar een aantal van de hiervoor beschreven systemen nog niet verder dan de tekenplank gekomen zijn. [17] t/m [22]

- Conventionele kranen  
Voordelen:
  - Deze systemen hebben hun waarde reeds bewezen.
  - Relatief goedkoop in de aanschaf.
  - Relatief geringe belasting op kademuur.
  - Betrouwbaar
  - Slechts 1 kraanoperator nodig.
  - Lage bedrijfskosten.Nadelen:
  - Lage overslagcapaciteit containers.
  
- Dual hoist single trolley kranen.  
Voordelen:
  - Hogere overslagcapaciteit, 50% meer dan conventionele kraan.

- Relatief geringe belasting op kademuur.
  - Betrouwbaar.
- Nadelen:
- Twee kraanoperators nodig
  - Hogere aanschafprijs, 30% - 50% meer dan de conventionele kraan.
  - Hogere bedrijfskosten
- 
- Dual hoist elevating platform kranen.  
Voordelen
    - Hoge overslagcapaciteit
    - Geringe extra belasting op de kadeconstructieNadelen:
    - Betrouwbaarheid is nog niet bewezen, daar de kranen voor pas één terminal geleverd zijn.
    - Hoge bedrijfskosten.
    - Hoge aanschafprijs.
    - Twee kraanoperators nodig.
- 
- Dual hoist elevating girder kranen.  
Voordelen:
    - Zeer hoge containeroverslag mogelijk.
    - Kraan optimaal instelbaar voor ieder scheepstype.Nadelen:
    - Zeer hoge aanschafprijs.
    - Hoge bedrijfskosten.
    - Zware belasting op kade.
    - Betrouwbaarheid nog niet bewezen.
    - Hoge eisen aan organisatie van de achterliggende terminal.
- 
- Dual hoist en dual trolley kranen.  
Voordelen:
    - Zeer hoge containeroverslag.Nadelen:
    - Zeer hoge aanschafkosten.
    - Hoge bedrijfskosten.
    - Zware belasting op kade.
    - Minimaal 2 kraanoperators nodig.
    - Betrouwbaarheid is niet bewezen.
    - Zeer hoge eisen aan de organisatie van de achterliggende terminal.
- 
- Tweekatskraan.  
Voordelen:
    - Zeer hoge containeroverslag capaciteit.
    - In verhouding geringe meerprijs.
    - Slechts één kraanoperator nodig.Nadelen:
    - Zware belasting op de kade.
    - Betrouwbaarheid niet bewezen.

- Zeer hoge eisen aan de organisatie van de achterliggende terminal.
- Octopus systeem.  
Voordelen:
  - Hoge containeroverslag mogelijk.
  - Gescheiden constructie kade / fundatie kraan.Nadelen:
  - Constructie gevoelig voor ongelijke zettingen.
  - Iedere grider heeft eigen operator nodig.
  - Betrouwbaarheid is niet bewezen.
  - Complex aan- en afvoersysteem voor containers.
  - Waarschijnlijk niet erg flexibel.
  - Zeer hoge eisen aan de organisatie van de achterliggende terminal.
- Het Fastship systeem.  
Voordelen:
  - Zeer snelle transport- en overslagmogelijkheden.
  - Gering grondoppervlak nodig.
  - Kosten transport en overslag gelijkwaardig met conventionele systemen.Nadelen:
  - Economische haalbaarheid is onbekend.
  - Betrouwbaarheid is niet bewezen.
  - Systeem is niet flexibel.
  - Alleen Fastship schepen kunnen van de terminal gebruik maken.
  - Alleen zinvol voor vracht met hoge toegevoegde waarde.
- Incomaas project, tweezijdig laden en lossen  
Voordelen:
  - In totaliteit een hogere containeroverslag, maar niet per strekkende meter kade.Nadelen:
  - Tweemaal zoveel kade nodig.
  - Complexe containerstromen achter de kade.
  - Onvoldoende flexibiliteit m.b.t. scheepsgrootte.
  - Economische haalbaarheid is onbekend.
  - Betrouwbaarheid is onbekend.
- Meerdere containers m.b.v. één spreader optillen.  
Voordelen:
  - Hoge containeroverslag.
  - Lage kosten.Nadelen:
  - Practisch moeilijk uitvoerbaar door maatafwijkingen containers.
  - Moeilijk hanteerbaar op de huidige schepen waar iedere container een eigen cell heeft.

- Automatisering.  
Voordelen:
  - Hogere containeroverslag.
  - Geen tijdverlies dat door de mens veroorzaakt wordt.Nadelen:
  - Storingsgevoelig.
  - Geen probleemoplossendvermogen.
  
- Hydraulische armen  
Voordelen:
  - Hogere containeroverslag onder slechte weersomstandigheden.Nadelen:
  - Hoge aanschafkosten.
  - Corrosie van de armen door zout milieu.
  - Niet flexibel m.b.t. afmetingen van de schepen.

**Conclusie:**

Er wordt op verschillende manieren geprobeerd de overslagcapaciteit te verhogen. Deze capaciteitsverhoging mag niet een kostenverhoging per overgeslagen container tot gevolg hebben. De algemene verwachting is dat de doorontwikkelingen van de conventionele kadekranen de beste kansen bieden. Waarschijnlijk dat een type als de tweekatskraan, welke de grootste overslagcapaciteit heeft van alle systemen en een geringe meerprijsheeft t.o.v. de huidige kranen, de nieuwe trend zet.



## 3 Ontwerpcriteria

### 3.1 Overslagcapaciteit van de kranen in de toekomst

De vorm van de nieuwe terminal is in grote mate afhankelijk van de aantallen containers die per uur moeten worden overgeslagen. De overslagcapaciteit wordt gedefinieerd door het aantal te laden en te lossen containers te delen door de tijd dat een schip aan de kade ligt. Er wordt opgemerkt dat dit een gemiddelde is en dat er dus sprake is van een piekintensiteit als de kranen zonder onderbrekingen aan het werken zijn.

In paragraaf 1.5.1 is reeds aangegeven dat de reders de turn around tijd in de haven zo klein mogelijk willen houden. In diverse onderzoeken en publicaties wordt voor de grootste schepen uitgegaan van een turn around tijd van maximaal 24 uur [17][33]. Indien de turn around tijd langer zou duren, moeten de vaarschema's veranderd worden. Indien dan een gelijkwaardig serviceniveau gewenst is, dat is een gelijk aantal afvaarten per week of maand, moet er een extra schip komen om het gat, dat door de langere turn around tijd ontstaan is, op te vullen. Het voordeel van het varen met grote schepen wordt dan volledig teniet gedaan.

De gemiddeld benodigde overslagcapaciteit is afhankelijk van een aantal zaken:

- **Scheepsgrootte.**  
In paragraaf 1.5.1.2 is aan gegeven dat de groei toeneemt tot ongeveer 8000 TEU.
- **Behandeltijd.**  
De turn around tijd is de tijd die wordt gerekend vanaf het moment dat het schip de haven binnen komt tot het de haven weer verlaat. Indien we voor de Maasvlakte een tijdschema opstellen, dan vinden we de volgende waarden:

Naar de kade varen:	30 minuten
Aanmeren:	20 minuten
Vertrekken:	20 minuten
Zwaaïen:	20 minuten
Haven uitvaren:	30 minuten

Er blijft dus een behandeltijd van 22 uur over om de containers te lossen.
- **De verdeling van de FEU's en de TEU's.**  
Deze verdeling wordt ook de TEU-factor genoemd en is de laatste jaren constant. TEU-factor =  $2/3$ . Dit getal dient vermenigvuldigd te worden met de laadcapaciteit van het containerschip uitgedrukt in TEU's. Men krijgt dan het werkelijke aantal geladen containers.

- **Beladingsgraad.**  
Een schip is nooit voor 100% totaal geladen. Het is echter te verwachten dat grote schepen een hoge beladingsgraad hebben, daar het anders niet rendabel is met deze schepen te varen. De beladingsgraad wordt geschat op 85%.
- **Het aandeel van de containers aan boord van het schip, die voor Rotterdam bestemd zijn.**  
Het is momenteel zo, dat 45% van de containers aan boord van de containerschepen gelost moeten worden in Rotterdam. Met het oog op de ontwikkeling van de Mega Hub Centers op de diverse continenten, is het zeer waarschijnlijk dat dit aandeel zal stijgen. In de literatuur wordt een bestemmingsgraad van 60% voorgesteld [33].
- **Laad- losverhouding.**  
In Rotterdam worden evenveel containers geladen als gelost zodat deze verhouding 1 is. Het is niet te verwachten dat in de toekomst deze verhouding zal veranderen.

Indien men al deze invloeden op een schip van 8000 TEU in rekening brengt, zal de gemiddelde overslagcapaciteit 250 containers per uur zijn. Het is duidelijk dat deze hoeveelheid door de inzet van meerdere kranen bereikt zal moeten worden.



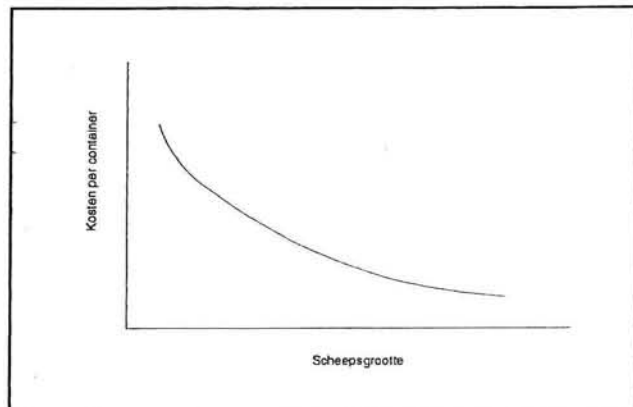
### 3.2 Het aandeel van de overslagkosten ten opzichte van de totale transportkosten

#### 3.2.1 Inleiding

In deze paragraaf wordt bekeken hoe de verschillende kosten in het containertransport zich ontwikkelen wanneer de scheepsgrootte toeneemt. Er wordt vooral gekeken hoe de overslagkosten zich ten opzichte van de andere kosten gedragen. Aan het einde van dit hoofdstuk wordt vastgesteld in hoeverre de overslagkosten per container mogen stijgen ten opzichte van de totale transportkosten per container.

Deze theorie is gebaseerd op de weinige gegevens die beschikbaar zijn: Het verloop van bepaalde kosten tot de scheepsgrootte. Hoe deze kosten totstand zijn gekomen, is moeilijk te achterhalen (de wijze van toekenning van b.v. havenkosten verandert steeds in de tijd). Daarnaast hebben ook iedere haven en reder een eigen systeem. Naar goed waterbouwkundig gebruik wordt er daarom uitgegaan van "resultaten" waarvoor een verklarende theorie moet worden opgesteld. Dit verhaal heeft niet de pretentie een sluitende economische theorie te leveren, maar geeft enig inzicht in de economische krachten die van toepassing zijn op het transport van containers over zee.

De reders hebben met de bouw van de grote 6000+ TEU schepen nog verdere kostendalingen in het containertransport voor ogen. Deze schepen hebben schaalgrootte voordelen. (economics of scale). Wanneer de transportcapaciteit van een schip toeneemt, zullen de totale kosten van het transport niet evenredig toenemen. De kosten per container zullen dan, zoals in de nevenstaande grafiek is weergegeven, dalen. Wanneer echter de turn around tijd voor deze grote schepen niet klein genoeg wordt gehouden, zal het voordeel van deze grote schepen snel verdwijnen [30].



Afbeelding 3.1

#### 3.2.2 De opbouw van de transportkosten

De kostenopbouw voor een simpel model kan als volgt worden weergegeven:

- Administratie, verzekering, rente, afschrijving en bemanningskosten. Deze kosten kan men bij gelijk blijvende scheepsgrootte beschouwen als vaste kosten, omdat het voor deze kosten niet uitmaakt of het schip vaart of stil ligt. Deze kosten moeten doorbetaald worden. Hoewel deze kosten

met de scheepsgrootte toenemen, is het niet waarschijnlijk dat deze kosten evenredig hiermee toenemen. Men kan stellen dat ook op deze kosten de economie van de schaal van toepassing is.

- Havenkosten.  
In eerste instantie wordt aangenomen dat deze evenredig zijn aan de tijd dat een schip in de haven ligt. In de praktijk zal er een minder sterk verband tussen de ligtijd en de havenkosten zijn. In een verdere studie kan dit verband nader bekeken worden.
- Brandstofkosten.  
Deze kosten variëren met de scheepsgrootte, vaarsnelheid en vaarafstand.

In de komende beschouwing zullen de vaarsnelheid en vaarafstand constant worden geacht. Er wordt verondersteld dat gevaren wordt met een constante snelheid op een vast traject. De enige variabele is dan de scheepsgrootte.

### 3.2.2.1 Vaste kosten

De vaste kosten worden nu verder in drie groepen verdeeld:

- Bemanningskosten.
- Kapitaalkosten.
- Administratiekosten.

De bemanningskosten zullen niet proportioneel toenemen met het aantal vervoerde TEU's. In onderstaande tabel zijn voor een aantal schepen het aantal bemanningsleden uitgezet tegen de TEU capaciteit van dat schip. [31],[32]

TEU-capaciteit	Bemanningsleden
2900	21
3900	22
5000	22
8000	23

Tabel 3.1

De laatste tijd is ook de tendens zichtbaar, dat het aantal bemanningsleden afneemt. Op het schip "Regina Maersk" van de rederij Maersk zouden slechts 16 bemanningsleden aan boord zijn. Dit schip heeft een capaciteit van 6000 TEU eenheden. Dit kan komen door de verregaande automatisering aan boord van de schepen. In hoeverre deze tendens zich zal voortzetten is niet duidelijk. Aangenomen wordt dat er bij toename van de scheepsgrootte slechts een zéér

bepaalde groei van het aantal opvarenden zal plaatsvinden. De bemanningskosten kunnen nu als functie van de scheepskosten beschreven worden volgens:

$$BK = \alpha * R^x \quad \text{met } 0 < x < 1 \dots \dots \dots (1)$$

waarin: R = scheepsgrootte [TEU]  
α = constante [gulden/TEU]

Ook de kapitaal- en administratiekosten zijn via een dergelijke formule te beschrijven, daar zij niet evenredig met de scheepskosten toenemen. Voor de kapitaalkosten geldt dan:

$$KK = \beta * R^y \quad \text{met } 0 < y < 1 \dots \dots \dots (2)$$

waarin: R = scheepsgrootte [TEU]  
β = constante [gulden/TEU]

Voor de administratiekosten kan geschreven worden:

$$AK = \epsilon * R^z \quad \text{met } 0 < z < 1 \dots \dots \dots (3)$$

waarin: R = scheepsgrootte [TEU]  
ε = constante [gulden/TEU]

### 3.2.2.2 Variabele kosten

De variabele kosten kunnen onderverdeeld worden in havenkosten en brandstofkosten.

#### Havenkosten

De havenkosten zijn opgebouwd uit een aantal onderdelen [29].

- Zeehavengeld
- Kadegeld
- Sleepdienstkosten
- Overslagkosten

Kosten van het loodswezen en de roeiers worden verwaarloosd.

Het zeehavengeld is gewoonlijk in sterke mate afhankelijk van het Gross Register Tonnage (GRT) van het binnenlopende schip. Het zeehavengeld neemt proportioneel toe met het GRT. [29]

Het kadegeld moet de kosten, die gemaakt zijn voor de infrastructuur, vergoeden. Deze kosten zullen voornamelijk kapitaalkosten zijn. Maatstaf is gewoonlijk het aantal overgeslagen containers [29]. Het is volgens Prof J. D. Robert-

son [30] niet helemaal duidelijk, hoe deze kosten zich zullen gedragen indien de schepen groter worden. De kosten kunnen lager worden omdat er meer containeroverslagen per uur zullen optreden. De kosten voor de kademuur en achterliggende terminal zullen toenemen. Het is de vraag welke kosten de overhand zullen krijgen. Aangezien de diepgang van de 6000+ TEU containerschepen nauwelijks toeneemt, lijkt het er op dat de kosten voor de kademuur niet veel zullen stijgen. Het kadegeld per container zal dan waarschijnlijk licht dalen.

De sleepdienstkosten nemen ook toe met het GRT en de diepgang van de schepen. Ook hier is een min of meer lineair verloop tussen de sleepkosten en de scheepsgrootte.

De overslagkosten zijn bij een grotendeels geautomatiseerde terminal voornamelijk kapitaalkosten. Ook hier is het niet geheel duidelijk, hoe de kostprijs per container zich zal ontwikkelen. Door de grotere kranen zal de kostprijs stijgen, maar een grotere hoeveelheid containers zorgt weer voor een daling van deze prijs.

Voor een eerste model van de havenkosten wordt de overslagcapaciteit constant gehouden t.o.v. de scheepsgrootte. De scheepsgrootte zal in het vervolg uitgedrukt worden in het aantal TEU's dat een schip maximaal kan vervoeren. Er bestaan grafieken waarmee dit omgezet kan worden. Volgens Robertson [30] zijn de havenkosten per jaar dan te beschrijven volgens:

$$HK = n * F + n * \gamma * R * \left[ \frac{1}{\theta} + \frac{1}{\mu} \right] \dots\dots\dots (4)$$

- waarin: n: aantal reizen van één schip per jaar  
γ: constante [gulden/h]  
R: scheepsgrootte [TEU]  
F: vast deel van de havenkosten [gulden]  
θ: efficiëntie van de sleepdienst [TEU/h]  
μ: efficiëntie van het lossen [TEU/h]

De tijd, die de sleepboten nodig hebben om dergelijke schepen aan de kade te leggen, is gewoonlijk verwaarloosbaar klein ten opzichte van de tijd die het schip doorbrengt aan de kade. Veelal wordt tegenwoordig geen gebruik meer gemaakt van sleepboten, daar de meeste schepen voorzien zijn van dwars-schroeven. Bovenstaande uitdrukking vereenvoudigt dan tot:

$$HK = n * \left[ F + \gamma * \frac{R}{\mu} \right] \dots\dots\dots (5)$$

### Brandstofkosten

De brandstofkosten zullen ongeveer evenredig toenemen met de scheepsgrootte. Verder heeft de vaarsnelheid een zeer grote invloed, zodat deze in het kwadraat in de beschouwing wordt meegenomen. De brandstofkosten zijn bij gelijk blijvende blokcoëfficiënt van de schepen, dan te beschrijven met:

$$BK = n * \pi * \sigma * R * v^2 * J \quad \dots\dots\dots(6)$$

- waarin: n: aantal reizen per jaar  
 π: brandstofprijs [gulden/ton]  
 R: scheepsgrootte [TEU]  
 v: vaarsnelheid schip: [km/h]  
 σ: constante [(h<sup>2</sup>\*ton)/(km<sup>3</sup>\*TEU)]  
 J: vaarafstand [km]

### 3.2.3 Totale kosten

De totale kosten zijn nu te berekenen door optelling van alle afzonderlijke kostenposten. Er ontstaat dan:

$$TK = \alpha R^x + \beta R^y + \epsilon R^z + n \left[ F + \gamma \frac{R}{\mu} \right] + n \pi \sigma R v^2 J \quad \dots\dots\dots(7)$$

waarin: n: 
$$n = \frac{(365 - p) v \mu}{J \mu + R v}$$

p: is  
 aantal opgelegde dagen.

Om de totale kosten vergelijking verder te kunnen bewerken worden er een aantal aannamen gedaan:

$$x = y = z = 0,5$$

In principe moeten deze factoren met behulp van data bepaald worden. Zoals in de inleiding reeds is opgemerkt is het zeer moeilijk om deze gegevens te verkrijgen. Het vrijgeven van dit soort informatie kan de concurrentiepositie van de reders benadelen.

Vergelijking (7) kan met bovenstaande aannamen dan vereenvoudigd worden tot:

$$TK = (\alpha + \beta + \epsilon) \sqrt{R} + n \left( F + \gamma \frac{R}{\mu} \right) + n \pi \sigma R v^2 J \quad \dots\dots\dots(8)$$

De kosten per container kunnen dan gevonden worden door vergelijking (8) door de jaarproductie  $nR$  te delen:

$$K/C = \frac{(\alpha + \beta + \epsilon) \sqrt{R}}{365 - p} \left( \frac{J}{vR} + \frac{1}{\mu} \right) + \frac{Y}{\mu} + \frac{F}{R} + \sigma \pi v \quad \dots \dots \dots (9)$$

Om inzicht te verschaffen in het verloop van de grafiek van bovenstaande formule, is de afgeleide naar  $R$  bepaald.

$$\frac{\partial K/C}{\partial R} = \frac{(\alpha + \beta + \epsilon)}{2(365 - p) \sqrt{R}} \left[ \frac{1}{\mu} - \frac{J}{vR} \right] - \frac{F}{R^2} \quad \dots \dots \dots (10)$$

Indien de afgeleide negatief is, blijven de kosten per container dalen. Het deel van (10) dat tussen rechte haakjes staat bepaalt het teken. Een aantal van deze parameters kan goed afgeschat worden, zodat het kostenverloop vastgesteld kan worden.

- $\mu$  is voor een moderne installatie 1800 a 8000 TEU/dag.
- $J$  is voor grote schepen 8000 à 20000 km.
- $R$  is 6000 à 8000 TEU.
- $v$  is 860 à 1200 km/dag.

Voor alle combinaties is de afgeleide negatief, zodat de kosten per container blijven dalen. Uit deze vergelijking valt verder af te lezen, dat het niet zinvol is om met grote schepen korte afstanden te varen. De afgeleide wordt dan positief. Het is dus met behulp van deze vergelijking mogelijk de optimale scheepsgrootte te vinden voor een bepaalde afstand.

### 3.2.4 Conclusie en opmerkingen

De in de eerste paragraaf van dit hoofdstuk gepresenteerde grafiek is dus juist. De kosten per container zullen afnemen als de scheepsgrootte toeneemt. Er is echter uitgegaan van een constante overslagcapaciteit  $\mu$ . Dit betekent, dat de tijd, die benodigd is om de schepen te lossen, met de scheepsgrootte toeneemt. Om de winst te optimaliseren zullen de reders, zoals eerder vermeld, de tijd in de haven willen minimaliseren. Zij zullen de turn around tijd niet willen laten oplopen met de scheepsgrootte. De turn around tijd zal daarom gelijk blijven met de huidige tijd van 24 uur; met andere woorden, de turn around tijd blijft constant en is dus onafhankelijk van de scheepsgrootte. Deze tijdfactor heeft invloed op de havenkosten. In de volgende paragraaf worden deze kosten nauwkeuriger bekeken.

### 3.2.5 Nauwkeuriger uitsplitsen havenkosten.

De theorie, die zojuist is opgesteld, zal op het gebied van de havenkosten worden aangepast. De havenkosten worden gesplitst in 3 delen:

- Zeehavengeld
- Overslagkosten
- Kadegeld

De kosten voor sleepboothulp, loodsen en roeiers worden verwaarloosd. De havenkosten worden zo eenvoudig mogelijk toegekend. In werkelijkheid is de kostenbepaling een complexe zaak. Er wordt uitgegaan van een basiskostprijs waarop een aantal kortingen te verkrijgen zijn. De grootte van deze korting is afhankelijk van o.a. de aanlopfrequentie van de reder, het aantal containers dat gelost dient te worden en de behoefte van het havenbedrijf om b.v. een nieuwe klant binnen te halen.

#### 3.2.5.1 Zeehavengeld

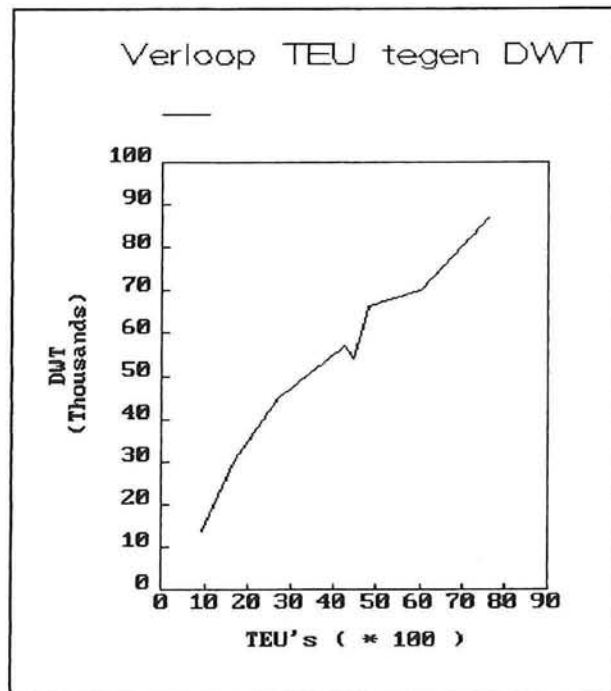
Een eenvoudige toekenning van het zeehavengeld gebeurt via het GRT van de schepen [29]. Het GRT is nauw verbonden met het DWT. Indien de ontwikkeling van het DWT en de TEU capaciteit worden uitgezet ontstaat de nevenstaande grafiek. Ook hier is er een niet lineair verloop te zien.

Indien het zeehavengeld lineair is met het GRT dan kan de volgende uitdrukking worden opgesteld:

$$ZG = 2nhR^w$$

en  $0 < w < 1$  ..... (11)

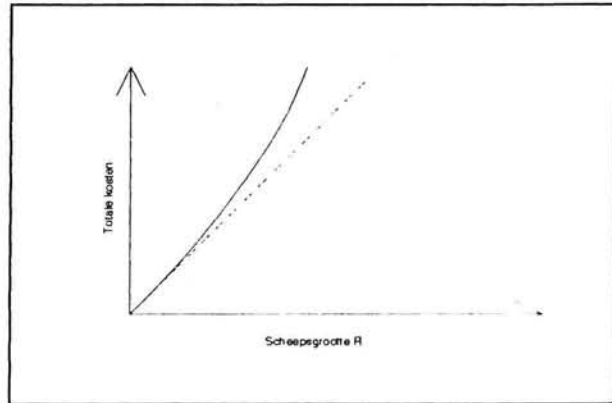
met  $n$  = aantal reizen per jaar  
 $R$  = aantal TEU  
 $h$  = constant [gulden/ton]



Afbeelding 3.2

### 3.2.5.2 Overslagkosten

De overslagkosten worden nu een functie van de scheepsgrootte. De totale kosten zullen meer dan lineair toenemen met de toename van de scheepsgrootte zodat nevenstaande figuur zal ontstaan. Dit is te verwachten, omdat de overslagtijd constant is en er dus steeds snellere en/of grotere kranen nodig zijn om de steeds groter wordende hoeveelheid containers in de zelfde tijd te kunnen overslaan.



Afbeelding 3.3

De totale overslagkosten per jaar zijn dan te beschrijven via:

$$TOK = 2nkR^c \quad \text{met } c > 1 \dots \dots \dots (12)$$

waarin: k: constante waarin opgenomen is de beladingsgraad [ ]  
 R: scheepsgrootte [TEU]  
 n: aantal reizen per jaar

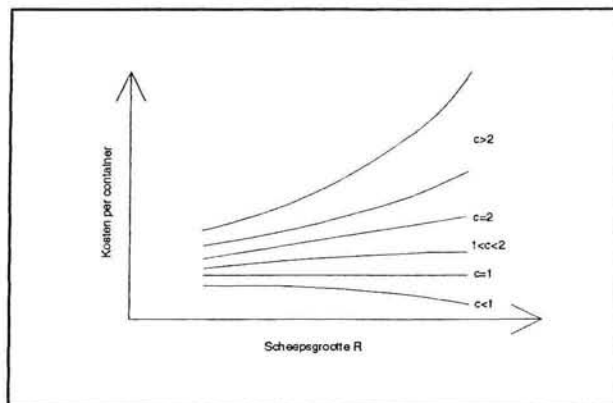
De kosten per container zijn dan te beschrijven met:

$$K/C = 2kR^{c-1} \quad \text{met } c > 1 \dots \dots \dots (13)$$

waarin: k: constante [ ]  
 R: scheepsgrootte [TEU]  
 n: aantal reizen per jaar

Voor diverse waarden van c zijn nu in nevenstaande grafiek de kosten per container weergegeven. In deze grafiek zijn de volgende waarden voor c weergegeven:

- c < 1 De kosten per container zullen dalen, er is economics of scale.
- 1 < c < 2 De kosten per container zullen stijgen, maar minder dan lineair ten opzichte van de scheepsgrootte. Er is geen economics of scale.



Afbeelding 3.4



- c>2 De kosten per container zullen meer dan evenredig stijgen ten opzichte van de scheepsgrootte. Er is hier geen economics of scale.

Om de overslagkosten zo laag mogelijk te houden moet c zo klein mogelijk zijn. Het beste is natuurlijk  $c < 1$  te laten zijn.

### 3.2.5.3 Kadegeld

Ook voor het kadegeld kan een vergelijkbare redenering opgezet worden. De kosten zijn afhankelijk van het aantal containers dat verwerkt wordt. De totale kosten zullen echter niet evenredig toenemen. Dit komt omdat:

- de diepgang van de schepen nauwelijks toeneemt. De kosten van de kademuur zullen dan niet evenredig stijgen met de grotere aantallen containers.
- de kosten van de achterliggende terminal niet evenredig mee stijgen.

De kosten voor het kadegeld, dat per jaar betaald moet worden, zijn dus te beschrijven via:

$$KG = 2n\gamma R^q \quad \text{met } 0 < q < 1 \dots \dots \dots (14)$$

waarin: R: scheepsgrootte [TEU]  
n: aantal reizen per jaar  
 $\gamma$ : kadegeld [gulden/TEU]

Opgemerkt wordt dus dat de tijdsfactor geen rol meer speelt bij een constante turn around tijd van 24h.

### 3.2.5.4 Totale kosten

Het is mogelijk de volgende uitdrukking op te stellen voor de totale kosten:

$$TK = \alpha R^x + \beta R^y + \epsilon R^z + n\pi\sigma R v^2 J + 2nhR^w + 2nkR^c + 2n\gamma R^q \dots\dots\dots(15)$$

Om een verdere bewerking mogelijk te maken, worden er voor de volgende parameters waarden aangenomen:

$$\begin{aligned} x &= y = z = 0,5 \\ w &= q = 0,5 \\ c &= 2 \end{aligned}$$

Er wordt dan de volgende uitdrukking gevonden:

$$TK = (\alpha + \beta + \epsilon) \sqrt{R} + n\pi\sigma R v^2 J + 2n\sqrt{R}(h + \gamma) + 2nR^2k \dots\dots\dots(16)$$

De kosten per container worden nu:

$$K/C = \frac{\alpha + \beta + \epsilon}{n\sqrt{R}} + \pi\sigma v^2 J + \frac{2(h + \gamma)}{\sqrt{R}} + 2Rk \dots\dots\dots(17)$$

met:  $n = (365 - p) / (J/V - 2)$ .

Ook n is dus onafhankelijk geworden van de scheepsgrootte R.

Om over het verloop van de kosten bij toenemende scheepskosten iets te kunnen zeggen wordt de afgeleide naar de scheepsgrootte bepaald. Als c = 2 wordt hiervoor gevonden:

$$\frac{\partial K/C}{\partial R} = -\frac{1}{R^{\frac{3}{2}}} \left( \frac{\alpha + \beta + \epsilon}{2n} \right) + 2k \dots\dots\dots(18)$$

Het eerste deel van deze uitdrukking heeft een negatief teken, zodat deze parameters een dalende invloed hebben op de kosten per container. Het tweede deel heeft een positief teken, zodat deze term een kostenstijging tot gevolg heeft. Alleen de overslagkosten kunnen dus per container stijgen.

Probleem is dat de overslagkostenontwikkeling niet goed bekend is. Voor willekeurige c zijn de totale kosten als volgt:

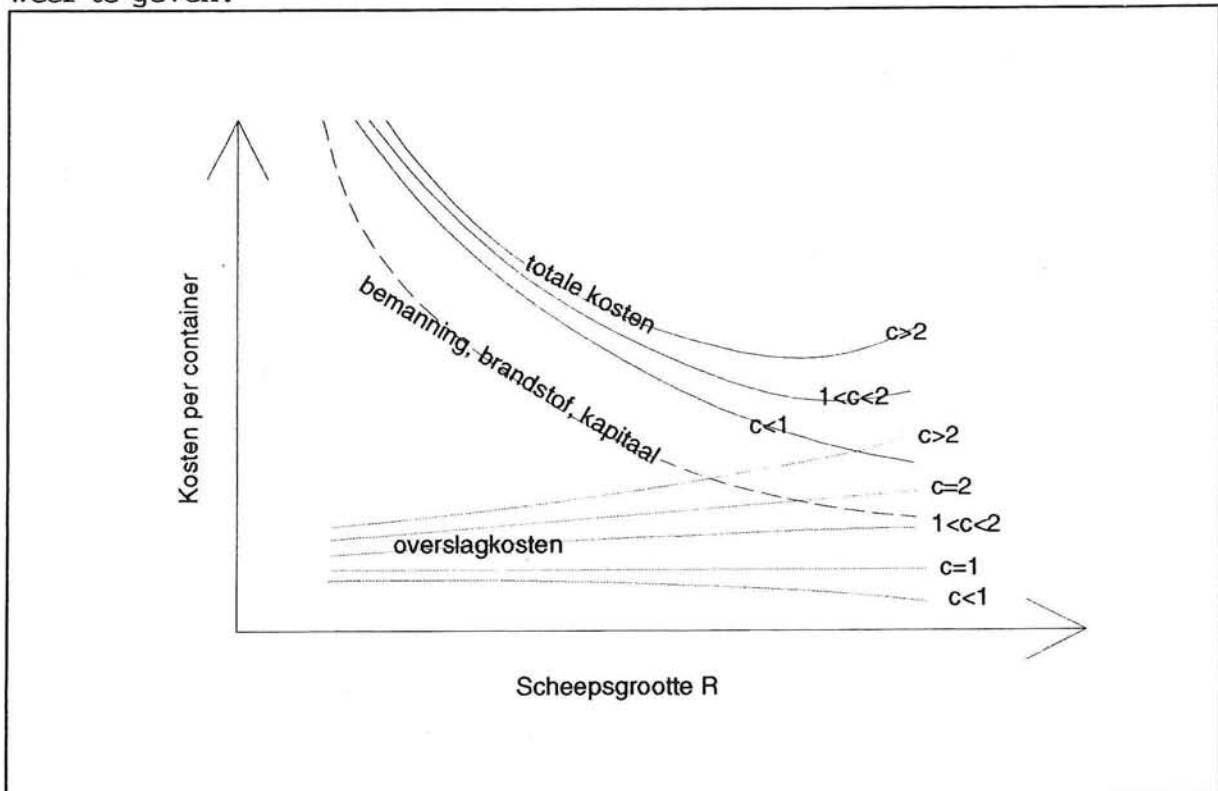
$$K/C = \frac{\alpha + \beta + \epsilon}{n\sqrt{R}} + \pi\sigma v^2 J + \frac{2(h + \gamma)}{\sqrt{R}} + 2R^{c-1}k \dots\dots\dots(19)$$

De afgeleide naar de scheepsgrootte is dan:

$$\frac{\partial K/C}{\partial R} = -\frac{1}{R^{\frac{3}{2}}} \left( \frac{\alpha + \beta + \epsilon}{2n} + h + \gamma \right) + 2k(c-1)R^{c-2}$$

.....(20)

Met behulp van deze twee laatste uitdrukkingen is nu een grafiek te maken, die de kosten per container tegen de scheepsgrootte laat zien. Ook worden er verschillende waarden van  $c$  vergeleken om de invloed van een hoge of lage  $c$  weer te geven.



Afbeelding 3.5

### 3.2.6 Prijsverhoudingen

De grafiek op de vorige bladzijde geeft een indruk hoe de kosten van de verschillende onderdelen zich gedragen bij toenemende scheepsgrootte. De overslagkosten zullen de enige zijn, die toe kunnen nemen bij toename van de scheepsgrootte. De vraag is nu hoe groot deze kosten zijn ten opzichte van de totale transportkosten. Deze kosten staan onder invloed van het vraag en aanbod principe. De transportkosten in dollars voor één TEU, inclusief het transport van de eindhaven naar de plaats van bestemming over land, is voor de diverse handelsroutes:

Europa - Azië	\$ 1300,-
Azië - Europa	\$ 1455,-
Europa - U.S.	\$ 1450,-
U.S. - Europa	\$ 1440,-
U.S. - Azië	\$ 1475,-
Azië - U.S.	\$ 1865,-

De bovenstaande waarden zijn gemiddelden van maart, april 1996. Deze waarden kunnen in de loop van enkele maanden met enige honderden dollars veranderen.

Een uitsplitsing van de verzendkosten van 1 TEU is gegeven in Containerisation International, februari '96 van het traject Azië - U.S. De Maersk Line, één van de grote reders, rekent de volgende kosten voor het transport van één 40 voetscontainer ( FEU ):

Tokyo terminal kosten:	\$ 98,-
Oceaan vervoer:	\$ 2291,-
Transport van New York naar eindbestemming	\$ 980,-
Diverse opslagen:	\$ 524,-
New York terminal kosten:	niet gegeven, in totale kosten opgenomen.
Overall prijs van 1 FEU:	\$ 3893,-

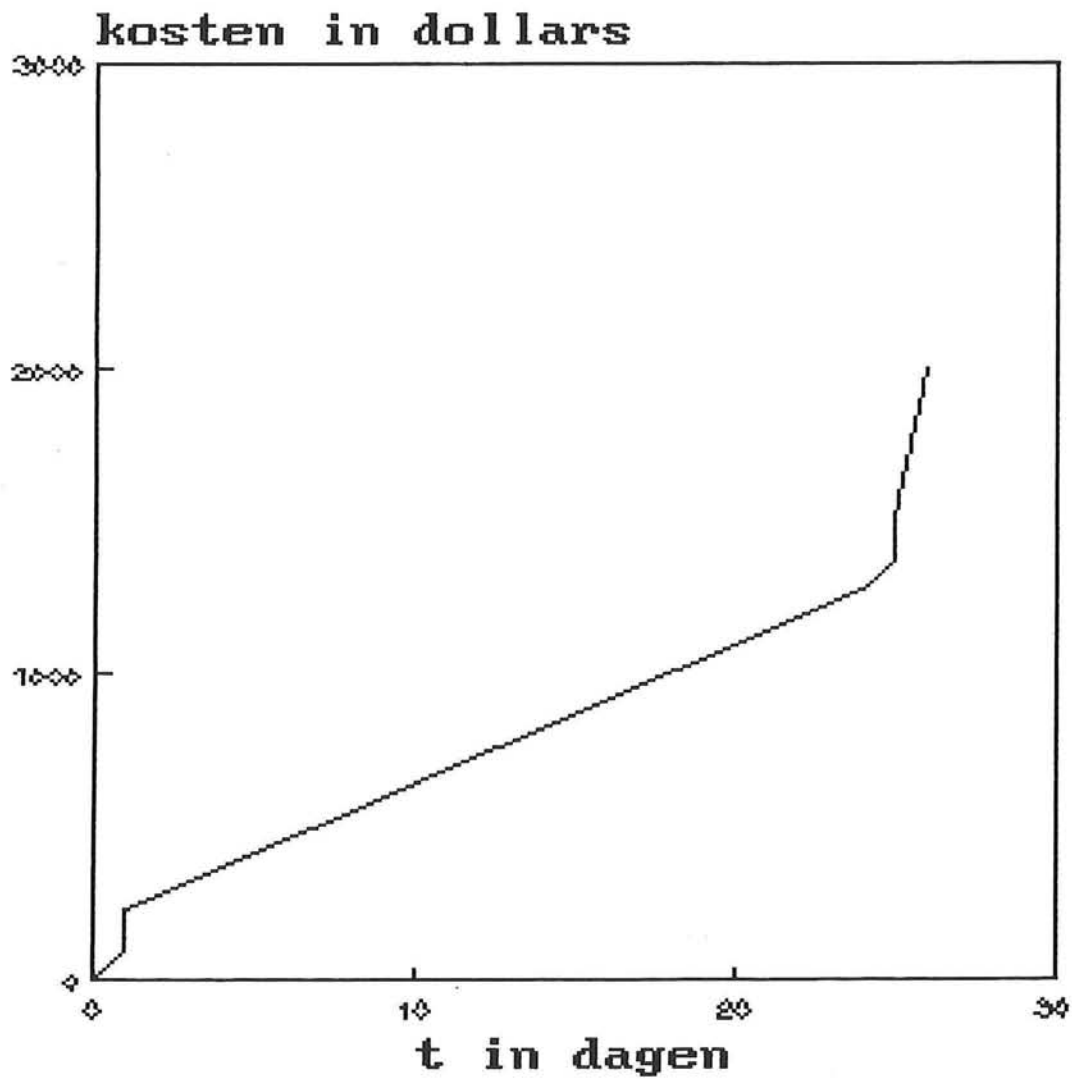
Deze kosten zijn berekend voor een FEU container. Deze waarden kunnen omgerekend worden naar de kosten voor een TEU container. Verder zijn de terminal kosten in New York niet gegeven. Het blijkt echter dat deze kosten wereldwijd niet zoveel verschillen. Deze liggen tussen de \$90,- en \$150,- dollar, een enkele uitzondering daargelaten. Er wordt aangenomen dat de terminalkosten voor New York \$100,- bedragen.

De kosten voor een TEU container bedragen dan:

Tokyo terminal kosten:	\$ 98,-
Oceaan vervoer:	\$ 1046,-
New York terminal kosten:	\$ 100,-
Transport van New York naar eindbestemming:	\$ 490,-
diverse toeslagen:	\$ 262,-
Overall kosten:	\$ 1996,-

Verder moeten de kosten meegenomen worden van het transport van de fabriek naar de haven. Deze zijn nog niet bij het bovenstaande bedrag gerekend, daar het moeilijk is iets over deze kosten te zeggen. De verzender verzorgt gewoonlijk dit transport zelf. Indien de gemaakte kosten in de tijd worden uitgezet ontstaat er volgend figuur:

## Kostenverloop TEU containers



Afbeelding 3.6

### 3.2.7 Conclusie

Voordat de conclusie gepresenteerd wordt, zullen nu eerst nogmaals de diverse uitgangspunten besproken worden, dit om een beter overzicht te krijgen.

#### **Uitgangspunten:**

- De theorie is opgesteld voor een denkbeeldige verbinding tussen twee havens. De vaarafstand is dus constant.
- De vaarsnelheid is constant verondersteld.
- De blokcoëfficiënt is een maat voor de vorm van de romp en is ook constant verondersteld.
- De vaste kosten bestaan alleen uit: bemanningskosten, kapitaalkosten en administratie kosten.
- De variabele kosten bestaan alleen uit zeehavengeld, kadegeld en overslagkosten.
- Beschrijving van vaste en variabele kosten gebeurt op een eenvoudige manier.
- De tijd waarin de schepen geladen en gelost moeten worden is maximaal 24 h.
- De beladingsgraad is 100%

#### **Conclusies:**

- De overslagkosten (of terminalkosten) bedragen op lange afstanden 10% van de totale kosten. Dit is dus gemiddeld 5% per haven.
- Indien de afstand tussen de havens korter wordt, kan dit percentage oplopen tot 15% tot 20%.
- Er is slechts een beperkte stijging mogelijk van de overslagkosten,  $c$  moet kleiner zijn dan 2.  
De huidige containervloot heeft gemiddeld een capaciteit van 4000 TEU's. De verwachte schepen hebben een capaciteit van 8000 TEU's, wat een verdubbeling is. Indien  $c = 2$  zou dat een verviervoudiging van de overslagkosten betekenen. De overslagkosten voor een enkele reis worden dan \$800,- dollar per container tegen de \$200,- dollar per container, die momenteel berekend worden. Om de kosten op het hedendaagse niveau te houden, zou dit betekenen dat er met behulp van de economics of scale \$600,- dollar bezuinigd moet worden op de kosten van het oceaans transport. Aangezien dit ongeveer de helft is van de kosten voor het oceaans transport, is het niet waarschijnlijk dat dit kan. Het is dus zaak de overslagkosten zo klein mogelijk te houden. De beste situatie is die wanneer  $c < 1$ , omdat dan ook voor de overslagkosten de economie van de grootte mee gaat spelen.

### **3.3 Het totale aantal containers dat per jaar door nieuwe terminals verwerkt moet worden.**

Op de Maasvlakte zijn momenteel twee terminals in bedrijf; de Delta Multi User- en de Delta Sealand terminal. Gebouwd moet nog worden de Delta Dedicated East- en de Delta Dedicated West terminal. De capaciteit van een terminal wordt gewoonlijk uitgedrukt in het aantal containerbezoeken per ha. per jaar. Indien de hierboven beschreven terminals allemaal in bedrijf zijn, is een terminalcapaciteit te bereiken van 2.986.000 containers per jaar of 9.332 containerbezoeken per ha. per jaar. Volgens de voorspellingen zijn in het jaar 2020, 6.500.000 containers te verwachten. Indien ook de toekomstige terminals een capaciteit hebben van 10.000 containers per ha. per jaar, dan is nog 350 ha nodig om deze groei te kunnen opvangen. Op de Maasvlakte is in de Noord-West hoek nog ongeveer 200 ha. beschikbaar. Indien niet uitgeweken kan worden naar andere locaties, moet het aantal containers per ha. stijgen van 10.000 naar 17.500.

### **3.4 Transport van de containers langs de kade.**

Zoals reeds in paragraaf 2.1.4 is opgemerkt, is het transport van de AGV's soms problematisch. Door de AGV's op verschillende punten langs de kade te laten uitvoegen uit de AGV-stroom, is het mogelijk de intensiteit op de kade te verminderen. Een andere mogelijkheid is dat de rijsnelheid van de AGV's verhoogd wordt. De huidige snelheid van 10 km/h is erg laag en kan vrij eenvoudig verhoogd worden. Ook de aansturing van de AGV's kan beter zodat de wachttijden korter worden.

### **3.5 Samenvatting eisen**

- De gemiddelde overslagcapaciteit van de kranen, die samen aan een schip werken, moet naar 250 containers per uur.
- De scheepsgrootte neemt toe tot schepen van 8000 TEU. Lengte is 350 m, Breedte = 50 m en een diepgang van 14 m.
- De overslagkosten mogen slechts beperkt stijgen.
- De AGV-stroom langs de kade moet op meerdere punten uit de stroom kunnen uitbreken ( of op de stroom kunnen inbreken) en/of sneller kunnen rijden.
- De benodigde extra terminaloppervlakte is 350 ha. voor een conventionele stack methode (10.000 containers/ha.), of 200 ha voor een hoge dichtheid stack methode (17.500 containers/ha.).



## 4 Het ontwikkelen van alternatieve oplossingen op hoofdlijnen

### 4.1 Inleiding

In dit hoofdstuk worden een aantal alternatieve oplossingen besproken. De alternatieven worden slechts globaal beschouwd. Kansrijke alternatieven worden in het tweede deel van dit hoofdstuk nader bekeken.

### 4.2 Oplossingen in hoofdlijnen

De huidige overslagfaciliteiten zijn niet in staat het aantal overgeslagen containers per uur drastisch te verhogen. Maatregelen ter verhoging van het aantal behandelde containers kunnen onderverdeeld worden in drie groepen:

- Maatregelen die capaciteitverhogend werken.  
Dit zijn maatregelen waardoor het aantal behandelde containers per uur toeneemt door inzet van meer equipment. Bij de term equipment moet men niet alleen denken aan kadekranen maar ook aan AGV's, trailers en stackingcranes.
- Maatregelen die intensiteitverhogend werken.  
Deze maatregelen verhogen het aantal behandelde containers per uur door de inzet van snellere equipment.
- Combinatie van bovenstaande twee.

#### Maatregelen die capaciteitverhogend werken:

- Inzetten van meer equipment.  
Dit kan op een aantal manieren gebeuren:
  - Meer kranen inzetten aan één zijde van het schip. Dit is de huidige situatie met alleen meer kranen. Uiteraard moet de rest van de terminal dan ook aangepast worden om de containerstromen te kunnen verwerken. Dus meer AGV's, een groter stackgebied en meer stackkranen
  - De kranen aan twee zijden van het schip plaatsen door het aanleggen van een tweede kade. Er ontstaat nu een "dok" waarin het schip tweezijdig gelost wordt. Dit principe is nader onderzocht in het INCOMAAS project. De afmetingen van het "dok" zijn:
    - lengte = 375 m.
    - breedte = 50 m.Er worden zo verschillende dokken naast elkaar geplaatst. De ruimte op de kade wordt aan beide zijden gebruikt voor de afhandeling van containers. Elke kraan krijgt een eigen aanrijbaan waarop een aantal AGV's gebufferd kunnen worden. Door deze buffering kunnen storingsen in het laad- losproces opgevangen worden. De AGV's worden afgevoerd via afrijbanen. De

AGV's krabben van de aanrijbanen naar de afrijbanen. Krabben wil zeggen dat de AGV zich zonder verdraaiing in dwarsrichting verplaatst. De vier wielen zijn dus bestuurbaar. De verwachting is dat de AGV's door ruimtegebrek minimaal onder een hoek van 30 graden moeten krabben. De huidige generatie AGV's kunnen maar onder een hoek van 15 graden krabben.

Er zijn twee mogelijkheden voor de kranen waarmee de schepen worden behandeld: conventionele kadekranen aan bijde zijden van het dok of een brugkraan over de hele breedte van het dok. De conventionele kranen moeten verschillende girderhoogten hebben om de kranen vrij ten opzichte van elkaar te kunnen verplaatsen. De brugkraan heeft het probleem dat deze zeer hoog moet zijn omdat de opbouw van het schip onder de kraan door moet. Conventionele kranen hebben dit probleem niet omdat een gedeelte van de girder, de zogenaamde klap, omhooggeklapt kan worden.

#### **Maatregelen die intensiteitverhogend werken:**

- **Inzetten van sneller equipment.**  
Door de inzet van snellere kranen en AGV's is het mogelijk de behandeling van containers te versnellen. De snelheden van de kranen zijn niet onbepaald verhoogbaar omdat de containers tijdens het transport aan de spreader heftiger zullen gaan slingeren. Een groot aantal van deze kranen zijn reeds besproken in hoofdstuk 2. De snelheid van de huidige AGV's kan wel verhoogd worden. Momenteel rijden de AGV's 10 km/h.
- **Verkleinen van de transportafstand van containers.**  
Door het plaatsen van een platform boven op de kade wordt de afstand te leggen weg van de container kleiner. De kraancyclus wordt hierdoor korter. Via liften en/of hellingen worden de AGV's van en op het platform gebracht.
- **Overgaan van een discontinu proces naar een continu proces.**  
Het huidige laad- en losproces is van discontinue aard. Indien wordt overgeschakeld op een continu laad- en losproces is het mogelijk dat de totale laad- en lostijd van het schip korter wordt. Er moet hierbij aan oplossingen gedacht worden in de vorm van lopende banden waarover containers worden getransporteerd. Deze lopende band moet tot boven de ruimen van het schip komen. Hiervoor moeten totaal nieuwe transportsystemen ontwikkeld worden. Ook deze oplossing is voorgesteld in het INCOMAAS-project.
- **Maatregelen waardoor het proces met minder onderbrekingen voortgezet kan worden.**

Dit zijn verbeteringen op het gebied van de planning en de organisatie van de terminal. Momenteel is het zo dat de meeste verstoringen optreden door het wachten op de AGV's onder de kranen. Door betere besturingssystemen te ontwikkelen moet het mogelijk zijn de onderbrekingstijden te verkleinen.

- Smallere kranen waardoor de kranen elkaar minder storen. De invloed die de kranen hebben op de afhandeling, blijkt vrij groot indien deze dicht op elkaar staan. Door de kranen evenwijdig aan de kade iets te versmallen blijkt er een extra scheepsruim bewerkt te kunnen worden zonder dat grote verplaatsingen van de nevenstaande kraan nodig zijn. Ook deze oplossing is voorgesteld in het INCOMAAS-project.
- Het verhogen van de kraanrailbalk aan de landzijde tot enige meters boven het maaiveld. De vrije ruimte onder de balk wordt gebruikt door AGV's om sneller de ruimte onder de kranen te kunnen verlaten. Aangezien de ruimte achter de kranen gebruikt wordt voor de opslag van de luiken van de schepen, moet deze opslag aangepast worden. In het INCOMAAS-onderzoek wordt aangegeven dat dit op een platform achter de kraanbaan kan gebeuren waardoor er ruimte onder de luiken komt voor de AGV's.

#### **Combinatie van intensiteit- en capaciteitverhoging:**

- Een combinatie van bovenstaande maatregelen; het gebruik van versmalde kranen op of met een platform.

#### **4.3 Keuze alternatief**

Vanuit een civieltechnisch-oogpunt is alleen het overslagplatform een oplossing die uitgewerkt kan worden. Alle andere oplossingen zijn grotendeels van werktuigbouwkundige en logistieke aard. Deze oplossing zal daarom verder uitgewerkt worden. Aan het einde van dit eerste deel zal beschouwd worden in hoeverre deze oplossing haalbaar wordt geacht.



## 5 Het ontwikkelen van varianten op onderdelen

### 5.1 Inleiding

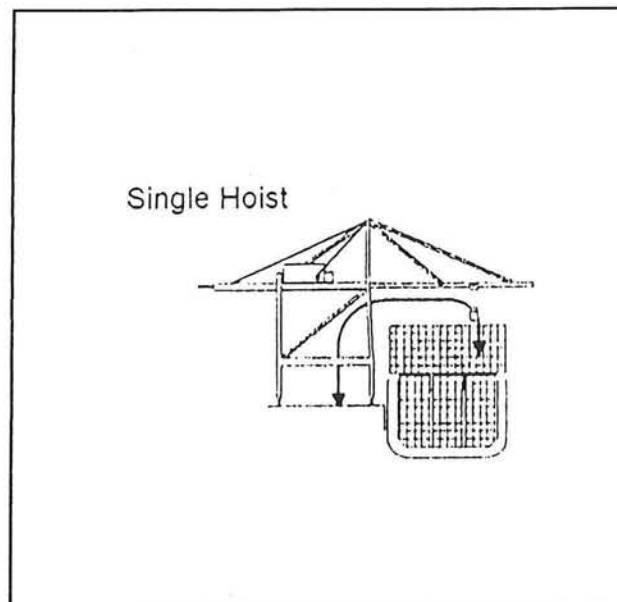
In dit hoofdstuk wordt beschouwd, wat de winst is van de diverse maatregelen. Aspecten die hier beschouwd worden zijn:

- Wat is de overslagcapaciteit van de huidige kadekranen?
- Wat is de tijdswinst van het afhandelen van de overslag op een platform boven de huidige kade?
- Hoe groot is de tijdswinst t.g.v. het versmallen van de containerkranen?

### 5.2 Overslagcapaciteit

Via een model wordt nu bekeken wat de cyclustijden zijn voor containerkranen. Gekeken wordt, wat de winst in de overslagtijd is, indien een hoog overslagplatform wordt toepast. De winst is dan dat de transport afstand van de container onder de kraan kleiner wordt. In eerste instantie wordt aangenomen dat de AGV's de toename van het aantal overgeslagen containers zonder problemen kunnen afvoeren. Bij het uitwerken van de alternatieven zal dit verder ter sprake komen. Er zijn uitgaande van de conventionele containerkranen twee hijsmethoden:

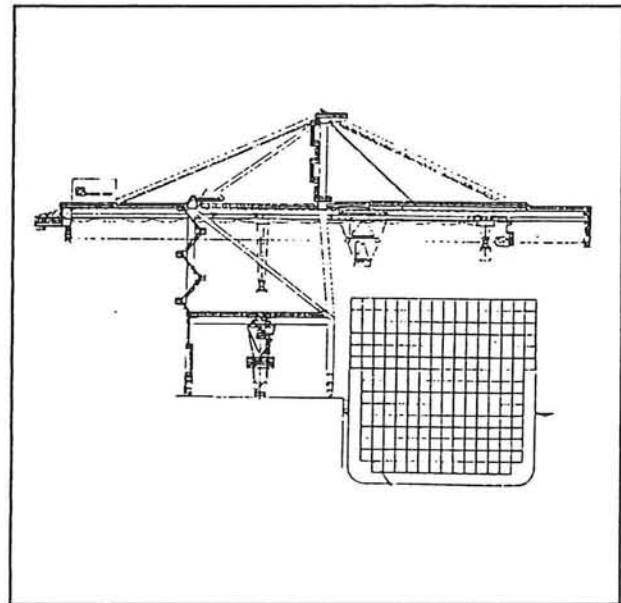
- De container wordt tijdens het hijsen ook horizontaal verplaatst. Het gevolg is dat de container een gekromd verloop van schip naar kade beschrijft. Het voordeel is dat de afgelegde weg kleiner wordt. Kranen die dit principe gebruiken zijn de:
  - Single hoist kranen.
  - Dual hoist, fixed platform kranen.
  - Dual hoist, elevating platform kranen.



Afbeelding 5.1

- De container wordt eerst tot tegen de trolley gebracht en daar aan de trolley verankerd. Pas hierna wordt de container met de trolley horizontaal verplaatst. Het voordeel hiervan is dat de container niet slingert zodat grotere snelheden haalbaar zijn. Pas als de trolley met de container stilstaat, laat men de container zakken. Kranen die dit principe gebruiken zijn de:
  - Dual hoist, elevating girder kranen.
  - Dual hoist, dual trolley kranen.

Tot op heden zijn alleen kranen gebouwd, die tijdens het hijsen de containers ook horizontaal verplaatsen. Dit type wordt dan ook gebruikt om een model voor op te stellen.



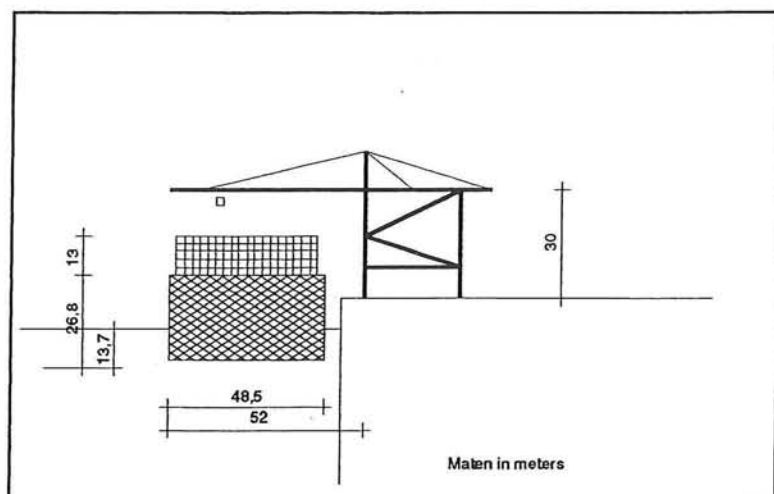
Afbeelding 5.2

### 5.3 Scheepstype voor simulatie

Om het model op te stellen wordt gekozen voor een toekomstig containerschip van 7600 TEU. (Het VZM schip, zie hoofdstuk 1.) In onderstaande tabel zijn de voornaamste gegevens van dit schip weergegeven:

TEU:	7598
Containers op dek:	5 lagen
Romphoogte: (m)	26,8
Breedte: (m)	48,5
Diepgang: (m)	13,7

In afbeelding 5.3 zijn deze maten weergegeven samen met de hoofdafmetingen van de kraan. De kraan wordt zoveel mogelijk aan de waterzijde geplaatst om de outreach zo klein mogelijk te houden. Soms wordt de kraan toch verder naar achteren geplaatst zodat er ruimte vóór de kraan ontstaat die gebruikt kan worden voor ander activi-



Afbeelding 5.3

teiten. Het achterliggende terrein kan nu afgesloten worden zodat daar een douanegebied gecreëerd kan worden. De ruimte, die tussen de kade en de kraan ligt, is dan buiten het douanegebied zodat het schip eenvoudiger bereikbaar is voor de diverse diensten. Verder is de veiligheid op de kade verhoogd daar de diverse verkeersstromen nu gescheiden zijn. Voor de simulatie wordt echter gekozen voor een zo dicht mogelijke plaatsing bij het schip, daar dit de kleinste transportafstand en dus de grootste overslagcapaciteit van de containers oplevert.

#### 5.4 De laad- en loscyclus

De laad- en loscyclus is reeds beschreven in hoofdstuk 2. Er is daar al onderscheid gemaakt in de werkelijke cyclustijd en de theoretische cyclustijd. De theoretische cyclustijd kan berekend worden uit de dimensies van de kranen en de schepen en de snelheden waarmee de containers door de kraan vervoerd worden. De werkelijke cyclustijd is alleen te bepalen doormiddel van metingen omdat moeilijk voorspelbare storingen de theoretische cyclustijd vertragen. Dit tijdverlies kan aan een groot aantal verstoringen worden toegeschreven.

In het rapport: " Analyse van het proces van een containerkraan ( van de E.C.T.)" door L.G.L. Kremers van de faculteit der werktuigbouwkunde van de TUD (1996), zijn een honderdtal mogelijke verstoringen in het proces geconstateerd. In de 872 metingen die daar uitgevoerd zijn, blijken er 386 storingen opgetreden te zijn. Grootste bron van de storingen op de standaardcyclus blijkt het wachten op AGV's te zijn, dit komt 188 maal voor.

De totale storingstijd van de 872 metingen is 642 minuten. Het wachten op de AGV's blijkt 310 minuten te duren. Gemiddeld is dus de wachttijd op de AGV  $310/872 = 0,35$  minuten ofwel 21 seconden per container!

De onderstaande tabel is gebaseerd op twee metingen die voor verschillende situaties en schepen zijn uitgevoerd. In deze metingen zijn alle tijdverliezen gemeten behalve die door de AGV's veroorzaakt zijn. De schepen zijn van het postpanamax type. De situatie met de bijbehorende maten zijn in afbeelding 5.4 weergegeven. Er worden nu de volgende gemiddelde cyclustijden gevonden:

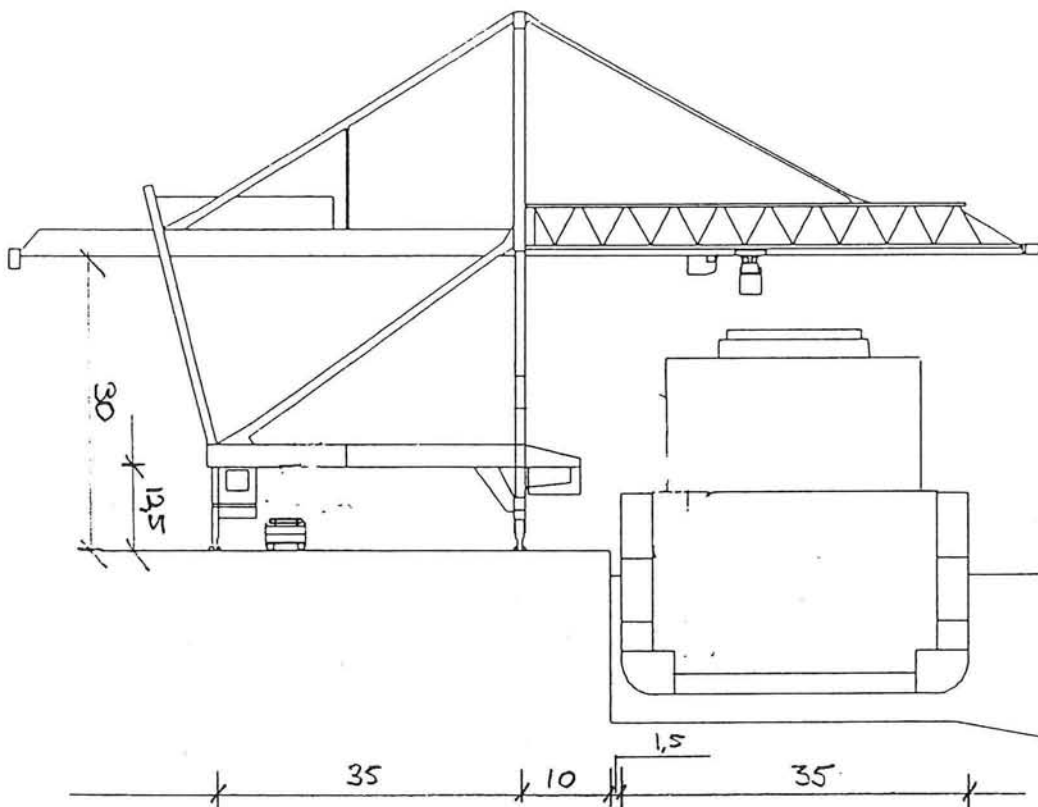
Meting nr.	Laden dek		Laden ruim		Lossen dek		Lossen ruim	
	(1)	(2)	(1)	(2)	(1)	(2)	(1)	(2)
Aantal metingen	115	32	70	140	190	61	199	65
Netto cyclustijd	0:57	1:07	1:18	1:19	1:14	1:24	1:26	2:15
Tijdduur storing	0:27	0:52	0:04	0:04	0:24	0:30	0:09	0:22
Bruto cyclustijd	1:24	1:59	1:22	1:23	1:38	1:54	1:35	2:37

tabel 5.1

tijd in minuten

De netto cyclustijd in de tabel kan opgevat worden als de theoretische cyclustijd. In het algemeen kan vastgesteld worden dat het laden en lossen van het dek meer tijd kost dan het laden en lossen uit de ruimen. Dit komt omdat hier:

- containers staan met gevaarlijke ladingen.
- containers staan met afwijkende maten.
- de containers moeilijk bereikbaar zijn voor de siorploeg.



afbeelding 5.4



#### **5.4.1 Variabelen van de cyclus**

De volgende handelingen worden onderscheiden:

**Aanpikken van de container:**

De tijd die nodig is om de spreader boven op de container te plaatsen is variabel, maar is in hoge mate afhankelijk van de ervaring van de kraanmachinist. De spreiding van de benodigde tijd wordt vaak beschreven met behulp van een normale- of een driehoeksverdeling, die weer gebaseerd is op waarnemingen. Gemiddeld kost dit 5 seconden.

**Hijstijd:**

De hijstijd is afhankelijk van de plaats van de container in het ruim van het schip. De enige variabele is de hijshoogte.

**Horizontale transporttijd:**

Ook deze tijd is afhankelijk van de plaatsing van de container in het schip.

**Zaktijd:**

De tijd, die benodigd is om de last te laten zakken, is nagenoeg constant.

**Lostijd:**

De lostijd is evenals de aanpiktijd variabel. Ook hier wordt de spreiding van het tijdverlies vaak met een normale- of driehoeksverdeling beschreven. Ook deze tijd is ongeveer 5 seconden.

### 5.5 Model voor bepaling theoretische cyclustijd.

Het model is in eerste instantie gemaakt naar de huidige situatie aan de ECT kade. Met behulp van de meetgegevens werd vervolgens het model gecontroleerd. Daarna werd in het model de nieuwe situatie ingevoerd. Alleen dit laatste deel wordt verder besproken.

Er wordt onderscheid gemaakt voor 2 trajecten:

- Traject 1: Het laden en lossen van containers die op het dek geplaatst zijn.
- Traject 2: Het laden en lossen van containers die in het ruim geplaatst zijn.

De verhouding containers dek : ruim is als 5/17 : 12/17. De situatie is weergegeven in afbeelding 5.5. In dit model wordt de theoretische tijd berekend die een container nodig heeft om geladen of gelost te worden. Deze container is in het midden van het schip gesitueerd, waardoor de berekende tijd kan gelden als gemiddelde van het hele schip. Het schip is gebaseerd op een VSM-studie (hoofdstuk 1) en de kraan is gebaseerd op de kranen die op de Maasvlakte worden gebruikt, met dien verstande dat de kraan zoveel mogelijk aan de waterzijde is geplaatst om de cyclustijd zo kort mogelijk te houden. Verder wordt er in dit model rekening gehouden met de tijd die nodig is om te versnellen en te vertragen. Ook wordt voor de vaststelling van het verloop van de container uitgegaan van het feit dat de horizontale snelheid van de kraan drie maal zo groot is als de verticale snelheid. Verwaarloosd wordt het feit dat de hijssnelheid van de kraan bij zwaardere containers afneemt, omdat dit effect pas bij maximaal beladen containers invloed krijgt.

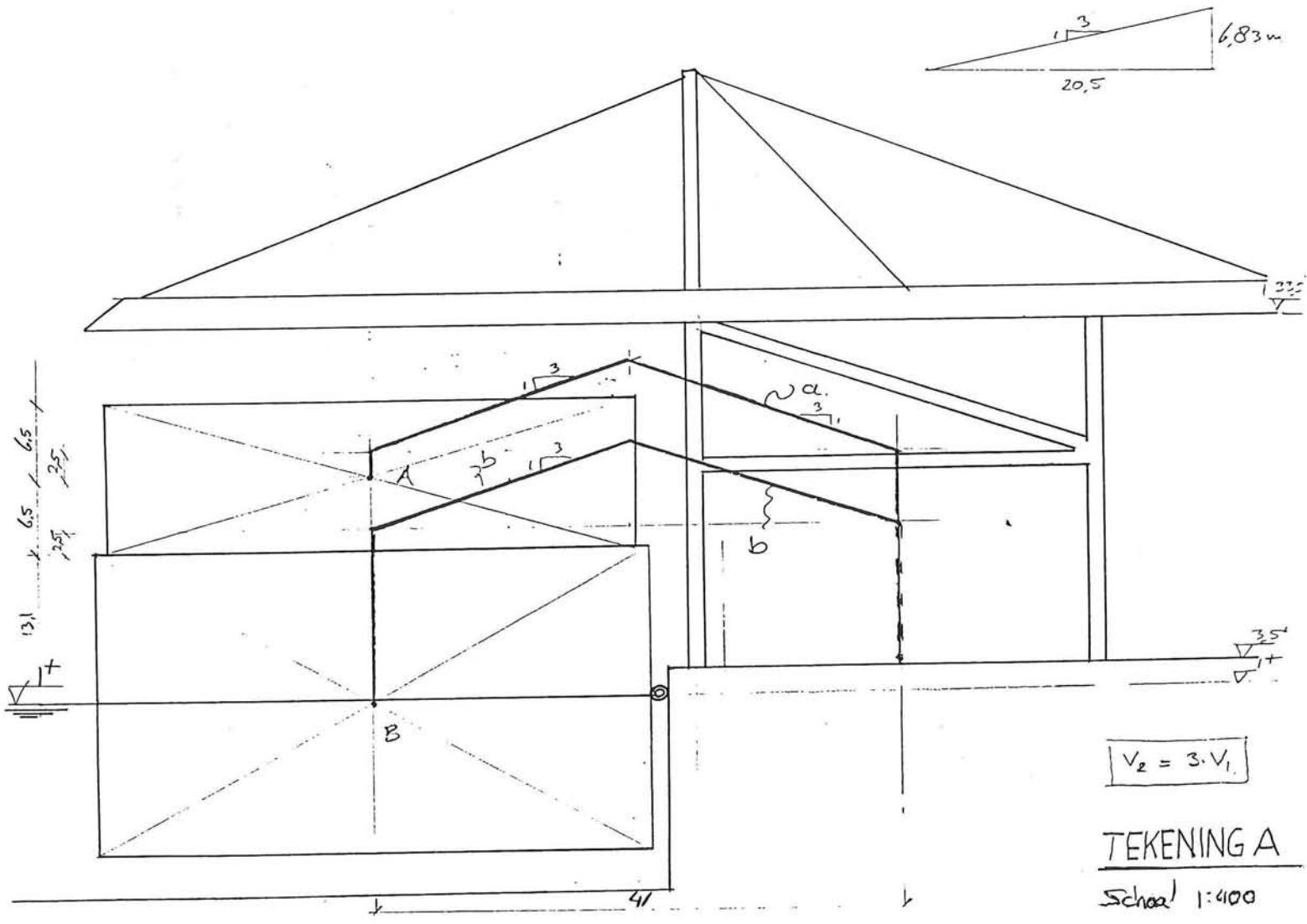
In Bijlage 1 is de afleiding gegeven voor de gemiddelde theoretische cyclustijd.

$$T_{gem} = 3t_{.1} + 2t_{.2} + \left( \frac{5}{17} (C_1 h_1 + C_2 h_2) + \frac{12}{17} (C_3 h_3 + C_4 h_4) \right) \left( \frac{1}{v_1} + \frac{1}{v_2} \right) + \frac{2l}{v_3} + 10$$

Hierin is:

- $t_{.1}$  = tijdsduur van verticale versnelling in seconden.
- $t_{.2}$  = tijdsduur van horizontale versnelling in seconden.
- $h_1$  = afstand tussen bovenzijde kraan en de plaats van de gemiddelde container op het dek in meters.
- $h_2$  = afstand tussen bovenzijde kraan en de plaats van de gemiddelde container op de kade bij de dekcyclus in meters.
- $h_3$  = afstand tussen bovenzijde kraan en de plaats van de gemiddelde container in het ruim in meters.
- $h_4$  = afstand tussen bovenzijde kraan en de plaats van de gemiddelde container op de kade bij de ruimcyclus in meters.
- $C_1$  t/m  $C_4$  = Dat deel van de hoogte waarover de spreader, al dan niet met de container, vertikaal beweegt.

- $v_1$  = hijs- en zaksnelheid van de spreader met de container in m/s.
- $v_2$  = hijs en zaksnelheid van de spreader zonder container in m/s.
- $v_3$  = horizontale snelheid van de spreader met en zonder container in m/s.
- $l$  = horizontale transport afstand in meters.



Afbeelding 5.5

Indien de volgende gegevens worden ingevoerd, kan de theoretische cyclustijd berekend worden:

$t_{1,}$ en $t_{2,}$	= 4 seconden	
$h_1$	= 9,3 m	$C1 = 0,267$
$h_2$	= 23,9 m	$C2 = 0,714$
$h_3$	= 22,4 m	$C3 = 0,695$
$h_4$	= 19,9 m	$C4 = 0,657$
$l$	= 41 m	
$v_1$	= 70 m/s	
$v_2$	= 120 m/s	
$v_3$	= 210 m/s	

De theoretische cyclustijdtijd wordt dan:  $T_{\text{gem, theoretisch}} = 65$  seconden.

Indien deze waarden vergeleken worden met de meetresultaten moet men in de gaten houden dat de meetresultaten geldig zijn voor schepen met 11 rijen containers in de breedte op het dek. De breedte van deze schepen is dan ongeveer 32 m. Het model is opgesteld voor schepen met een breedte van 48,5 meter. Verder zijn de kranen op een grotere afstand van de waterzijde geplaatst i.v.m. de civiele baan.

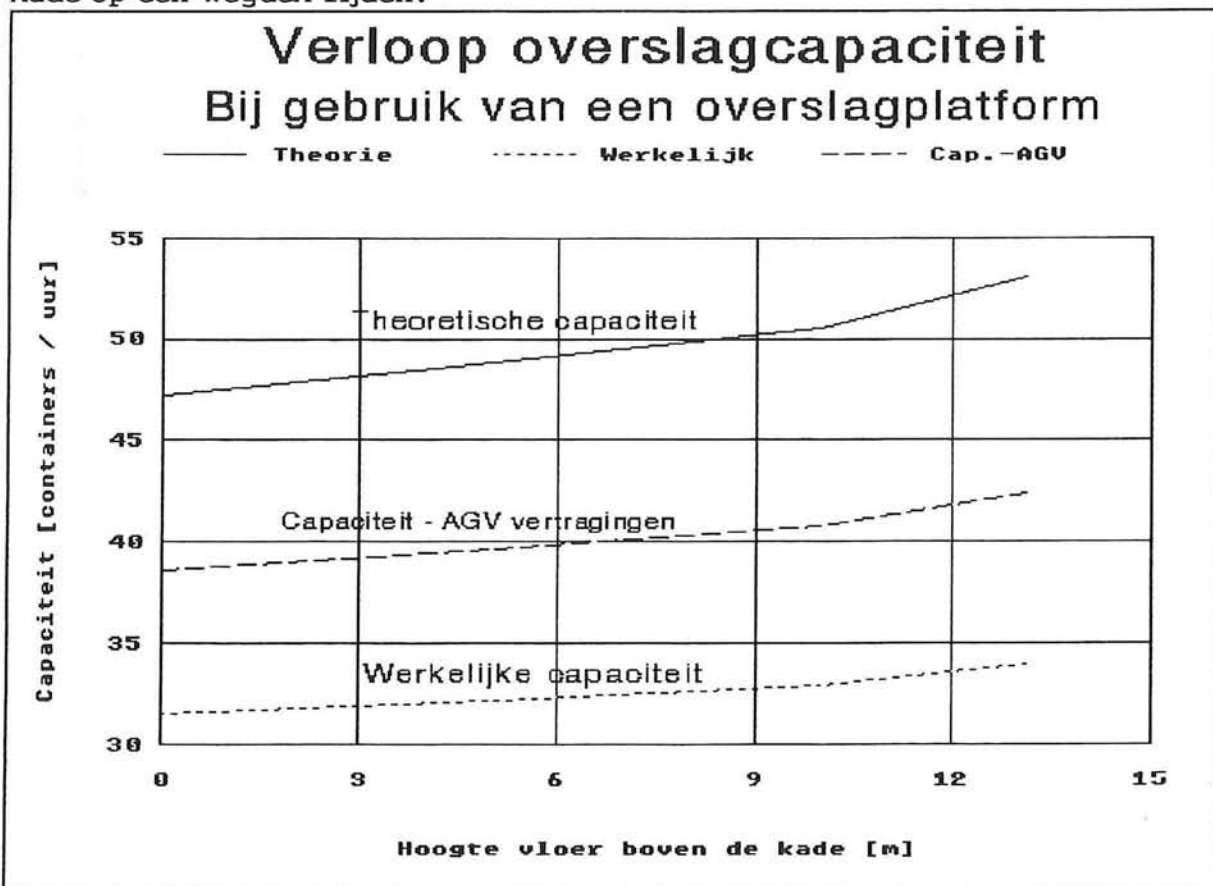
In de metingen zitten echter ook verborgen verstoringen die invloed hebben op de cyclustijd. Deze verstoringen zijn niet expliciet in het bewuste onderzoek opgenomen, waarschijnlijk omdat deze moeilijk te bepalen zijn. Dit zijn verstoringen als weersinvloeden, slingeren van de container en bewegingen van het schip.

Het eerder geciteerde onderzoek had tot doel het vervaardigen van een computerprogramma, dat voor elke container in het schip de benodigde theoretische cyclustijd berekent. Wanneer de gemeten netto cyclustijden, dus zonder tijdverlies door verstoringen, vergeleken worden met de resultaten van het computerprogramma, valt ook hier op dat de berekende theoretische cyclustijden in het algemeen korter zijn. Het verschil is gemiddeld 10 seconden wat 18% is van de cyclustijd. Aangenomen wordt dat deze extra tijd onafhankelijk is van de scheepsgrootte. De theoretische cyclustijd van het hier afgeleide model wordt dan ook met deze waarde gecorrigeerd:

$$T_{\text{gem, theoretisch}} = 1,18 * 65 = 76 \text{ seconden.}$$

### 5.6 Theoretische overslagcapaciteit

Onderzocht kan nu worden, wat de produktiviteit is van de diverse kade-lay-outs. Indien een standaard single hoist kraan wordt toegepast, wordt er een overslag capaciteit van ongeveer 47 containers per uur gevonden. Dit komt redelijk overeen met de literatuur [14] waar voor single hoist kranen een overslagcapaciteit van 50 containers per uur wordt gevonden. Met behulp van de eerder bepaalde formule is nu te beschouwen, wat er gebeurt indien men de AGV's op een hoge constructie plaatst. De hijsafstand boven de kade wordt zo verkleind. In de hier na volgende grafiek (afbeelding 5.6) is weergegeven, hoe de overslagcapaciteit toeneemt indien de AGV's op 0 t/m 13,1 meter boven de kade op een wegdek rijden.



Zoals te verwachten is, loopt het aantal containers, dat per uur overgeslagen kan worden, op met de hoogte van het platform waarover de AGV's rijden. De theoretische capaciteit is de bovenste lijn.

Uit tabel 4.1 kan ook een gewogen stortingstijd bepaald worden. Op het dek zijn 5 lagen containers geplaatst en in het ruim zijn maximaal 12 containers geplaatst. Er wordt hierbij aangenomen dat de verstoringstijd onafhankelijk is van de scheepsgrootte<sup>3</sup>. De gewogen stortingstijd kan bepaald worden door:

$$T_{\text{verlies}} = \frac{5}{17} T_{\text{verlies, dek}} + \frac{12}{17} T_{\text{verlies, ruim}} + T_{\text{verlies, AGV}}$$

Hierin is:

$T_{\text{verlies, dek}}$	= de gemiddelde tijd die verloren gaat bij alle activiteiten aan het dek, zowel laden als lossen.
$T_{\text{verlies, ruim}}$	= de gemiddelde tijd die verloren gaat bij alle activiteiten in het ruim bij het laden en lossen.
$T_{\text{verlies, AGV}}$	= de gemiddelde tijd die verloren gaat door het wachten op een AGV = 21 seconden per container.

Het gemiddelde totale verlies per container is dan:

$$T_{\text{verlies}} = 38 \text{ seconden.}$$

Indien dit extra tijdverlies wordt verwerkt in afbeelding 5.6 ontstaat de tweede lijn, die het verloop van de werkelijke cyclustijd beschrijft. (onderste lijn)

De werkelijk gemiddelde cyclustijd wordt dan:  $T_{\text{cyclus}} = 114$  seconden; dit geeft 31,6 containers per uur.

Opgemerkt wordt, dat deze containeraantallen gemiddelden zijn die over lange tijd berekend zijn. Indien een kraan aan het lossen is en er geen onderbrekingen zijn, kunnen deze waarden naderen naar de theoretische cyclustijd.

Voor alle duidelijkheid is de capaciteit weergegeven, indien er geen vertragingen ontstaan door te laat komende AGV's (middelste lijn). Het te laat komen van de AGV's is niet het gevolg van handelingen van de kranen. In nieuw te ontwerpen overslagsystemen kan dit probleem opgelost worden.

## Conclusie

- Er is een vrij groot verschil tussen de theoretische en de werkelijke cyclustijd. Opmerkelijk is dat het grootste deel van de vertragingen veroorzaakt wordt door het niet tijdig aanwezig zijn van AGV's. In afbeelding 5.6 is de werkelijke overslagcapaciteit weergegeven. In deze grafiek is te zien, dat indien de AGV-toevoer in de nieuwe situatie gelijkwaardig is aan de huidige situatie, de winst van het verkorten van de hijsafstanden, door het plaatsen van een platform op de kade, erg klein is (onderste lijn). Indien dit concept toegepast gaat worden, dient speciale aan-

---

<sup>3</sup> Dit is een redelijke aanname, daar de aard van de verstoringen voor het grootste deel los staan van de scheepsgrootte. Voorbeelden: - Wachten op de sloop, - Overleggen, - Misverstanden, - Behandeling off-standard containers.

dacht besteed te worden aan het op tijd aanvoeren van AGV's op de kade en platform. Wanneer deze aanvoer zonder storingen aan de kraan kan worden aangeboden, ontstaat de middelste lijn.

- De andere groep vertragingen heeft vooral te maken met werkzaamheden op het dek. De containers, die op het dek staan, dienen vastgesjord te worden. Deze storingstijden kunnen niet verkort worden bij de huidige scheepstypen met luiken op de ruimen. Scheepstypen zonder luiken kunnen deze vertragingen verkleinen. Dit zijn de zogenaamde hatchless-schepen ( luikloze schepen ). Deze schepen zijn echter aanzienlijk breder dan vergelijkbare schepen met luiken. De overslagcapaciteit kan bij inzet van deze schepen en een goede aanvoer van AGV's een hogere waarde bereiken. (ergens tussen de middelste en bovenste lijn).

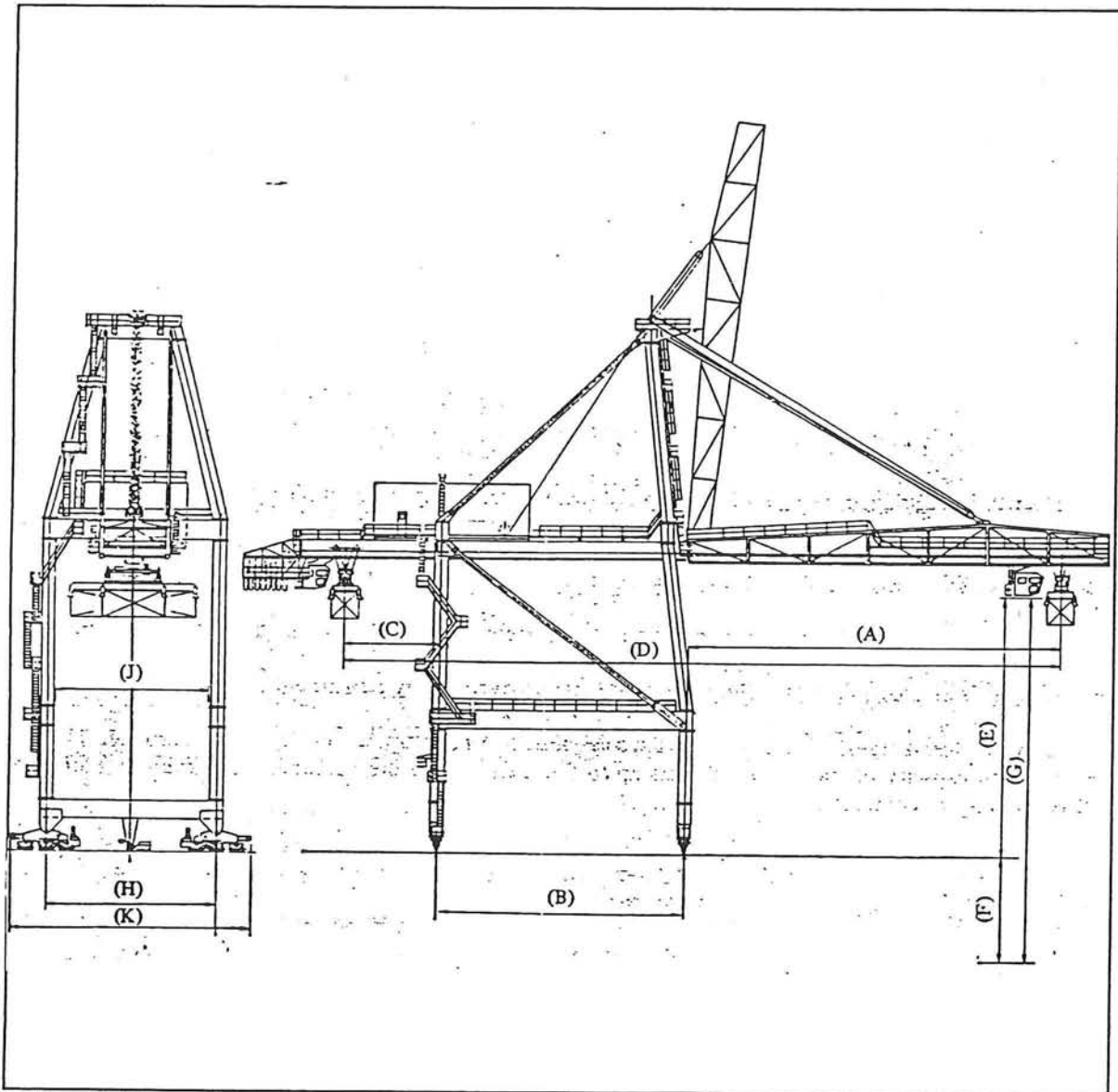
Het ziet er voorlopig niet naar uit dat de luikloze schepen de huidige schepen zullen verdringen. Wel kunnen op korte termijn verbeteringen in de aansturing en aanvoer van AGV's verwacht worden zodat voor het verdere ontwerpproces de middelste lijn uit afbeelding 5.6 aangehouden kan worden.

### **5.7 Afmetingen kranen**

Een belangrijk aspect in de overslagcapaciteit van een kade zijn de afmetingen van de kranen. De huidige single en dual hoist kranen hebben globaal<sup>4</sup> gezien de volgende afmetingen:

---

<sup>4</sup> Elke kraan wordt volgens specifieke eisen van de opdrachtgever gebouwd, zodat elke serie kranen verschillend is.



Afbeelding 5.7

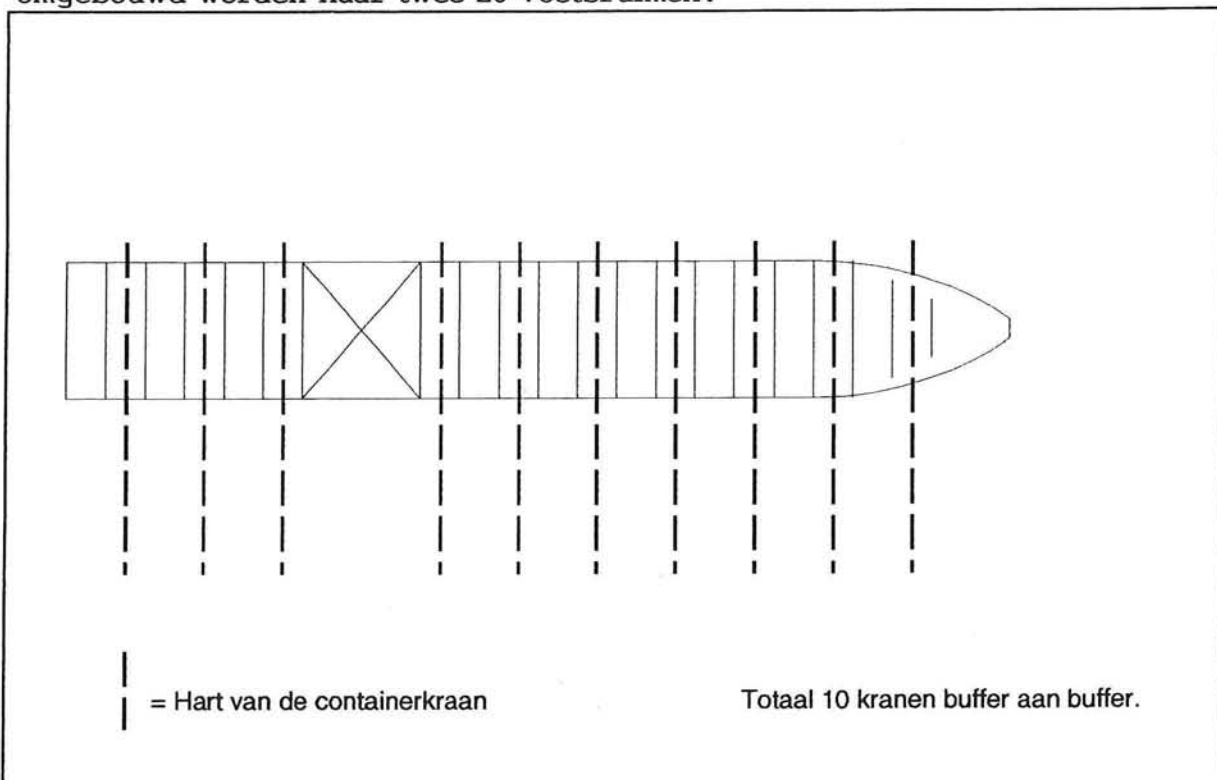
- A = 35 - 50 m
- B = 30 - 50 m
- C = 16 m
- D = 81 - 116 m
- E = 25 - 34 m
- F = 12 - 18 m
- G = 37 - 52 m
- H = 16,75 - 20 m
- J = 16 - 19 m
- K = 28 - 33 m



De hoogste waarden van bovenstaande tabel zijn van de meest moderne kranen met hoge overslagcapaciteit zoals de dual hoist kranen. In de literatuur [28] is een overzicht gegeven van alle momenteel in gebruik zijnde containerkranen.

### 5.8 Inzet aantal kranen conventionele kade

Het 8000 TEU schip zal een scheepslengte hebben van ongeveer 350 m. De nuttige lengte van de verschillende ruimen is dan ongeveer 300 m. Uit studies die de verschillende producenten gemaakt hebben, blijkt dat er in totaal 18 à 19 ruimen achter elkaar in het schip nodig zijn [10][31]. In één ruim past in de lengterichting van het schip of één 40 voets container of twee 20 voets containers. Een ruim is zo ingericht dat er alleen 20 voetscontainers geplaatst kunnen worden, of alleen maar 40 voetscontainers. De verdeling van de kranen is nu afhankelijk van de breedte van de kranen zelf. Indien de huidige kranen met ingedrukte buffers naast elkaar worden gezet, is het mogelijk te laden en te lossen met één 40 voets containerruim er tussen. De lengte van één ruim is 13,2 m en een kraan is met ingedrukte buffers 26,4m. In onderstaande tekening is weergegeven hoe de verdeling van de kranen is voor een 8000 TEU schip. De weergegeven ruimen zijn 40 voets ruimen. Eén 40 voets ruim kan omgebouwd worden naar twee 20 voetsruimen.

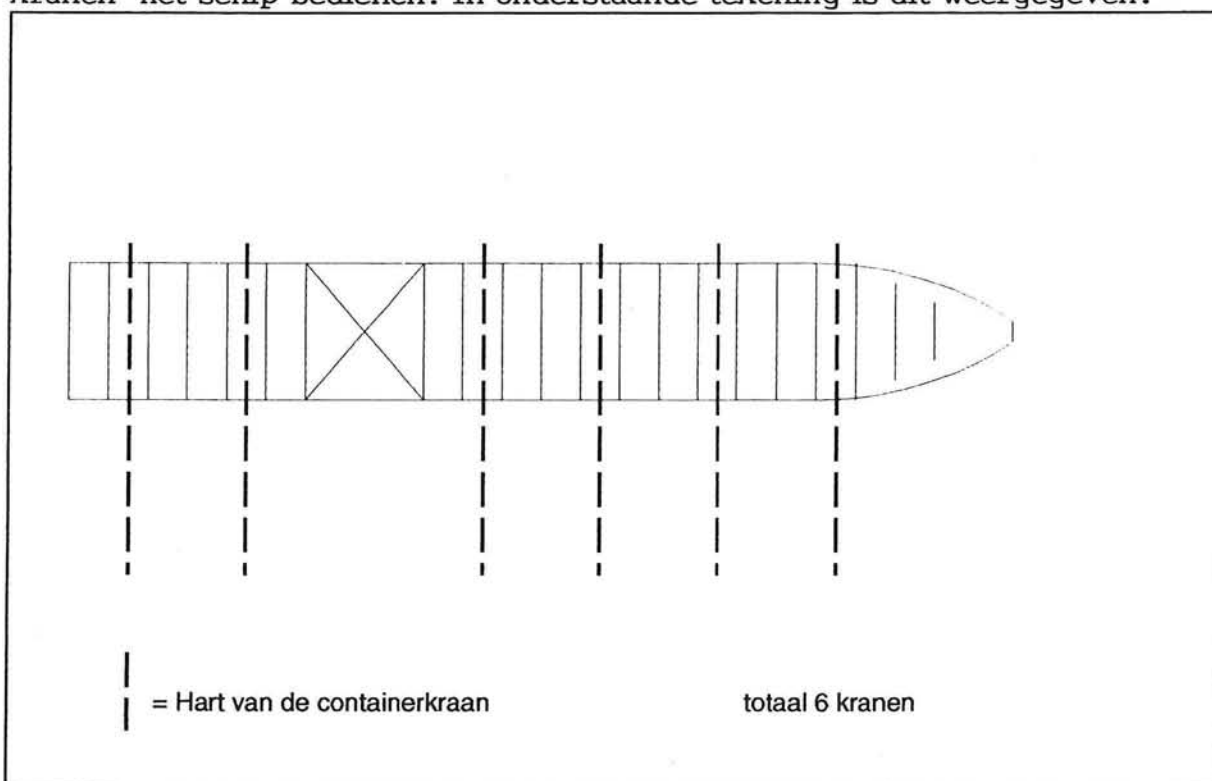


Afbeelding 5.8

Theoretisch is er nu een gemiddelde overslagcapaciteit van  $10 * 35 = 350$  containers per uur. De kranen zullen echter elkaar teveel in de weg staan om tot een

vlotte afhandeling te komen. De ruimen zijn afwisselend gevuld met alleen 40 voets containers of 20 voets containers. Als een kraan een 20 voets container wil oppakken, dan moet de kraan een kwart van de ruimbreedte van een 40 voetscontainer verplaatst worden. Daar is hier geen plaats voor zonder dat andere kranen ook verplaatst moeten worden.

Om de kranen enige bewegingsvrijheid te geven moet er dus twee 40 voetsruimen afstand tussen de kranen gehouden worden. Er kunnen nu maximaal 6 kranen het schip bedienen. In onderstaande tekening is dit weergegeven:

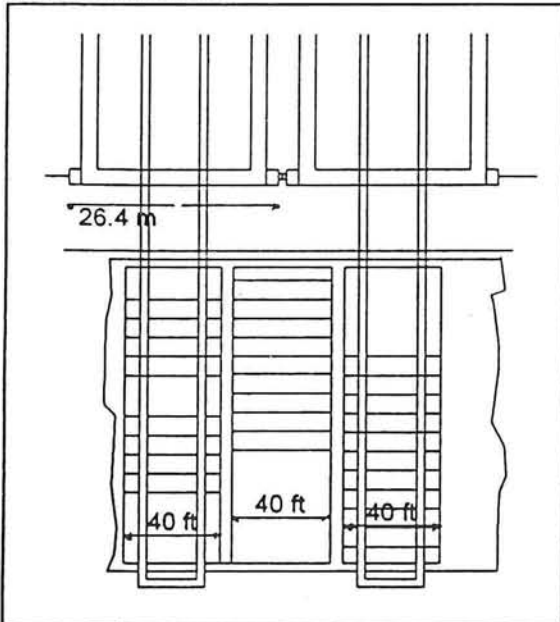


Afbeelding 5.9

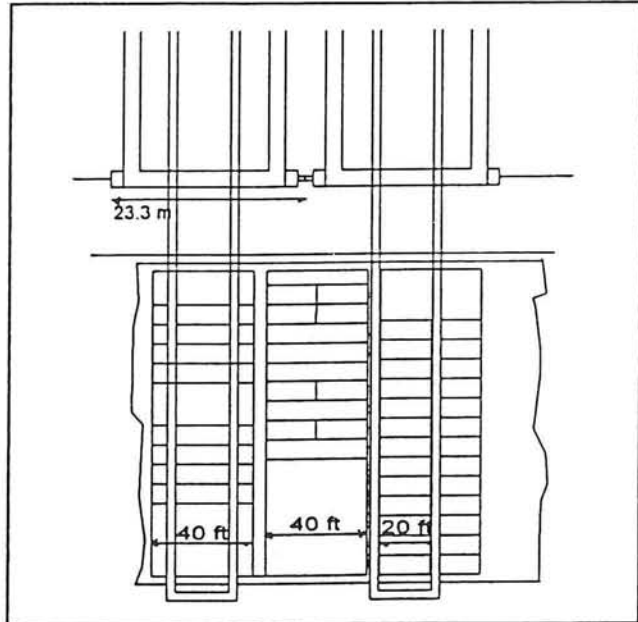
De gemiddelde overslagcapaciteit is dus  $6 * 35 = 210$  containers per uur. De h.o.h. afstanden tussen de kranen is nu 39,6 m. De afstand tussen de buffers (niet ingedrukt) is nu 12,6 m. Op deze manier is de benodigde overslagcapaciteit van 250 containers per uur niet te bereiken.

### 5.9 Inzet kranen hoog overslagplatform

Met behulp van de grafieken, die bepaald zijn in paragraaf 2.8, is nu te bepalen hoe hoog een hoge kademuur moet zijn om met 6 kranen wel de benodigde overslag te bereiken. De benodigde overslag capaciteit is  $250 / 6$  is 41,6 containers per uur. Uit afbeelding 5.6 in paragraaf 5.6 volgt een benodigde kadehoogte van 11 m indien er van uit wordt gegaan, dat de AGV's geen vertraging meer hebben in een nieuw ontwerp. Op de kade worden versmalde kranen gezet. Deze kleinere breedte kan capaciteitsverhogend werken indien er een extra ruim, of een gedeelte hiervan, mee bediend kan worden. Indien er ongeveer 3,1 m gespaard kan worden in de breedte het kraanontwerp, dan kan onderstaande situatie bereikt worden. De linker tekening geeft de nu maximaal haalbare situatie, de rechter tekening geeft de mogelijke situatie bij een versmalde kraan.



Afbeelding 5.10



Afbeelding 5.11

De afmetingen in de tekeningen bij de kranen hebben betrekking op de toestand met ingedrukte buffers.

### 5.10 Concepten voor de aan- en afvoer van AGV's.

In de voorgaande paragrafen is aangegeven, dat het zinvol is de containers op een platform boven de huide kade over te slaan. Er zijn echter nog geen uitspraken gedaan over hoe een dergelijk platform er uit moet zien en hoe de containers en eventueel de AGV's op het platform komen en er weer van af gaan. Als eerste zijn de belangrijkste eisen vastgesteld, waaraan een nieuwe kadeconstructie moet voldoen.

### 5.10.1 Uitgangspunten ontwerp

De uitgangspunten voor het ontwerp zijn hieronder weergegeven. Achter iedere eis staat weergegeven wie die eis gesteld heeft.

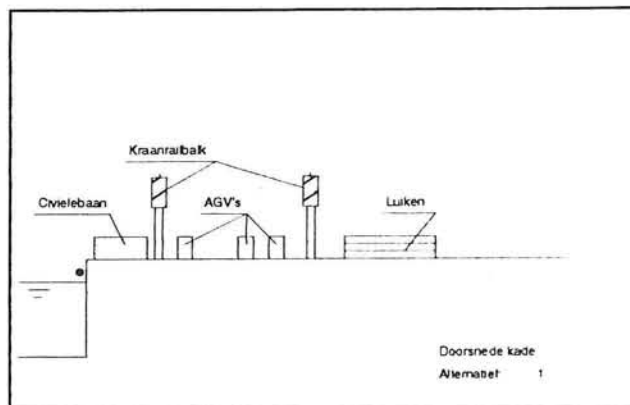
- Elke kraan heeft een eigen aanrijbaan. (ECT)  
Om steringen in het laden en lossen van de schepen te kunnen opvangen, krijgt iedere kraan een eigen aanrijbaan. Op deze baan kunnen een aantal AGV's gebufferd worden, zonder dat deze de aan- en afvoer van de andere kranen beïnvloeden. (1)
- De AGV-stromen mogen elkaar niet gelijkvloers kruisen. (CTT)  
Een kruising van AGV-stromen zal negatief werken op de afvoercapaciteit. (2)
- Het aantal AGV's moet minimaal zijn. (INCOMAAS)  
De AGV-stromen zijn beter te beheersen indien het aantal AGV's minimaal is. Ook het aantal AGV's, dat gebufferd is, kan dan kleiner zijn. Dit is te bereiken door de rijafstand van de AGV's te minimaliseren of door de AGV's sneller te laten rijden. (3)
- Een AGV moet op meerdere plaatsen in of uit kunnen breken uit de AGV-stroom langs de kade naar de achterliggende terminal. (INCOMAAS)  
Indien de AGV's op meerdere punten kunnen in- of uitbreken op de AGV-stroom onder de kranen, wordt de AGV-intensiteit aan het begin en einde van de baan verlaagd, wat de doorstroming van de AGV's bevordert. Tevens wordt de bestuurbaarheid van de AGV-stroom verhoogd waardoor er minder AGV's in de buffers nodig zijn. (4)
- De gehele kade moet bereikbaar zijn met containerkranen. (CTT)  
De kade is dan geschikt om meerdere afwijkende scheepstypen te kunnen behandelen, wat de bezettingsgraad ten goede komt. (5)
- Een civiele baan is noodzakelijk over een breedte van minimaal 8 meter op NAP +3,5m. (ECT)  
Kadekranen en AGV's mogen niet in dit gebied voorkomen. Deze baan wordt gebruikt voor onderhoudswerkzaamheden, het bevoorraden van de schepen, douane en tal van andere diensten. Verder geen bewegende kraanpoten tussen schip en de civielebaan. (6)
- De kraan moet de AGV's zo dicht mogelijk bij het schip laden en lossen om de laad- en lostijd zo klein mogelijk te houden. (ES)(7)
- De AGV's moeten zonder wachttijden aangeleverd kunnen worden. (ES) (8)

### 5.10.2 Overzicht van de mogelijkheden.

Er zijn een aantal verschillende layouts mogelijk voor de plaatsing van de kranen en de AGV's. In de volgende paragraaf worden een vijftal mogelijkheden gepresenteerd. Na het alternatief wordt aangegeven aan welke eisen de oplossing voldoet. De oplossing die aan de meeste of alle eisen voldoet, wordt verder uitgewerkt.

#### 1

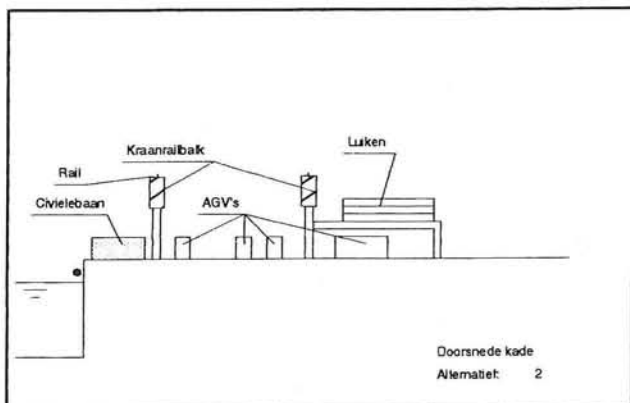
In dit alternatief worden versmalde kranen toegepast op twee verhoogde kraanrailbalken. De kranen zijn evenwijdig aan de kraanbaan smaller gemaakt. De kraan zelf is niet weergegeven. De AGV's blijven op het maaiveld rijden. Het platform wordt gevormd door een tweede hijsinrichting die op de kraan aanwezig is en onafhankelijk van de standaardcyclus is. Deze kraan kan vergeleken worden met de huidige twee-katskranen die op de ECT terminal werken. Deze tweede kat neemt de container na de standaardcyclus over en plaatst de containers op de wachtende AGV's. De luiken van de ruimen worden achter de poten op het maaiveld geplaatst. Deze luiken vormen een belemmering voor het AGV-verkeer dat in of uit wil breken op of van de AGV-stroom langs de kade. Verder is er ruimte nodig voor de civiele baan aan de voorzijde van de kade. Dit alternatief voldoet aan de eisen: (1), (2), (5), (6),



Afbeelding 5.12

#### 2

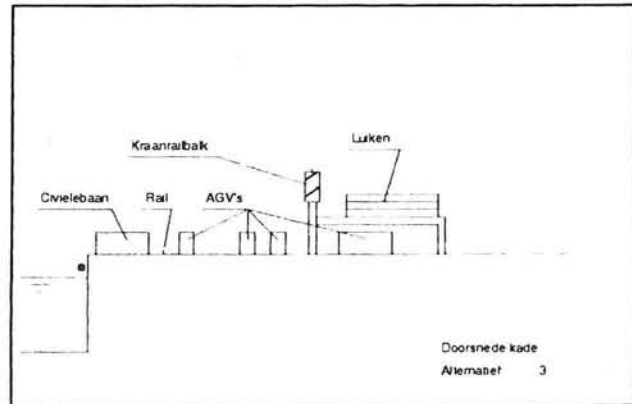
Dit alternatief is vergelijkbaar met het eerste alternatief. Alleen de luiken van de ruimen worden nu op een verhoging geplaatst. De AGV's kunnen nu onder de luiken door in en uitbreken. Dit alternatief voldoet aan de eisen: (1), (2), (3), (4), (5), (6).



Afbeelding 5.13

3

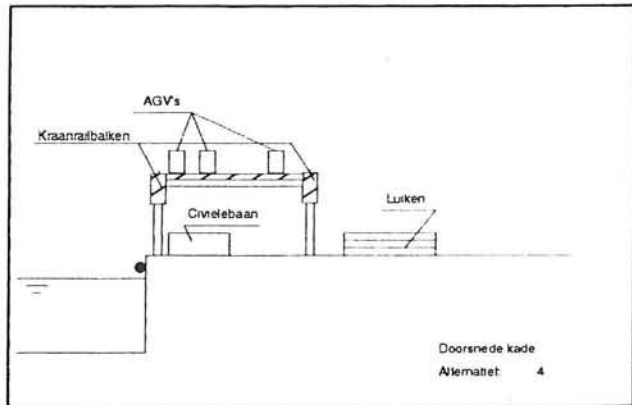
Indien de versmalde kranen niet noodzakelijk zijn, of wanneer het niet noodzakelijk is de versmalde kraan op een verhoging te plaatsen i.v.m. stabiliteitsproblemen, is het mogelijk de waterzijdige kraanbalk op maaiveldniveau te plaatsen. Verder is dit alternatief vergelijkbaar met alternatief 2. (1), (2), (3), (4), (5), (6).



Afbeelding 5.14

4

Om de ruimte, die gebruikt wordt door de civiele baan, te verminderen, is het mogelijk de AGV's zelf op een platform te laten rijden. Bij deze opstelling is geen tweekats kraan maar een goedkopere enkel katskraan nodig. De ruimte onder het platform kan nu gebruikt worden door het verkeer dat op de civiele baan rijdt. De plaatsing van de luiken gebeurt op de kade zelf. Aan- en afvoer van de AGV's gebeurt aan het begin, einde en halverwege het platform op nog nader te bepalen wijze. Dit alternatief voldoet aan de eisen: (1), (2), (4), (5), (6), (7).

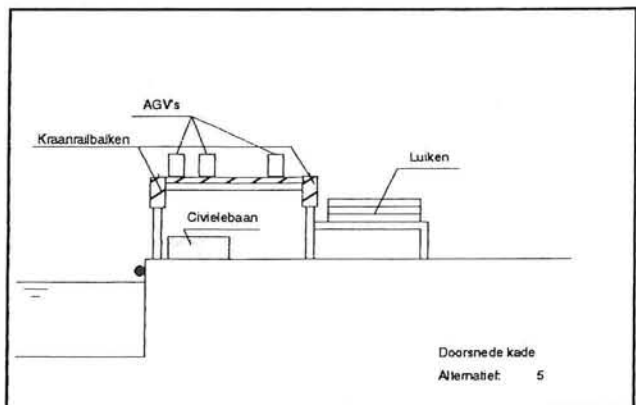


Afbeelding 5.15

5

De luiken worden op een luikenplatform geplaatst om ruimte voor een doorgang voor de AGV's te creëren. De AGV's worden terplaatse van de kranen op en van het platform af getransporteerd op een nog nader te bepalen wijze. (1), (2), (3), (4), (5), (6), (7).

Er is niet veel verschil tussen de verschillende alternatieven. Aangezien de zevende eis van belang is om een snelle cyclustijd van de kranen te krijgen, wordt de kade verder ontwikkeld zoals in variant 4 en 5 is aangegeven.



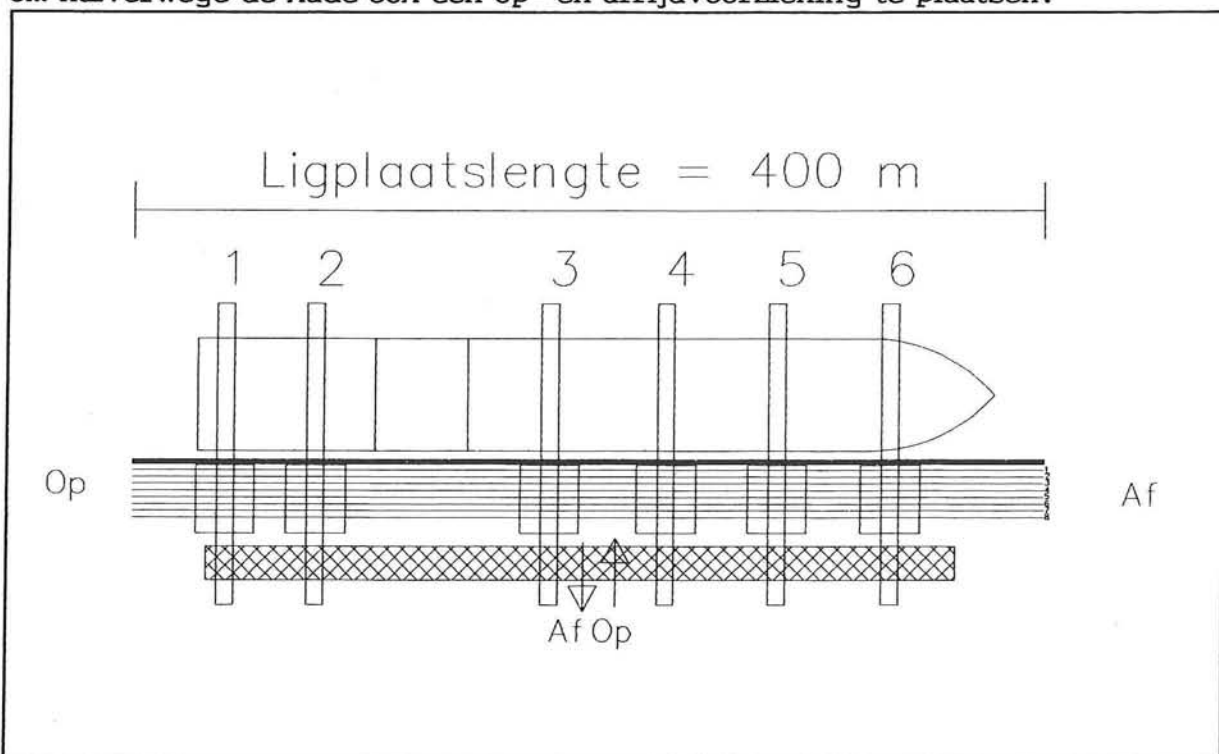
Afbeelding 5.16

### 5.11 Nadere uitwerking van de layout van het platform.

Alternatief 4 wordt eerst uitgewerkt. Alternatief 5 ontstaat door enige aanpassingen uit alternatief 4.

#### 5.11.1 Uitwerking alternatief 4

In paragraaf 5.8 is aangetoond dat, om de benodigde overslagcapaciteit te bereiken met single hoist-kranen, 6 kranen noodzakelijk zijn. Er wordt dan in eerste instantie uitgegaan van 6 aanrijbanen, dus voor iedere kraan één. De AGV's, die de kade willen verlaten, worden verzameld op zogenaamde afrijbanen. De verkeersstromen worden zo strikt gescheiden, wat de aan- en afvoer efficiënter zal maken. De aanrijbanen worden zo dicht mogelijk langs het schip geplaatst om de cyclustijden van de kranen zo klein mogelijk te houden. De afrijbanen worden achter de aanrijbanen geplaatst. Om de AGV-stromen te verwerken, worden 2 à 3 afrijbanen nodig geacht. In afbeelding 5.17 is de situatie weergegeven. Baan 1 t/m 6 zijn de aanrijbanen en baan 7 en 8 zijn de afrijbanen. Indien iedere baan een breedte heeft van 4 m, is de benodigde breedte onder de kranen 32m. Dit zal geen problemen geven aangezien de spoorbreedte van de huidige kranen (ECT) 35 meter is. Voorzieningen moeten aan het begin en einde worden aan gebracht om "op" en van het platform "af" te komen. Zie afbeelding 5.17. Tevens moet de mogelijkheid onderzocht worden om halverwege de kade ook een op- en afrijdvoorziening te plaatsen.



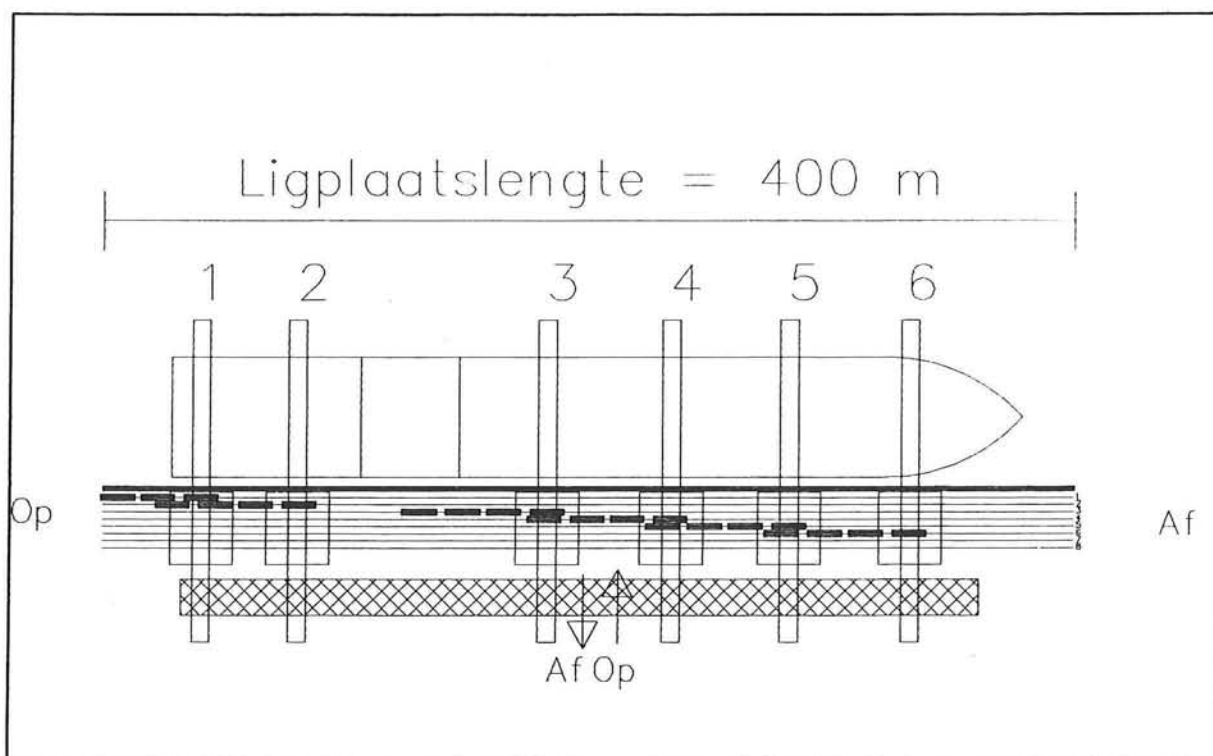
Afbeelding 5.17

Uitgaande van een piek-intensiteit van 350 AGV's per uur en een gemiddelde intensiteit van 250 AGV's per uur, kan een ontwerpaantal van 300 AGV's per uur aangenomen worden. Dit betekent dat er iedere 12 seconden een AGV nodig is. Als er twee afrijbanen beschikbaar zijn, komt er om de 24 seconden één AGV over één baan gerold.

#### 5.11.1.1 Opstellingswijzen

De opstelling van de AGV's onder de kranen kan op twee manieren gebeuren:

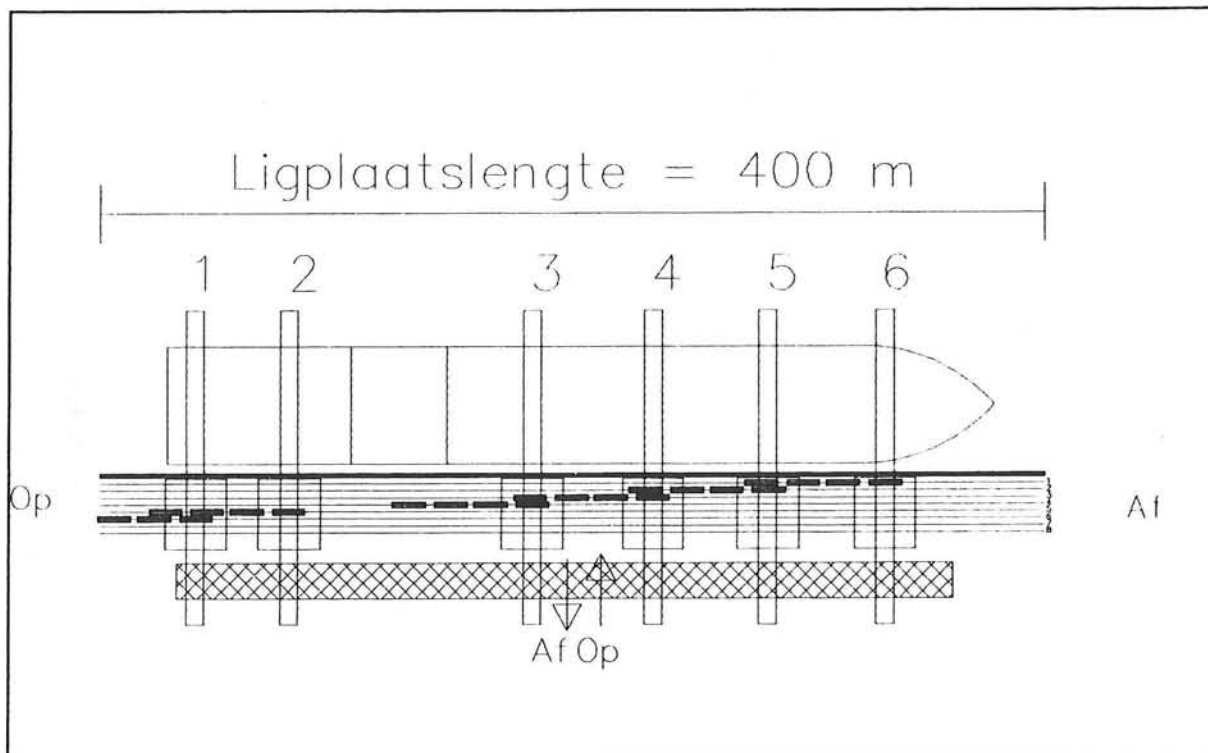
- De AGV's voor kraan 1 komen op rijbaan 1 te staan, de AGV's voor kraan 2 komen op rijbaan 2 te staan, enz.
- De AGV's voor kraan 1 komen op rijbaan 6 te staan, de AGV's voor kraan 2 komen op rijbaan 5 te staan, enz.



Afbeelding 5.18

De wijze van opstellen heeft invloed op de afwikkeling van de AGV-stromen. In geval 1, afbeelding 5.18 kunnen de AGV's de afrijbanen pas bereiken als de laatste kraan is gepasseerd. De eventuele afrijpunten halverwege het platform, kunnen niet bereikt worden. Achter de laatste kraan zal de AGV-stroom een hoge intensiteit bereiken, wat de afwikkeling van de AGV's niet ten goede komt. In het tweede geval, afbeelding 5.19, kunnen de AGV's de afrijbanen ongehinderd bereiken. Ook eventuele afrijpunten halverwege het platform kunnen nu bereikt worden. De AGV's worden nu verzameld op de twee achterste afrijbanen .

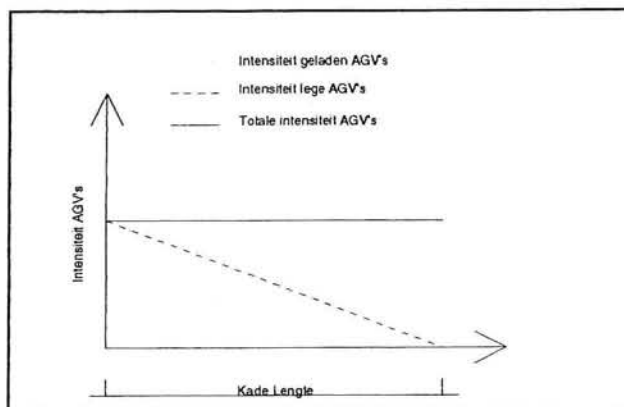




Afbeelding 5.19

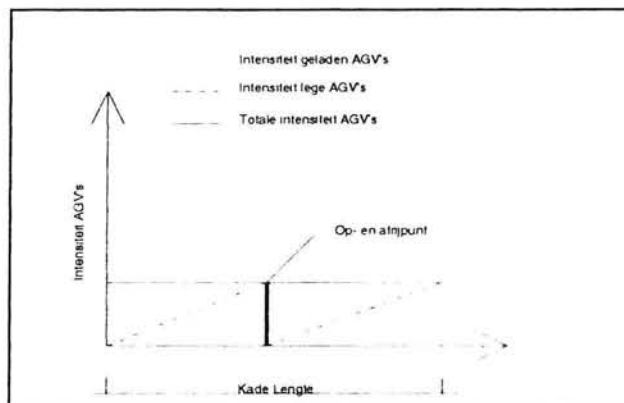
### 5.11.1.2 Extra op- en afritten

Indien er alleen aan het begin en einde van de kade voorzieningen getroffen worden om op en van het platform te komen, is de intensiteit van de AGV's als volgt weer te geven: (afbeelding 5.20)

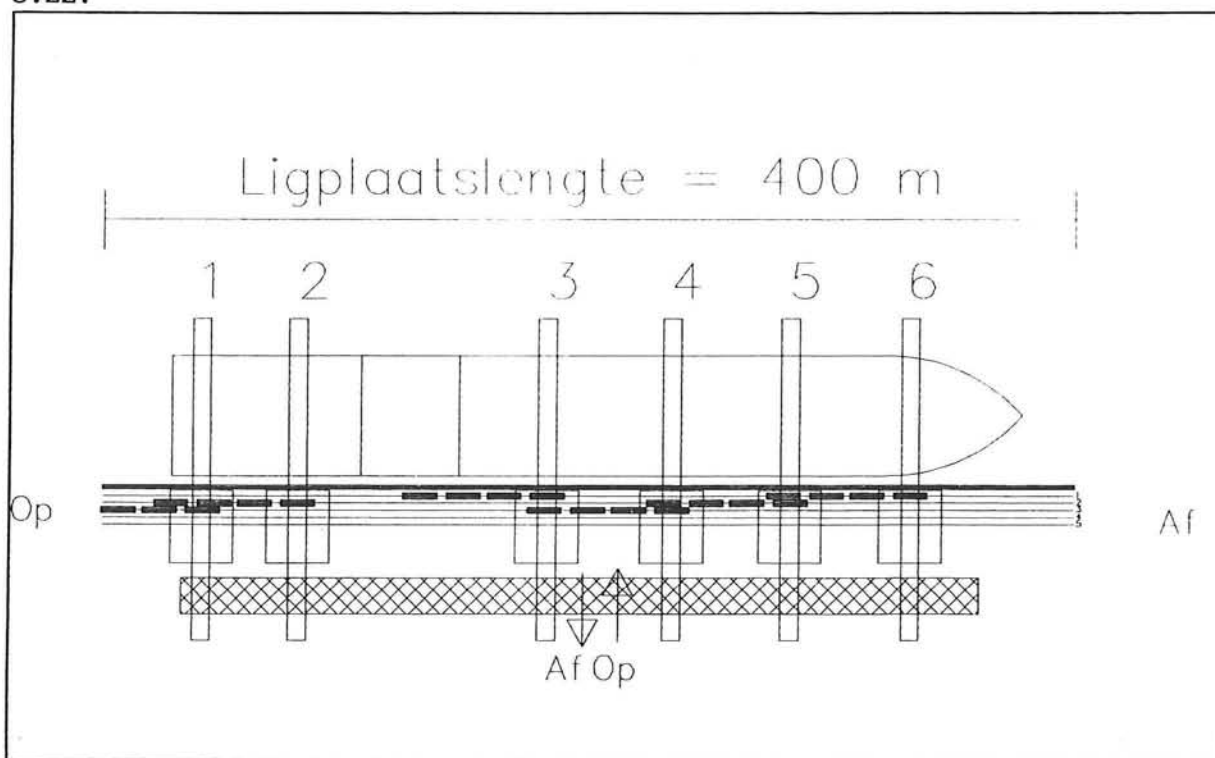


Afbeelding 5.20

Indien er halverwege het platform een mogelijkheid is om op en van het platform te komen, zal de AGV-intensiteit volgens nevenstaande grafiek, afbeelding 5.21, afnemen. Om de intensiteit te halveren is er een op- en afrit nodig tussen de 3<sup>de</sup> en de 4<sup>de</sup> kraan. Dit uitbreekpunt moet onder alle omstandigheden bereikbaar zijn. Als hieraan voldaan wordt, kan het aantal aanrijbanen gehalveerd worden. Elke baan wordt dan twee maal gebruikt. Een mogelijke indeling van het platform is dan weergegeven in afbeelding 5.22:



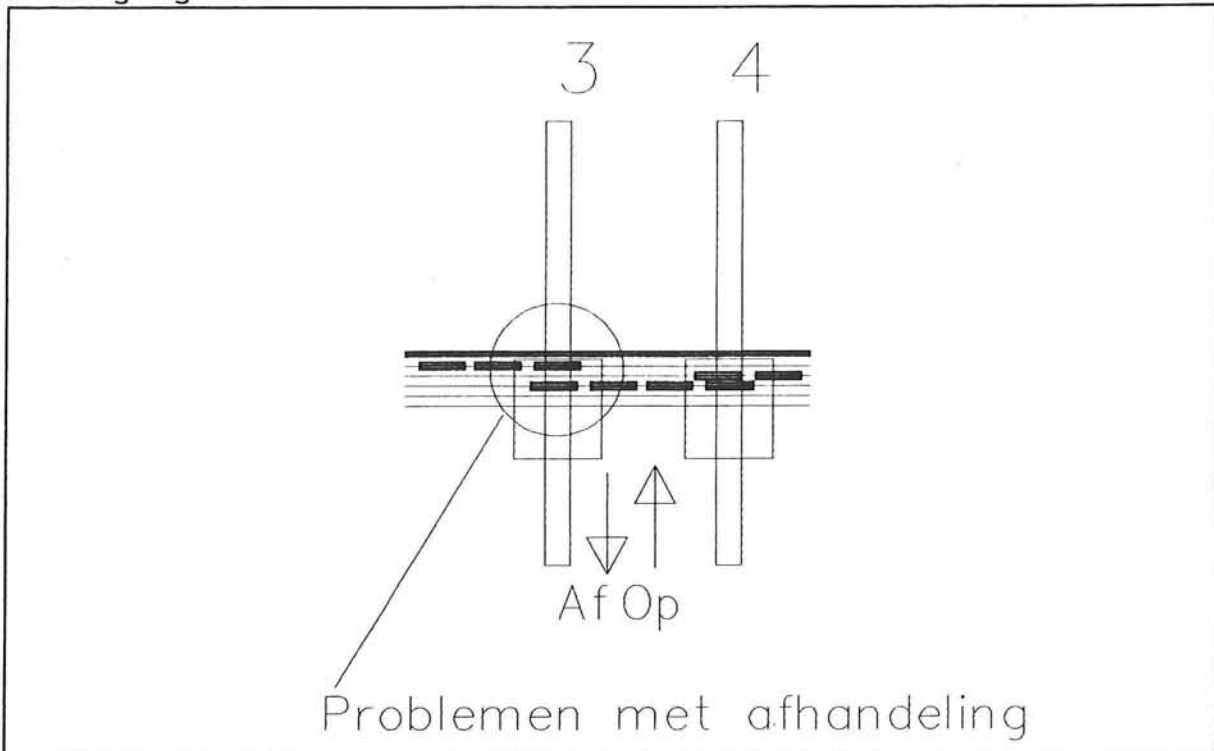
Afbeelding 5.21



Afbeelding 5.22

Zoals in de paragrafen 4.8 en 4.9 is beschreven, is de ruimte tussen de kranen beperkt. Ook de bewegingen van de kranen 3 en 4 verstoren een soepele afwikkeling van de AGV-stromen. De "poten" van de kranen kunnen net voor de afrijpunten staan, waardoor zij de uitgangen blokkeren. Voor dit probleem is wel een oplossing te bedenken in de vorm van een hogere railbalk voor de achterpoten van de kraan.

Verder ontstaan er nog problemen met de buffering van de AGV's van kraan 4 en de afvoer van de AGV's van kraan 3 indien deze kranen dicht bij elkaar staan. De gebufferde AGV's van kraan 4 maken het voor de AGV's, die van kraan 3 komen, onmogelijk het afrijpunt te bereiken. Verder is het voor de opgaande stroom onmogelijk om achter de gebufferde rij van kraan 4 aan te sluiten. Een oplossing voor bovenstaand probleem is, dat de buffering voor kraan 4 minimaal is en dat de op- en afrijpunten omgedraaid en verder uit elkaar gelegd worden.



Afbeelding 5.23

De intensiteit tussen kraan 3 en 4 is nu toch weer toegenomen tot 300 containers per uur, waarbij opgemerkt wordt dat de verschillende AGV-stromen elkaar kruisen. Verwacht mag worden dat hier problemen ontstaan met de doorstroming. (Zie ook uitgangspunten paragraaf 5.1)

Een oplossing voor het opheffen van deze kruisende stromen is het "door het dek heen" brengen van de AGV's. Er wordt een gat in het platform gemaakt waar de AGV's door omhoog komen. De flexibiliteit van het platform zal echter hierdoor minder worden.

Het is niet goed mogelijk een aansluiting te maken halverwege de ligplaats van een 8000 TEU schip als er slechts 3 aanrijbanen zijn. De containerstromen worden dan te complex om een snelle afvoer realiseren. Indien er echter 6 aanrijbanen aanwezig zijn, is de plaatsing van extra afrijpunten aan de achterzijde mogelijk. Indien een afrijpunt door omstandigheden onbereikbaar is, rijdt de AGV door naar een volgende. Plaatsing van oprijpunten is aan de achterzijde

de moeilijker omdat de omhoog komende AGV's geblokkeerd worden door de gebufferde AGV's onder de kranen. Indien deze punten aan de voorzijde geplaatst worden, is het wel mogelijk AGV's aan te laten sluiten aan de buffers. Om dit te kunnen bereiken, moet er een extra baan worden aangelegd aan de waterzijde van het platform.

### 5.11.1.3 Het transporteren van de AGV's naar het platform

Een AGV kan op verschillende manieren verticaal verplaatst worden. In het algemeen gezien kan de AGV dit op eigen kracht door middel van een hellingbaan, of de AGV wordt omhoog gebracht door een liftconstructie.

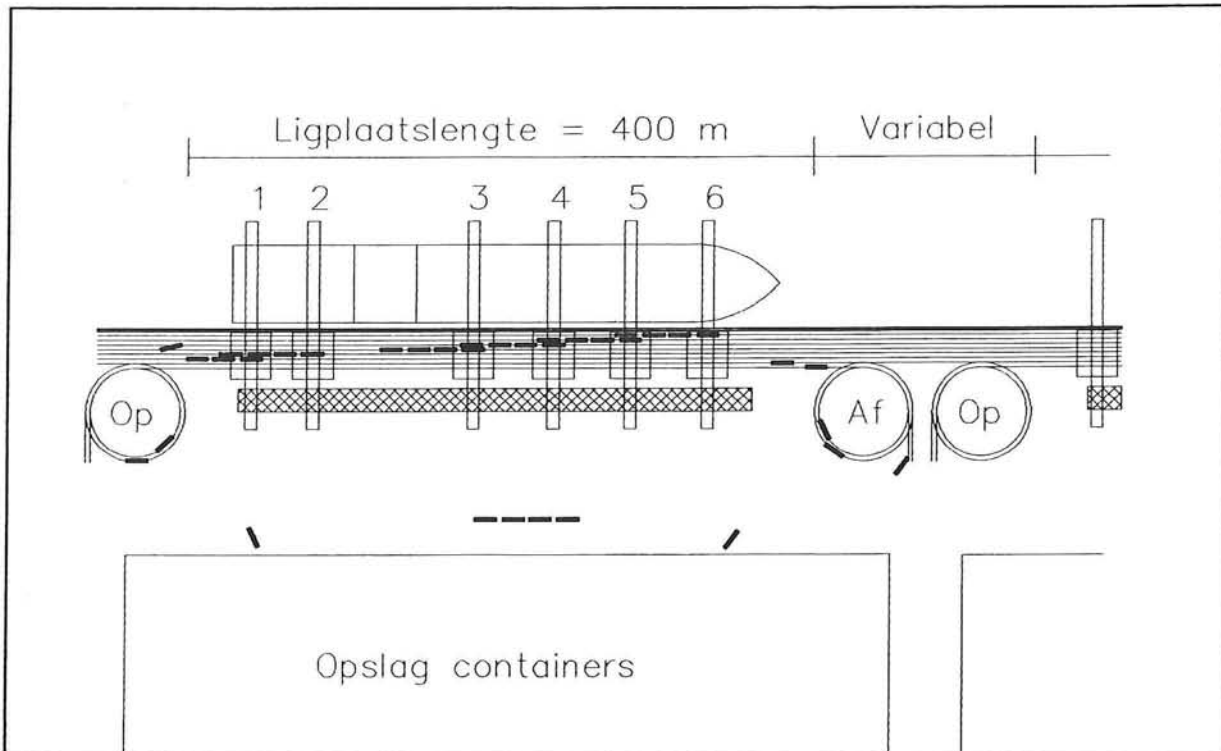
### 5.11.1.4 Hellingbanen

Het op- en afrijden gebeurt via een hellingbaan aan het begin en einde van de platformconstructie. Deze hellingbaan kan verschillende vormen hebben:

- een spiraalvorm
- een rechte baan
- andere constructies

#### Spiraal

Aan het begin en het einde van de ligplaats zijn spiraalvormige hellingbanen gebouwd, waarmee de AGV's het hoogteverschil kunnen overwinnen. Indien



Afbeelding 5.24

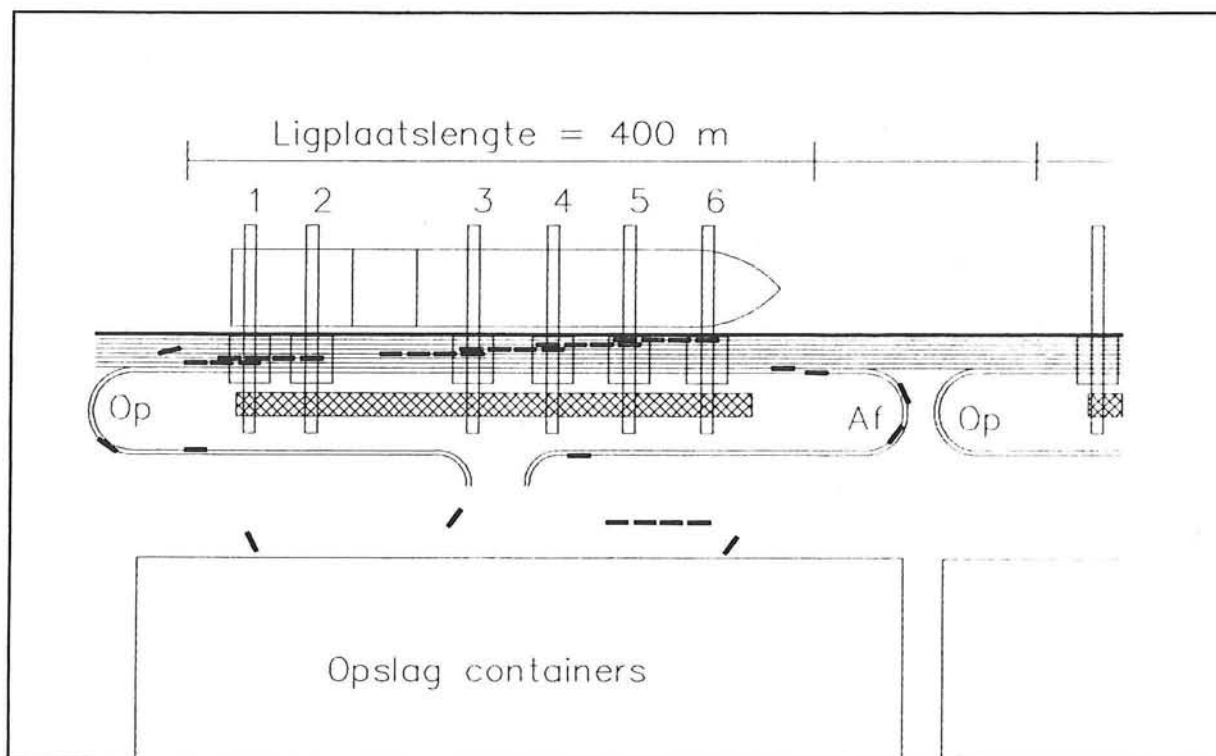
het hellingspercentage van de baan gering is, zal de diameter van de spiraal groot worden. Indien de te overwinnen hoogte 11 m is, wordt de diameter bij de verschillende hellingspercentages van de baan in onderstaande tabel weergegeven: (Er wordt 2,25 ronden gereden.) De minimale diameter van de spiraal is afhankelijk van de AGV's, zowel in motorvermogen als van de minimaal benodigde draaicirkel.

Hellingspercentage	Lengte hellingbaan [m]	Diameter spiraal [m]
2	550	78
3	367	52
4	275	39
5	220	32
10	110	16

Indien meerdere ligplaatsen achter elkaar gewenst zijn, wordt de afstand tussen de ligplaatsen bij kleine hellingspercentages erg groot. Bij een hellingspercentage van 2% is deze afstand ongeveer 200 m. Bij een hellingspercentage van 5% is dit ongeveer 100 m. De in- en uitgangen van de spiralen liggen erg dicht naast elkaar, zodat hier door de hoge AGV-intensiteit en kruisende verkeersstromen congestie-problemen verwacht kunnen worden.

### Rechte hellingbanen

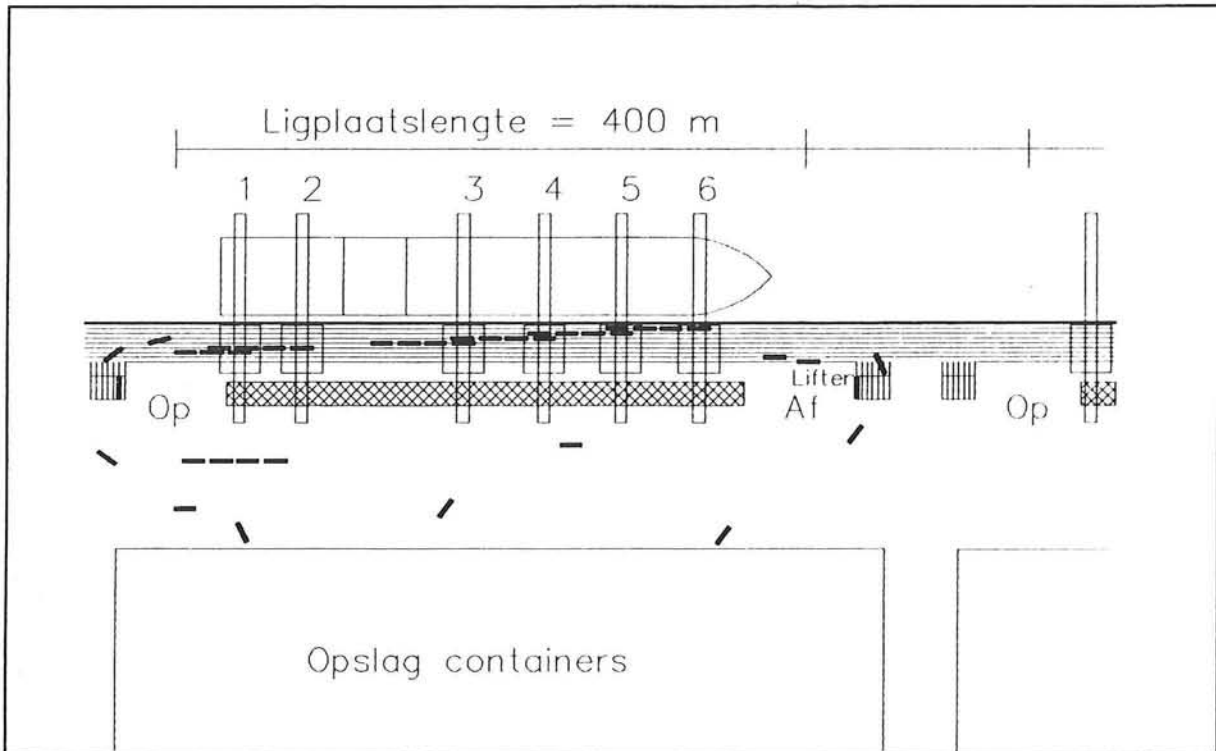
De hellingbanen worden achter de laatste kraan zo snel mogelijk teruggeklapt om ruimte te winnen. In de getekende oplossing, afbeelding 5.25, hebben de banen een hellingspercentage van ongeveer 5%. Indien dit percentage kleiner wordt, worden de hellingbanen langer. De banen kunnen dan achter elkaar worden aangelegd. Opgemerkt wordt, dat bij deze variant de afstand tussen de ligplaatsen van de containerschepen onafhankelijk is van het hellingspercentage van de hellingbanen. Deze afstand kan worden teruggebracht tot ongeveer 40 m.



Afbeelding 5.25

#### 5.11.1.5 Liftachtige constructies

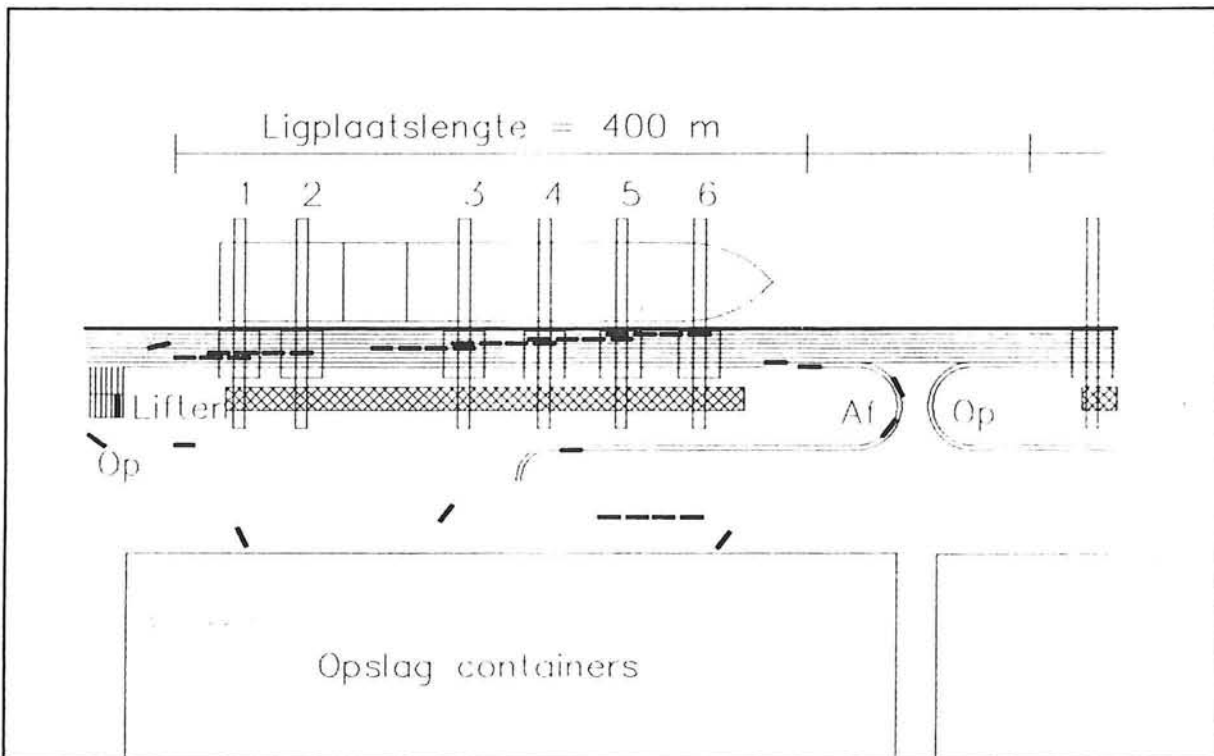
Een liftconstructie heeft als voordeel dat de AGV's geen extra afstand hoeven af te leggen om het hoogteverschil te overbruggen. Aangezien de liftcapaciteit beperkt is, wordt er van uitgegaan dat iedere baan een eigen lift heeft. Zie afbeelding 5.26. Nadeel van een liftstelsel is dat de lift een nuttige slag heeft (de AGV wordt omhoog getransporteerd) en een niet nuttige slag (de lift gaat leeg terug). Verder kunnen er problemen ontstaan bij de in- en uitrijpunten op maaiveldniveau, als daar de AGV-stromen elkaar kruisen. Daarnaast zijn liften storingsgevoelig, zodat er één of meerdere liften in reserve moeten worden gehouden.



Afbeelding 5.26

#### 5.11.1.6 Gemengde constructies

Het voordeel van gemengde constructie is, dat hier het beste verticale transportsysteem gekozen kan worden. In afbeelding 5.27 is voor de opgaande stroom gekozen voor een liftconstructie. Deze lift heeft als voordeel, dat de AGV's niet zelf omhoog hoeven te rijden, omdat dat traag gaat. Voor het afrijden van het platform is gekozen voor een hellingbaan, omdat dit minder problemen geeft voor de AGV's.



Afbeelding 5.27

#### 5.11.1.7 Andere constructies

Hierbij moet men denken aan constructies, die een kruising zijn van een hellingbaan en een lift. Een goed voorbeeld van een dergelijke constructie is het omhoog brengen van de AGV's over een tandradbaan. Op een zeer steile baan is een rond draaiende ketting aangebracht. De AGV's kunnen nu aankoppelen aan deze ketting en worden omhoog getrokken. Dit systeem is te vergelijken met het wagentje, dat op een achtbaan omhoog wordt getrokken. Dit is een continu systeem, zodat er in vergelijking met de liften meer containers per tijdseenheid vervoerd kunnen worden. Hellingpercentages tot ongeveer 30% à 35% zijn zo mogelijk. De lading in de containers moet echter goed vastgebonden worden om omvallen te voorkomen. Gewoonlijk is dit wel het geval met het oog op een woelige zeereis. Ook de container moet plaatsvast op de AGV staan. Dit kan gebeuren op overeenkomstige wijze als op de schepen gebeurt met de containers die op dek staan.

Een ander voorbeeld is een Pater Noster-lift. Deze constructie kan het beste beschreven worden als een rondgaande lift met een aantal liftkooien. Het voordeel van deze constructie is dat er in dezelfde beweging zowel transport omhoog als transport omlaag plaats heeft.



#### 5.11.1.8 Aanleg van extra op- en afritpunten

Uit paragraaf 5.5 blijkt dat hellingbanen veel ruimte nodig hebben om het hoogte verschil te overbruggen. Deze ruimte is niet aanwezig aan de voor en achterzijde van het platform. Alleen liften komen dan in aanmerking voor deze punten. De AGV's dienen aan de voorzijde eerst de civiele baan te kruisen voordat zij bij een lift komen. Het is echter niet de bedoeling dat de AGV's op de civiele baan komen, zodat deze liften onbereikbaar zijn. Het blijkt dus niet haalbaar om meer op- en afrijpunten langs het platform te plaatsen.

#### 5.11.1.9 Conclusie

Het beste systeem is het gecombineerde systeem met liften en hellingbanen. Doordat er veel ruimte is tussen de op- en afrijpunten, zal er weinig kans op congestie zijn door kruisende verkeersstromen. Door de inzet van voldoende liften zal de wachttijd voor de AGV's voor de liften klein zijn. Verder blijkt het moeilijk te zijn, op- en afritten halverwege de ligplaats te maken zonder dat de AGV-stromen teveel gestoord worden. Alleen aan het begin en einde van de ligplaats van het maatgevende schip worden op- en afrijpunten geplaatst.

#### 5.11.2 Nadere uitwerking liften en hellingbanen alternatief 4

##### 5.11.2.1 Liften

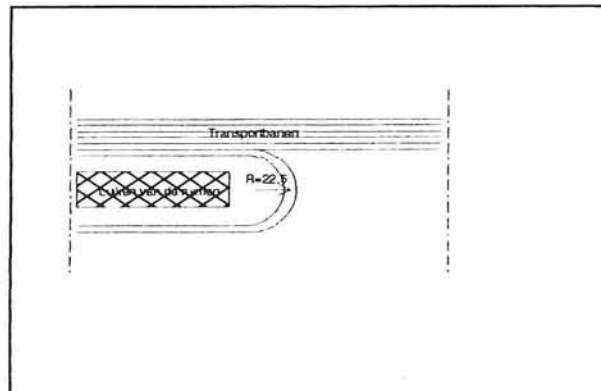
De ontwerpcapaciteit van een kraan is ongeveer 50 containers per uur. Dit betekent dat iedere 1,2 minuten een AGV nodig is voor die kraan. De liften worden alleen gebruikt om de AGV's omhoog te transporteren. Indien er gebruik wordt gemaakt van één lift per kraan, dan moet die lift in 72 seconden de volgende cyclus doorlopen:

- Inrijden AGV op liftplatform. Tijdsduur geschat op 10 seconden.
- 11 m. verplaatsen met AGV. (heffen) Tijdsduur geschat op 30 seconden
- Uitrijden AGV van platform. Tijdsduur geschat op 10 seconden.
- 11 m. verplaatsen zonder AGV. (dalen) Tijdsduur geschat op 22 seconden

Navraag bij de faculteit werktuigbouw TUD leerde, dat een dergelijke cyclus erg snel, maar waarschijnlijk wel realiseerbaar is .

### 5.11.2.2 Hellingsbanen

De hellingsbanen zijn alleen bestemd voor AGV's die van het platform af gaan. De helling van deze banen kan dan wat groter zijn. Indien wordt uitgegaan van een hellingspercentage van 10%, is de bijbehorende lengte van de baan 110 m. De hellingsbaan draait met een boogstraal van 22,5 m van het platform af. Zie nevenstaande tekening.

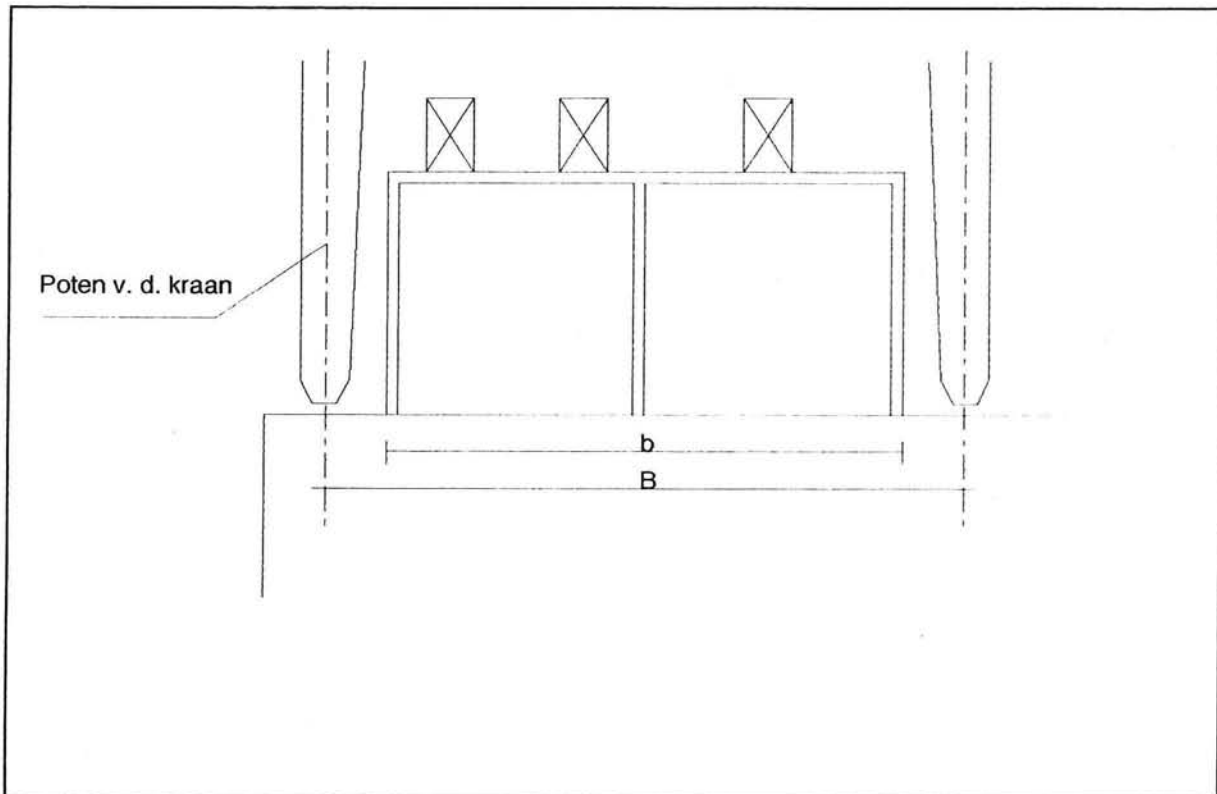


Afbeelding 5.28

### 5.11.2.3 Doorsneden

Uit het Incomaas onderzoek " Zee en kustvaart " blijkt dat het mogelijk is de huidige kranen te versmallen, in lengte richting van de kade, zonder dat de stabiliteit van de kraan in gevaar komt. Dit heeft een aantal voordelen:

- De kranen hoeven nu niet op het platform, waar ook de AGV's rijden, te rijden. Het platform kan nu als het ware tussen de poten van de kraan gebouwd worden. In afbeelding 5.29 is dit weergegeven.



Afbeelding 5.29

- De kranen kunnen gefundeerd worden op conventionele manieren, waardoor bestaande kaden eenvoudig aangepast kunnen worden.
- Het platform kan in verhouding vrij licht worden uitgevoerd.

Indien voor één AGV een rijbaanbreedte van 3,5 m wordt aangehouden, is een platform breedte  $b$  van 28 m noodzakelijk als er 8 rijbanen nodig zijn. In hoofdstuk 2, paragraaf 7 is aangegeven dat de breedte  $B$  tegenwoordig 35 m is. In bovenstaande tekening blijkt echter dat de kraan niet vrij langs de gehele kade kan rijden. Indien dit wel geëist wordt, moet aan een oplossing gedacht worden met een gedeeltelijk verhoogde kraanbaan.

Gezien het feit dat de bezettingsgraad van de kaden in Rotterdam tussen de 30% à 40% ligt, is het niet nodig dat de kranen langs de gehele kade inzetbaar zijn.

#### 5.11.2.4 Conclusie en uiteindelijke ontwerp alternatief 4

Het ontwerp met liften voor de opgaande AGV-stroom en een hellingsbaan voor de dalende AGV-stroom heeft de beste kansen. De achterste kraanpoten rijden over rails die op maaiveldniveau gefundeerd zijn. Er wordt echter zo niet voldaan aan de eis dat de gehele kade met de kranen bereikbaar moet zijn. De

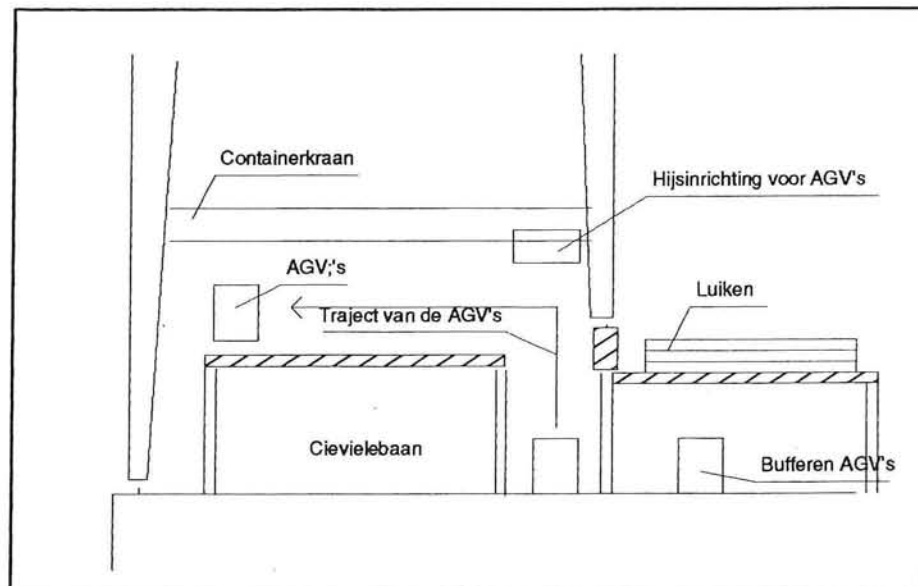
verwachting is dat dit minder erg is dan het lijkt, omdat de bezettingsgraad van de kades niet erg hoog is. Daarnaast is de noodzaak om kranen te verplaatsen naar een andere ligplaats minimaal, omdat de ligplaatsen geen extra kranen kunnen gebruiken. Deze extra kranen kunnen toch niet worden ingezet. Verder wordt niet voldaan aan het uitgangspunt dat de AGV's op meerdere punten kunnen in- en uitbreken op de AGV-stroom langs de kade. Indien de aan- en afvoercapaciteit van de liften en hellingsbanen voldoende is, zal dit geen problemen geven. Nadeel van dit alternatief is dat de rijafstanden voor de AGV's lang zijn. Hierdoor zijn extra AGV's nodig, zodat het totale aantal AGV's groeit. Dit heeft weer negatieve gevolgen voor de bestuurbaarheid van de AGV-stromen, waardoor de buffervoorraad van AGV's onder de kranen moet toenemen, om onregelmatigheden in de aanvoer van AGV's op te vangen. De conclusie is dat het ontwerp nog niet optimaal is.

### 5.11.3 Uitwerking alternatief 5

Bij Alternatief 5 is het voordeel dat de benodigde AGV's door de kranen zelf opgetakeld worden. Het hele systeem van aanrijbanen en afrijbanen en bijbehorende problemen kan vermeden worden indien hiervan gebruik wordt gemaakt. Ook de afstand die de AGV's moeten afleggen wordt verminderd. Dit heeft uiteindelijk een constantere toevoer van AGV's onder de kranen tot gevolg. Probleem is dat de technieken die hiervoor benodigd zijn, nog niet voldoende ontwikkeld zijn. Om inzicht te geven hoe het een en ander zou kunnen werken volgt een beschrijving van de diverse mogelijkheden in de volgende paragraaf.

#### 5.11.3.1 AGV transport evenwijdig aan de kade

Het belangrijkste punt dat ontwikkeld moet worden zijn de AGV's die hier gebruikt worden. Zoals in afbeelding 5.30 is weergegeven moeten de AGV's in staat zijn zich zijwaarts, als een krab, te kunnen bewegen. Deze beweging wordt dan ook krabben genoemd. De huidige AGV's kunnen onder een hoek van 15 graden krabben. De hier gebruikte



Afbeelding 5.30

AGV's krabben onder een hoek van 90 graden. Het aanvoeren van AGV's gebeurt als volgt:

De AGV's komen van de stack af en verzamelen onder het platform van de luiken. Dit gebied is het buffergebied. Opgemerkt wordt dat hier meer AGV's gebufferd kunnen worden dan onder de kranen mogelijk is. Indien een kraan een AGV nodig heeft rijdt of krabt, afhankelijk van de situatie, de AGV naar de hijsinrichting voor de AGV's. De AGV wordt evenwijdig aan de kade omhoog gebracht door de hijsinrichting. Boven op het platform aangekomen verlaat de AGV al krabbend de hijsinrichting om zich naar zijn toegekende baan te begeven. Hier wordt de container afgegeven of opgehaald al naar gelang men aan het laden of lossen is. Hierna zal de AGV zich op het platform, evenwijdig langs de kade, verplaatsen naar het afrijpunt aan het einde van de ligplaats. Dit afrijpunt kan vormgegeven worden zoals ze in de voorgaande paragrafen zijn beschreven. In dit alternatief is geen plaats voor afrijbanen, zodat iedere AGV verplicht een vaste baan houdt. Het nadeel van deze situatie is dat de AGV's pas op het einde van de ligplaats samen komen op de afrijbanen, waardoor een moeilijk beheersbare en dus bestuurbare situatie ontstaat.

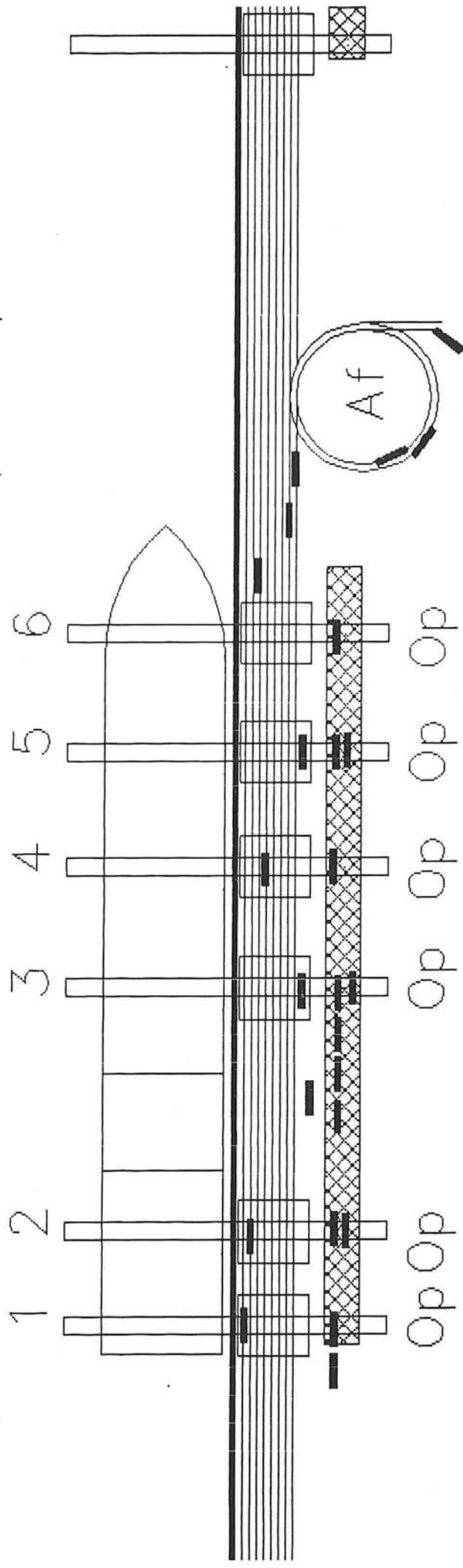
Ook in deze situatie is de rijafstand van de AGV's op het platform naar het afrijpunt een nadeel. Het is door ruimtegebrek niet mogelijk de AGV's van het laad- lospunt terug te laten krabben naar de hijsinrichting. Dit zou namelijk betekenen dat 2 AGV's achter elkaar onder de kraan komen te staan. De lengte van een AGV is 15 m, wat inhoudt dat er minimaal 30 m in de lengterichting van de kade nodig is om 2 AGV's te laten passeren. Helaas is de breedte van de kraan maar 27 meter en in de versmalde versie maar 23,3 meter zodat er geen ruimte is voor twee hijsinrichtingen voor AGV's.

Het met dezelfde hijsinrichting terug transporteren kost waarschijnlijk teveel tijd. Het is verstandiger de hijsinrichting alleen voor opgaand transport te gebruiken gezien de tijd die nodig is voor het transporteren van de AGV's over 11 m hoogte. Zie hiervoor paragraaf 5.11.2.1 voor enkele richttijden.

Deze oplossing is te vergelijken met de in gebruik zijnde tweekatskranen op de ECT terminals. Het hier beschreven systeem heeft echter een aantal voordelen die de twee katskranen niet hebben. Een tweekatskraan heeft op de hoogte van het platform een plateau dat vast zit aan de kraan. Over dit plateau rijdt een wagen heen en weer van de voorzijde van de kraan naar een laad- en lospunt ergens halverwege op het plateau. Dit laad- en lospunt verzorgt het transport tussen het plateau en de AGV's die op de kade staan. Probleem bij dit systeem is de moeilijke synchronisatie van de bewegingen van de twee kranen en de wagen die tussen de kranen heen en weer rijdt.

Het nu voorgestelde systeem kent deze synchronisatie problemen niet omdat de AGV zelf het transport verzorgen en dus losgekoppeld is van de kraancycclus. De AGV hoeft niet meer terug naar de kraan, maar rijdt over het platform weg, wat een verkorting van de cyclustijd kan opleveren in vergelijking met de huidige tweekatskranen.

Ligplaatslengte = 400 m Variabel



Opslag containers

## 6 Afweging alternatieven

De hier beschreven alternatieven moeten beoordeeld worden op de in hoofdstuk 4 en 5 opgestelde eisen. De beste manier waarop dit kan gebeuren is via simulaties. Problemen met de aan en afvoer van containers komen op die manier duidelijk tot uitdrukking. De huidige simulaties worden via computermodellen uitgevoerd. Een aantal van deze modellen zijn:

- GMTS, General Marine Terminal Simulation, in gebruik bij o.a. Jordan Woodman Dobson, Oakland Cannada.
- Kombisim, in gebruik bij Donier, Friedrichshafen.
- Scusy, Simulation of Container Unit handling SYstems, in gebruik bij het institute of shipping economics, Bremen.
- Torcmod, in gebruik bij o.a. TUD, Transporttechnologie.

Waarschijnlijk is het niet mogelijk de beschreven situatie met bestaande programmatuur te modelleren. Dit komt omdat de transportlagen van AGV's op twee niveau's liggen. Het ontwikkelen van aangepaste programmatuur, die het modelleren van deze situatie mogelijk maakt, valt buiten deze studie.





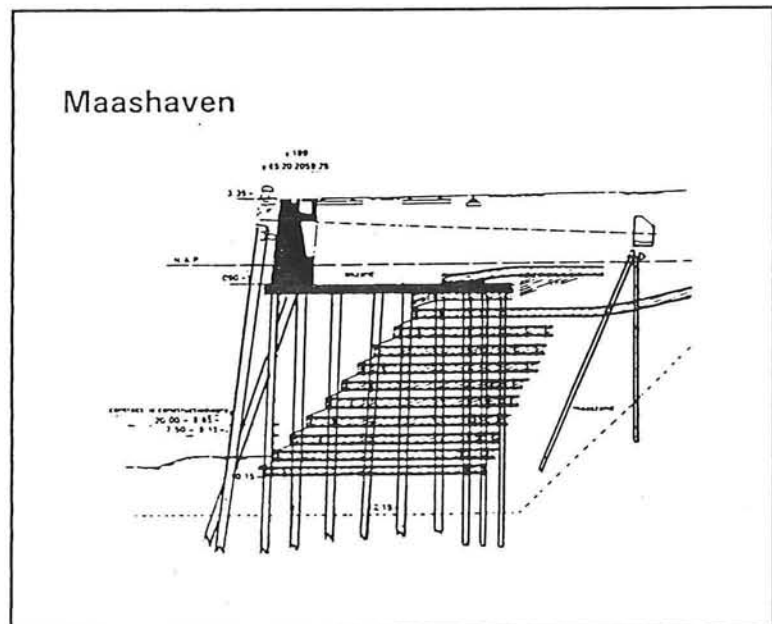
**Deel 2**  
**Ontwerp kademuur**







In 1905 is de Maashaven aangelegd. De kadeconstructie die hiervoor gemaakt is, is hiernaast weergegeven. De fundering bestaat uit houten palen waarop een houten vloer is aangebracht. Hierop is weer een betonnen wand geplaatst. Opvallend is dat de horizontale vloer indirect ook de belasting van een aantal op staal gefundeerde spoor- en kraanrail's moet dragen. De in de tekening getekende verankeringsconstructie is later aangebracht i.v.m. te grote verplaatsingen van de kademuur [1]. De verdeling van de functies is als volgt:

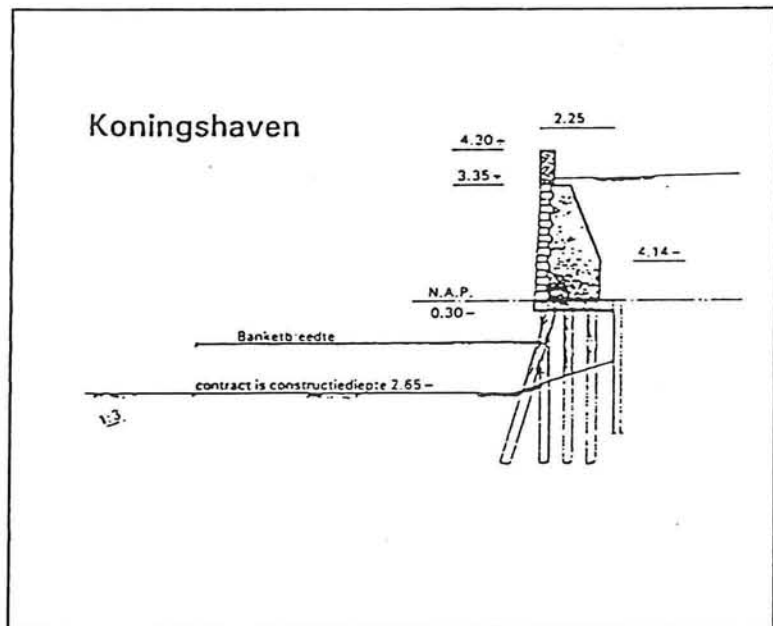


Afbeelding 8.3

- **Grond en water keren:** Bovenbouw: Door de betonnen muur en houten funderingsplaat. Een verankering beperkt de vervormingen.  
Onderbouw: Door de gelaagde constructie. De werking hiervan is te vergelijken met de strippen van het terre-armee principe. Alleen de grond wordt gekeerd.
- **Afdragen kraanlasten:** Bovenbouw: Geen directe afdracht door constructie, de grondaanvulling achter de wand zorgt voor de spreiding.  
Onderbouw: De houten palen zorgen voor een verdere afdracht naar de ondergrond.
- **Afdragen scheepsbelastingen:** Voor de kademuur zijn palen geheid die de scheepsstoten en troskrachten moeten opnemen.
- **Afdragen verkeersbelastingen:** Bovenbouw: De belastingen worden gespreid via het grondlichaam en de houtenvloer.  
Onderbouw: De inmiddels verdeelde belastingen worden door de houten palen opgenomen.

- Afdragen containerbelastingen: Zie afdragen verkeersbelastingen.
- Verdelen van de krachten over een grotere lengte: De krachten achter de muur worden verdeeld door het zandlichaam, de scheepskrachten worden verdeeld door het remmingwerk.
- Rechtheid: De rechtheid wordt gewaarborgd door het feit dat de gehele muur in situ wordt gebouwd.
- Aanlegmogelijkheden: Het remmingwerk geeft een vlakke wand en is voorzien van bolders e.d. De ontgraven diepte moet voldoende zijn voor het ontwerpschip.

In 1929 is de kademuur van de Nassaukade gebouwd in de Koningshaven, zie afbeelding 8.4. Dit is in die tijd een veel voorkomende constructie geweest. De fundering bestaat uit houten palen waarop een gewichtsconstructie uit metselwerk is opgetrokken [1].



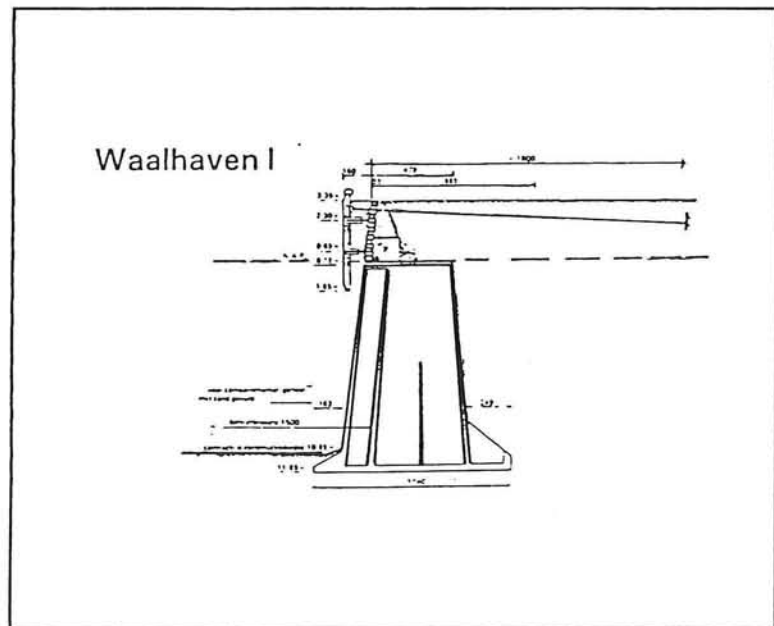
Afbeelding 8.4

De verdeling van de functies is als volgt:

- Grond en water keren: Bovenbouw: Door de stenen constructie. Onderbouw: Door de houten damwand. Alleen de grond wordt gekeerd.
- Afdragen kraanlasten: Bovenbouw: Geen directe afdracht door constructie, de grondaanvulling achter de wand zorgt voor de spreiding.

- Onderbouw: Geen directe afdracht. Eventueel een verhoging van de horizontale component van de grondspanning.
- **Afdragen scheepsbelastingen:** De scheepsbelastingen worden door de bovenbouw overgedragen aan de onderbouw die uit palen bestaat.
  - **Afdragen verkeersbelastingen:** Bovenbouw: De belastingen worden gespreid via het grondlichaam en de houten vloer. Onderbouw: De inmiddels verdeelde belastingen worden door de houten palen opgenomen.
  - **Afdragen containerbelastingen:** Zie afdragen verkeersbelastingen.
  - **Verdelen van de krachten over een grotere lengte:** De krachten achter de muur worden verdeeld door het zandlichaam, de scheepskrachten worden verdeeld door de kademuur zelf.
  - **Rechtheid:** De rechtheid wordt gewaarborgd door het feit dat de gehele muur in situ wordt gebouwd.
  - **Aanlegmogelijkheden:** De in situ vervaardigde wand is vlak en is voorzien van bolders e.d. De ontgraven diepte moet voldoende zijn voor het ontwerpschip.

In 1930 zijn in de Waalhaven voor het eerst kademuren gebouwd van gewapend beton. De Waalhaven was in die tijd de grootste gegraven haven ter wereld. De kademuur bestaat uit caissons die, na in een bouwdok gebouwd te zijn, hier afgezonken zijn. De slechte klei- en veenlagen onder de fundering van de caissons zijn weggebaggerd waarna een grondverbetering van zand aangebracht is. [1] Zie afbeelding 8.5



Afbeelding 8.5

De verdeling van de functies is als volgt:

- Grond en water keren: Bovenbouw: Door gewapendbeton en een stenen constructie.  
Onderbouw: Door de caisson van gewapend beton. Het geheel werkt als een gewichtsmuur. Om de vervormingen te verkleinen, is de bovenbouw verankerd aan een ankerschot.
- Afdragen kraanlasten: Bovenbouw: Geen directe afdracht door constructie, de grondaanvulling achter de wand zorgt voor de spreiding.  
Onderbouw: Geen directe afdracht. Eventueel een verhoging van de horizontale component van de grondspanning.
- Afdragen scheepsbelastingen: De scheepsbelastingen worden door de bovenbouw overgedragen aan de onderbouw. Door de grote breedte van het caisson aan de onderzijde, wordt deze kracht overgedragen aan de ondergrond.
- Afdragen verkeersbelastingen: Bovenbouw: De belastingen worden gespreid via het achterliggende grondlichaam.

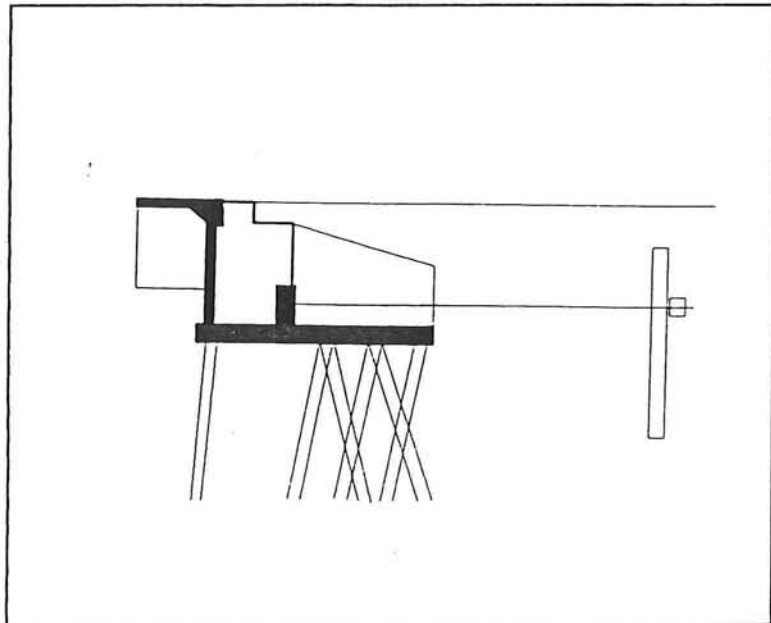




De verdeling van de functies is als volgt:

- Grond en water keren: Bovenbouw: Door een gewapend beton constructie.  
Onderbouw: Prefab betonnen planken.
- Afdragen kraanlasten: Bovenbouw: De plaat, die over de beschadigde caisson is gebouwd, neemt de kraanlasten op en voert die af naar de onderbouw.  
Onderbouw: De onderbouw (dat zijn de palen en de damwandplanken) neemt de krachten op.
- Afdragen scheepsbelastingen: De scheepsbelastingen worden door de bovenbouw overgedragen aan de onderbouw.
- Afdragen verkeersbelastingen: Bovenbouw: De betonplaat neemt de belasting op en verdeelt die over de onderbouw.  
Onderbouw: Het palenjuk en de damwandplanken dragen de belastingen over aan de ondergrond.
- Afdragen containerbelastingen: Zie afdragen verkeersbelastingen.
- Verdelen van de krachten over een grotere lengte: De krachten worden verdeeld door de betonplaat die boven op de beschadigde caisson zijn gebouwd.
- Rechtheid: De rechtheid wordt gewaarborgd door het feit dat de bovenbouw, de betonplaat in situ wordt gebouwd.
- Aanlegmogelijkheden: De fender constructie geeft een vlak waaraan afgemeerd kan worden. De ontgraven diepte moet voldoende zijn voor het ontwerpschip.

Doordat stalen damwandplanken en voorgespannen prefab-betonpalen vanaf 1965 in grote getale ter beschikking komen voor bouwconstructies, is het uiterlijk van de kademuren danig veranderd. Zo werd b.v. in 1974 nevenstaande kademuur gebouwd. De kademuur bestaat nu grof gezien uit een kokerconstructie die gebouwd is op een vloer. Deze vloer doet gewoonlijk dienst als ontlastplaat voor de damwand. De kademuur is verankerd aan een damwandscherm achter de de kademuur om grote verplaatsingen tegen te gaan. Deze kademuur is hiernaast weergegeven in figuur 8.7. [1]



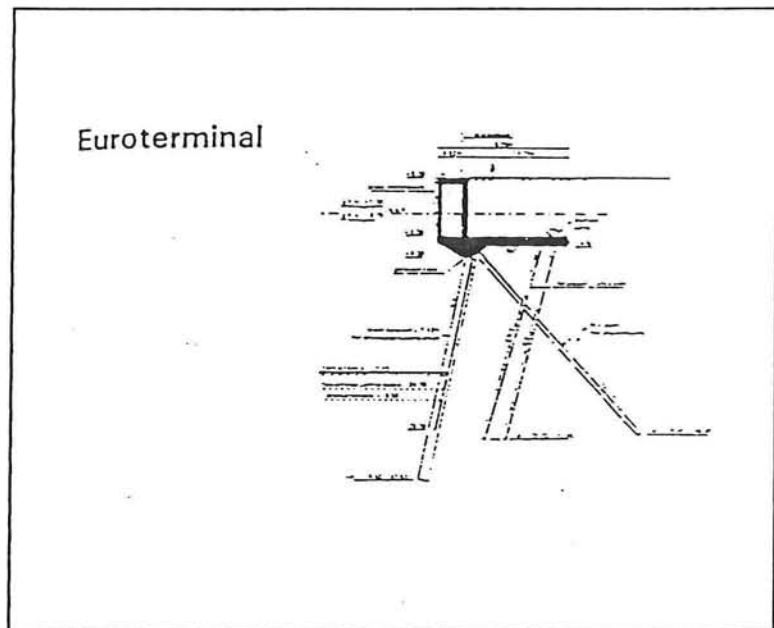
Afbeelding 8.7

De verdeling van de functies is als volgt:

- Grond en water keren: Bovenbouw: Door een gewapend beton constructie. Om de vervormingen te minimaliseren, is de bovenbouw verankerd aan een ankerschot.  
Onderbouw: stalen damwandplanken.
- Afdragen kraanlasten: Bovenbouw: De kraanlasten worden zo direct mogelijk afgevoerd naar een fundatieplaat.  
Onderbouw: De fundatieplaat verdeelt de kraanlast over diverse paaljukken en de damwand.
- Afdragen scheepsbelastingen: De scheepsbelastingen worden door de bovenbouw overgedragen aan de onderbouw.
- Afdragen verkeersbelastingen: Bovenbouw: De betonplaat neemt de belasting op en verdeelt die over de onderbouw.  
Onderbouw: Het palen juk en de damwandplanken dragen de belastingen over aan de ondergrond.

- Afdragen containerbelastingen: Zie afdragen verkeersbelastingen.
- Verdelen van de krachten over een grotere lengte: De krachten worden verdeeld door de betonplaat.
- Rechtheid: De rechtheid wordt gewaarborgd door het feit dat de bovenbouw, de betonplaat in situ wordt gebouwd.
- Aanlegmogelijkheden: De fender constructie geeft een vlak waaraan afgemeerd kan worden. De ontgraven diepte moet voldoende zijn voor het ontwerpschip.

In 1975 wordt de stalen damwand vervangen door een combiwall. Deze combiwall kan een veel groter moment opnemen dan een muur die opgebouwd is uit alleen damwandplanken. Ook wordt het gebruik van M.V.-palen (Muller-Verfahren) ingevoerd. Een M.V.-paal is een in de grond aangebracht H-profiel, dat voorzien is van groutleidingen. Terwijl de paal in de grond wordt geheid, wordt rondom het laatste einde van het H-profiel grout geïnjecteerd. De M.V.-paal kan dan (grote) trekkrachten opnemen. De m.v.-paal vervangt dan de traditionele trekpaal. Verder hebben deze kademuuren een scharnierconstructie als oplegging van de betonvloer op de buispalen. Door-dat deze constructie excentrisch is, wordt het moment in de combiwall gereduceerd. In bovenstaande figuur is de kademuur weergegeven die in 1989 voor de Euroterminal op de Europoort is gebouwd. [1]



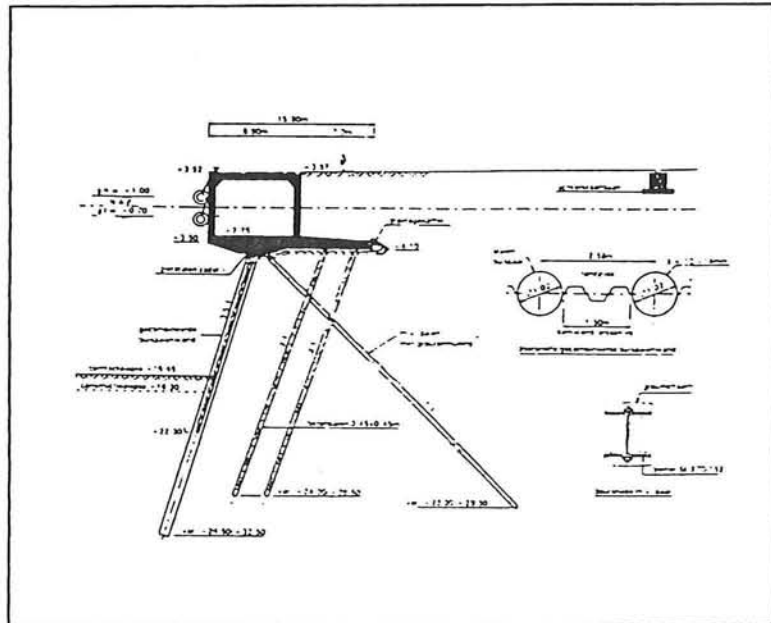
Afbeelding 8.8

De verdeling van de functies is als volgt:

- Grond en water keren: Bovenbouw: Door een gewapend beton constructie. Om de vervormingen te minimalise-

- ren, is de bovenbouw verankerd m.b.v. M.V. Palen  
Onderbouw: Combiwand.
- **Afdragen kraanlasten:** Bovenbouw: De kraanlasten worden zo direct mogelijk afgevoerd naar een fundatieplaat.  
Onderbouw: De fundatieplaat verdeelt de kraanlast over diverse paaljukken en de combiwand.
  - **Afdragen scheepsbelastingen:** De scheepsbelastingen worden door de bovenbouw overgedragen aan de onderbouw.
  - **Afdragen verkeersbelastingen:** Bovenbouw: De betonplaat neemt de belasting op en verdeelt die over de onderbouw.  
Onderbouw: Het palenjuk en de damwandplanken dragen de belastingen over aan de ondergrond.
  - **Afdragen containerbelastingen:** Omdat dit bij moderne terminals een grote belasting kan zijn, is er een ontlastvloer aangebracht die de horizontale gronddrukken op de combiwand vermindert. De bovenliggende belasting wordt via de palen en de combiwand verder afgedragen aan de ondergrond.
  - **Verdelen van de krachten over een grotere lengte:** De krachten worden verdeeld door de betonnen kokerconstructie.
  - **Rechtheid:** De rechtheid wordt gewaarborgd door het feit dat de bovenbouw, de betonnen kokerconstructie in situ wordt gebouwd.
  - **Aanlegmogelijkheden:** De fender constructie geeft een vlak waaraan afgemeerd kan worden. De ontgraven diepte moet voldoende zijn voor het ontwerpschip.

De kademuur voor de containerterminal van ECT/Sea-land volgt in grote lijnen het hierboven beproefde concept. Nieuwe elementen in dit ontwerp zijn de schuinere stand van de combiwand en de minder diepe aanleg van de ontlastingsplaat. Door de combiwall zo schuin mogelijk te zetten wordt een reductie verkregen in de horizontale gronddrukken. De combiwall ontlast zich als het ware zelf. Verder bleek uit optimaliserings-berekeningen dat de ontlastingsplaat economischer was indien deze minder diep werd aangelegd. In het bovenstaand figuur is de kademuur voor de ECT/Sea-land terminal weergegeven. [1]



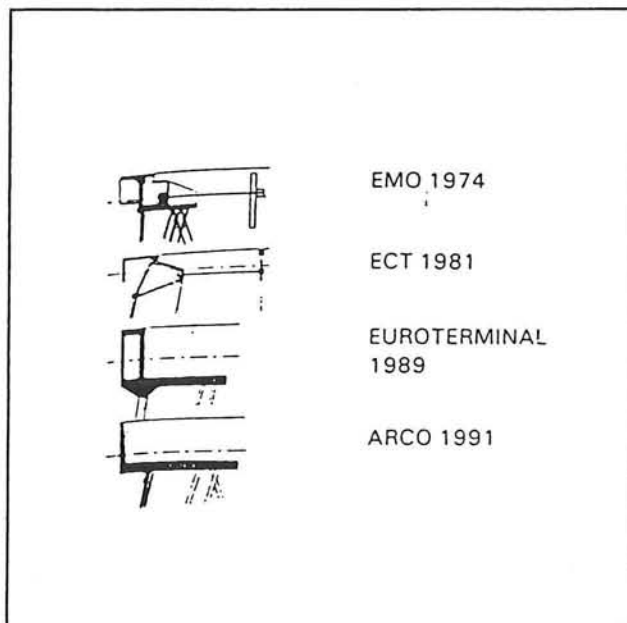
Afbeelding 8.9

De verdeling van de functies komt overeen met de vorige kademuur.

Globaal gezien kan men de laatste jaren vaststellen, dat de vormen van de kademuren in Rotterdam rechter en simpeler worden. Dit kan verklaard worden door de toename van de loonkosten. In onderstaande tabel is weergegeven hoe het materiaalverbruik t.o.v. de bekistingskosten en manuren zich ontwikkeld heeft. Het zal duidelijk zijn dat er een steeds minder economisch materiaalgebruik is. [1] [21]

	bekisting/beton m <sup>3</sup> /m	manuren/bekisting mu/m	manuren/bekisting mu/m	manuren/beton mu/m
EMO '74	100	100	100	100
ECT '81	75	65	50	45
Euroterminal '89	35	50	20	30
Arco 1991	25	40	10	25

In nevenstaande tekeningen zijn de verschillende vormen van de kademuuren weergegeven. De richtprijs van een moderne kademuur (b.v. ECT) is ongeveer f 45000,-- per meter.



Afbeelding 8.10

### 8.3 Overzicht diverse mogelijke kademuren

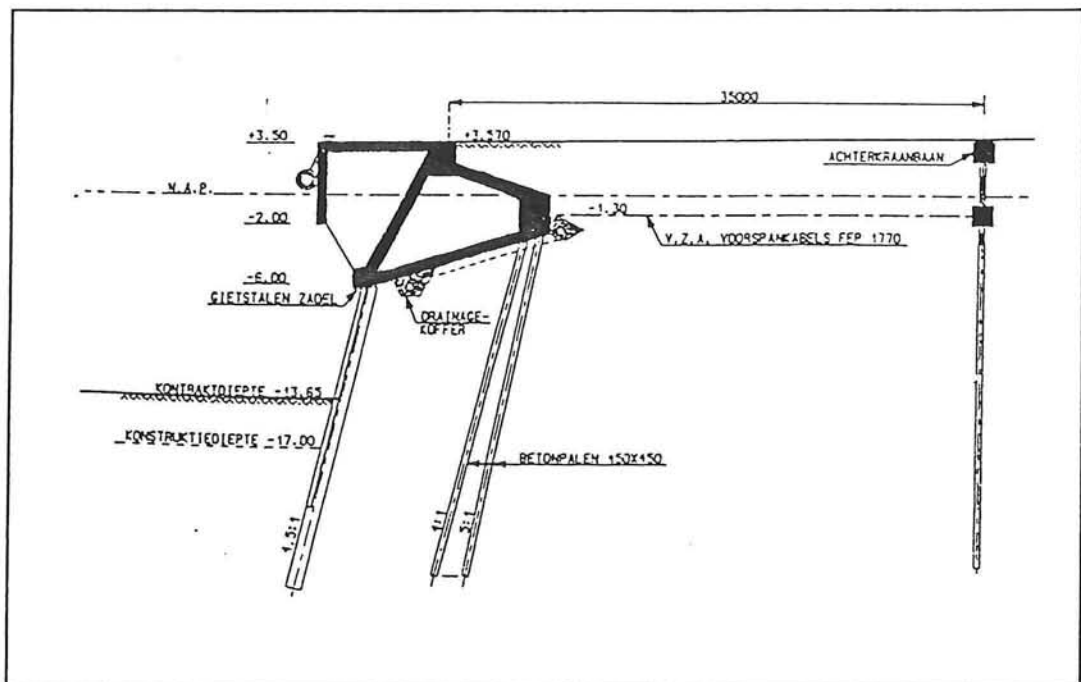
Om inzicht te krijgen in de diverse mogelijkheden voor kadeconstructies, worden hier een aantal kademuren besproken. Globaal gezien kan men de kademuurconstructies onderverdelen in een aantal typen:

- Kademuren op palen.
- Gewichtsmuren.
- Overbouwd talud.
- Verankerde (dam)wanden.

#### 8.3.1 Kademuren op palen

Delta 1 te Rotterdam

De Delta 1 kademuur uit 1984 is ontworpen door de dienst gemeentewerken van Rotterdam, Ingenieursbureau Havenenwerken Rotterdam. In onderstaande tekening is de dwarsdoorsnede van de Delta 1 kademuur weergegeven. [23]



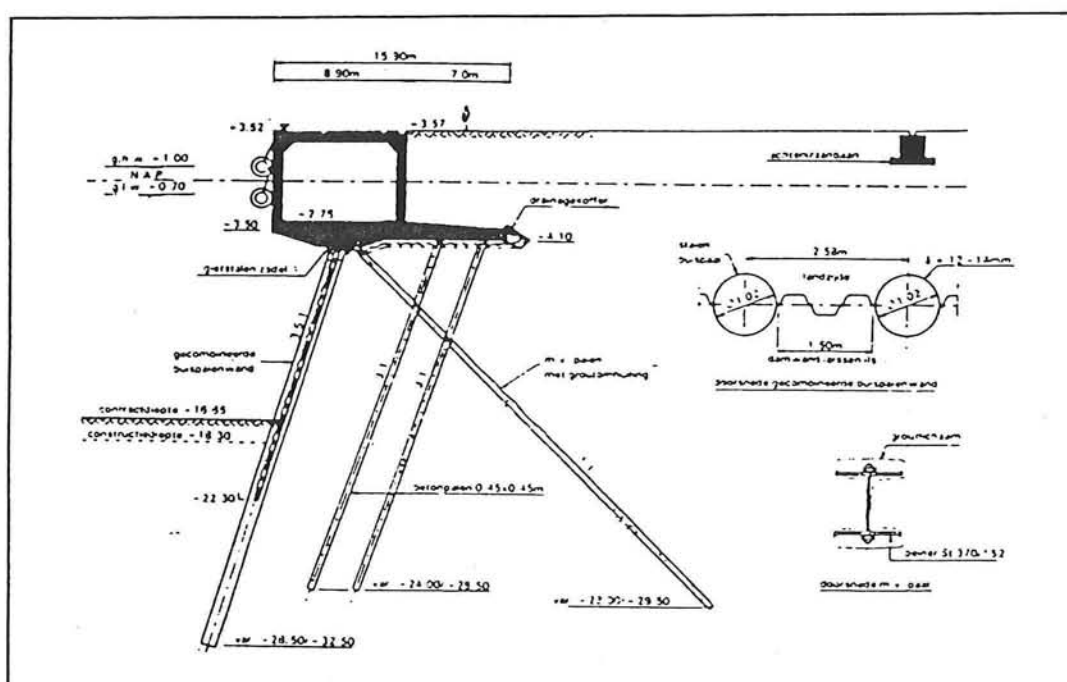
Afbeelding 8.11

Bij dit ontwerp is gebruik gemaakt van een kabelverankering. Een dergelijke constructie met stalen damwand is relatief eenvoudig en licht. Indien de staalprijs laag is, zal dit een redelijk goedkope constructie zijn. Het gebruik van een damwand heeft als nadeel dat er grote vervormingen ontstaan. Deze vervormingen kunnen gedeeltelijk worden tegengegaan door gebruik te maken van ankers. Deze vervormingen kunnen worden verminderd door de horizontale



gronddruk te verminderen. Dit kan gebeuren door het aanbrengen van een ontlastvloer. Deze vloer is toegepast in de Delta 2 kademuur te Rotterdam.

De Delta 2 kademuur uit 1992 is een doorontwikkeling van de Delta 1 kademuur. In afbeelding 8.12 is deze constructie weergegeven. [23]



Afbeelding 8.12

In deze constructie zijn een aantal nieuwe ideeën toegepast. Bij de Delta 2 kademuur is verankering uitgevoerd m.b.v. M.V.-palen. In vroegere ontwerpen werd alleen gebruik gemaakt van schoordruk- en schoortrekpalen. Dit had als nadeel dat er gewelfwerking van de achterliggende grond optrad. De palen in het dichte palenplan gingen nu meer kracht opnemen dan waar ze op gedimensioneerd waren, waardoor er te grote vervormingen optraden. Door toepassing van M.V.-palen kan het palenplan lichter worden uitgevoerd, waardoor de gewelfwerking ook vermindert. Verder wordt de scheefstand van de damwand verhoogd, waardoor deze zichzelf gaat ontlasten.

Een belangrijk aspect in de kosten van een kadeconstructie is de diepte van de aanleg van de ontlastplaat. Hierin kan een optimum berekend worden m.b.t. staalkosten / betonkosten.

In totaal kunnen de volgende voor- en nadelen beschouwd worden:

Voordelen:

- Voldoende incasseringsvermogen bij aanvaringen.
- Hoge kraan- en bovenbelastingen zijn goed af te dragen.
- Weinig zakkingen indien er een goede fundering is ontworpen.
- Kostenoptimalisatie van grond-, beton- en staalwerken.

Nadelen:

- Gevaar voor uit het slot lopen van damwandplanken.
- Het heien van grote elementen kan moeilijk zijn.
- Corrosie damwand.
- Bij een te dicht palenveld gevaar voor zettingen.

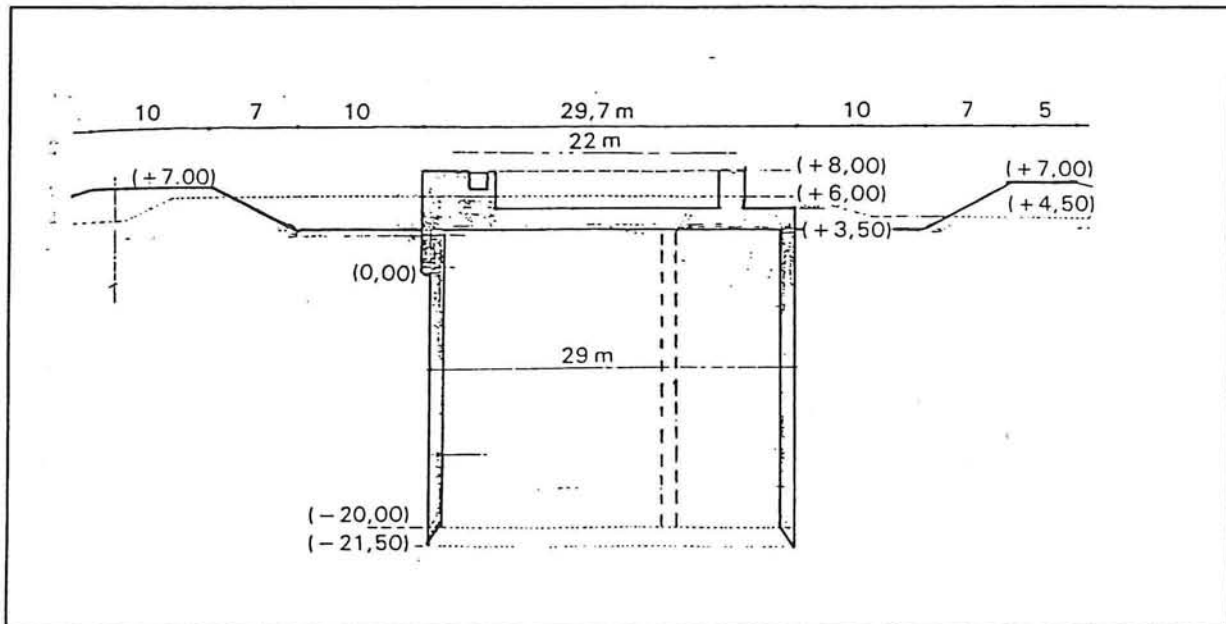
### 8.3.2 Gewichtsmuren

Er zijn in de categorie gewichtsmuren diverse mogelijkheden:

- Caisson-muur.
- Cellendamwand.
- Massieve muur (blokkenmuur)
- Terre armée.
- Op staal gefundeerde L-muur.

#### 8.3.2.1 Putcaisson-muur, FTC.

Te Zeebrugge in België is volgens een putcaissonprincipe een kadeconstructie vervaardigd. [24] Om budgettaire redenen is de constructie in den droge gebouwd. De eerste stap is het opspuiten van een landtong, die voorzien wordt van tijdelijke beschermingsdijken. De caissons worden ter plaatse gebouwd. De buitendiameter is 29 m en de wand heeft een dikte van 0,75 m. Aan de onderzijde van de ring bevindt zich een stalen mes. Dit mes vergemakkelijkt het ingraven van de constructie. Opmerkelijk is, dat het ingraven en opbouwen van de constructie tegelijkertijd gebeurt. Om het zakproces te bespoedigen is er een bentonietlaag achter het mes toegepast om de wrijving te verminderen. De bouw en het ingraven van de caissons gebeurt om en om, om ongelijke beïnvloeding te voorkomen. Tussen de caissons is 2 meter ruimte. Deze wordt opgevuld met een afdichtingswand, die aansluit op de caissonringen. Deze worden gebouwd m.b.v. geprefabriceerde betonplaten die op elkaar afgestempeld worden. Tussen deze wanden wordt de grond in den droge ontgraven. De caissons hebben t.p.v. deze muur stekkenbakken zodat de muur verankerd kan worden aan de caisson. In onderstaande tekening is een dwarsdoorsnede van het geheel gegeven.



Afbeelding 8.13

In Nederland is het gebruikelijk caissons in een bouwdok te bouwen, over het water te transporteren en op de bouwplaats af te zinken. De elementen worden daarna gevuld met zand of een ander materiaal.

Voordelen:

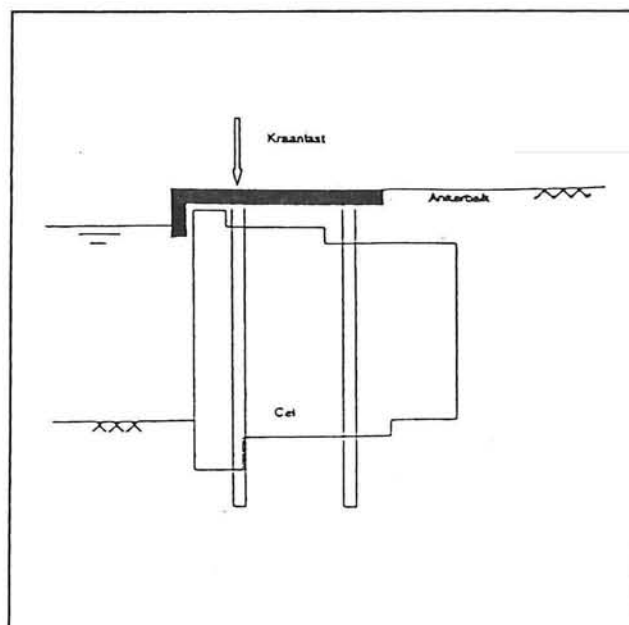
- Sterke constructie.
- Beperkte eisen aan draagkrachtige laag ondergrond.
- Betrouwbaar.
- Verdieping van haven achteraf mogelijk.
- Korte bouwtijd

Nadelen:

- Bouwdok noodzakelijk.
- Het caisson moet drijvend naar de afzinkplaats gebracht worden.
- Bij grote diepten zijn de kosten van het grondwerk hoog.
- De draagkrachtige laag mag niet te diep zitten.

### 8.3.2.2 Cellendamwand

Een cellendamwand bestaat uit een aantal damwandplanken die samengesteld worden tot cellen. Deze cellen kunnen zowel cirkel- als ovaalvormig zijn. De cellen worden met grond gevuld, zodat het geheel als een massieve muur werkt. De damwandplanken worden in principe alleen op trek belast, zodat er hiervoor speciale planken zijn ontwikkeld die niet het bekende golfprofiel hebben. In afbeelding 8.14 is een cellendamwand getekend. Opvallend aan dit ontwerp is dat de kraan en het dek op palen zijn gefundeerd. Dit is gedaan omdat de cellenwand bij het vrijbaggeren een grote vervorming kan ondergaan. De uitvoering kan zowel in den droge als in den natte gebeuren. [21]



Afbeelding 8.14

Voordelen:

- De bouw van de cellenwand vereist weinig materieel.
- De cellenwand kan vanaf het maaiveld gebouwd worden.
- Grote diepten zijn bereikbaar.

Nadelen:

- De wand is erg gevoelig voor aanvaringen. Een gat in de wand heeft het leeglopen van de wand tot gevolg waardoor de stabiliteit in gevaar kan komen.
- Uitvoeringsgevoelig door moeilijke heikbaarheid van de planken op grotere diepten.
- Gevaar voor uit het slot lopen van de planken.
- Corrosiegevaar.
- Extra fundering voor de bovenbouw.

### 8.3.2.3 Massieve muur (Blokkenmuur)

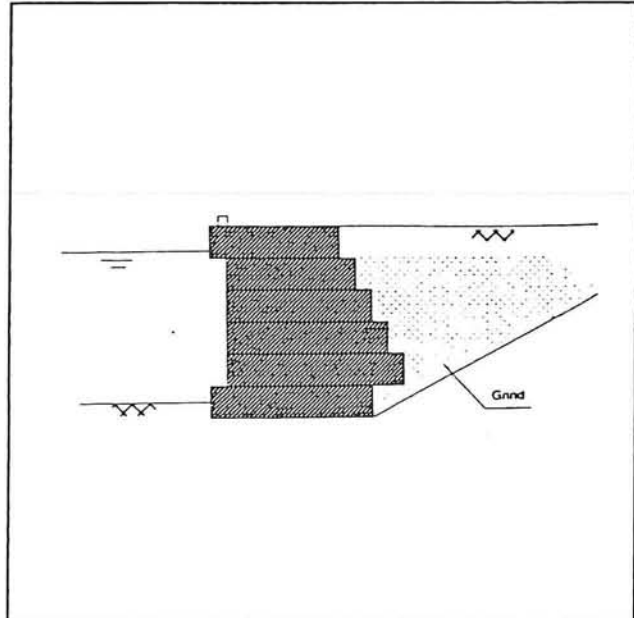
De blokkenmuur wordt gebouwd door het stapelen van betonnen of natuurlijke blokken. De blokken krijgen een zodanige vorm dat ze in elkaar haken. Achter de blokkenmuur wordt vaak een grindaanvulling geplaatst, waardoor wateroveren onderdrukken door het getijde geen invloed hebben. Een blokkenmuur wordt in den droge in een bouwkuip gebouwd. [21]

Voordelen:

- Eenvoudige bouwwijze.
- Eenvoudig te onderhouden.
- Zowel in den drogen als in den natten te bouwen.

Nadelen:

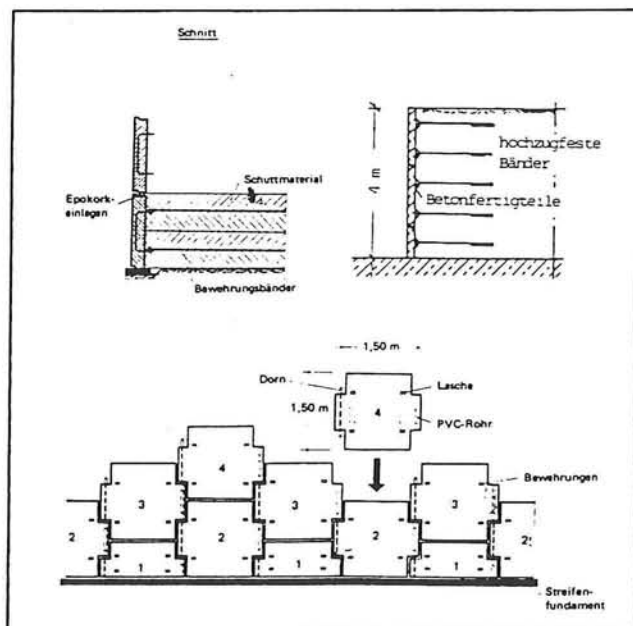
- Hoge bouwkosten.
- Goede grondslag is noodzakelijk op fundatieniveau.
- Veel grondwerk.



Afbeelding 8.15

### 8.3.2.4 Terre armée

Een Terre armée muur is een keer muur die uit prefab panelen en strippen wordt opgebouwd. De panelen zijn verankerd aan de strippen, die laag voor laag worden aangebracht. Elk paneel heeft 4 tot 8 ankerstrippen. Een Terre armée muur wordt gewoonlijk in den droge gebouwd, maar kan ook in den natten worden gebouwd. De wand wordt gefundeerd op een betonnen funderingsstrook. Door het gebruik van strippen zal de hoek van inwendige wrijving wat toenemen, zodat de horizontale gronddrukken wat afnemen. Hierdoor is een lichtere constructie mogelijk. Indien zware puntlasten als b.v. kranen op het maaiveld werken, kunnen de schuif-



Afbeelding 8.16

spanningen tussen de strippen en de grond verstoord worden. Om dit te voorkomen zal men de bovenbouwconstructie een eigen fundering op palen geven. Deze palen zullen weer problemen geven met betrekking tot de uitvoering, omdat deze dwars door de strippen lopen. Ook de opname van scheepstoten en troskrachten geeft problemen. Om deze toch te kunnen opnemen, dient er een afmeerconstructie vóór de kademuur gebouwd te worden. [21]

Voordelen:

- Lichte constructie

Nadelen:

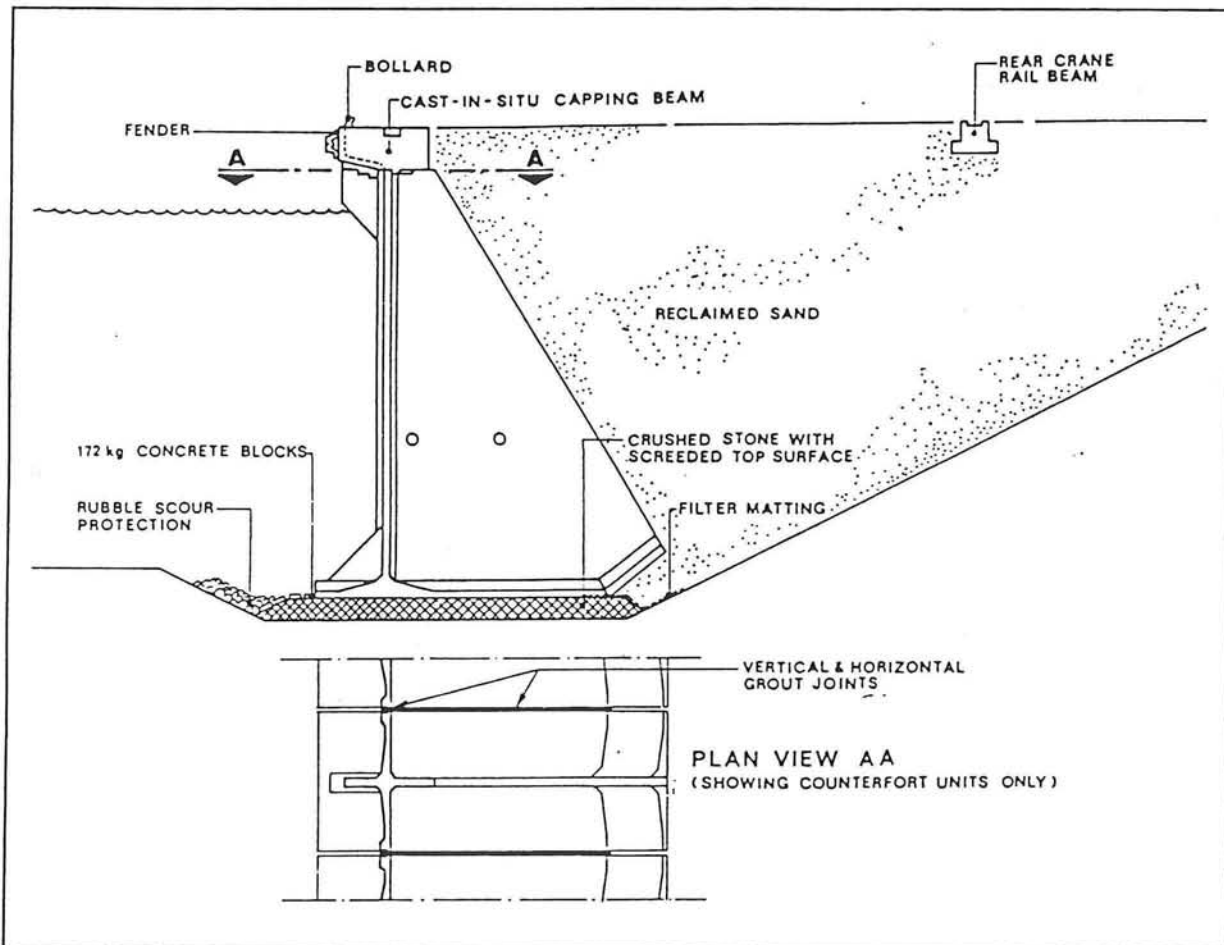
- Extra fundering indien er hoge puntlasten op het maaiveld werken.
- Extra afmeerconstructie.
- Geen grote kerende hoogten mogelijk.
- In den droge bouwen.
- Veel grondwerk
- Een goede funderingslaag nodig die niet te diep zit.

#### **8.3.2.5 Op staal gefundeerde L-muur.**

Een L-muur kan op twee manieren gebouwd worden: in situ in een bouwput, of elders in een bouwput waarna het geheel getransporteerd, afgezonken en afgebouwd wordt. In beide gevallen ontleent de L-muur zijn stabiliteit aan het gewicht van de grond die op de horizontale poot rust. [25]

Botany bay

Deze in Sidney te Australië gebouwde kademuur bestaat uit prefab-elementen, voorzien van een steunbeer. Het element wordt m.b.v. een drijvende bok geplaatst. Hierna wordt het bovendeel ter plaatse gestort. Het gewicht van één element is 3600 kN. In afbeelding 8.17 is de situatie weergegeven. [26]



Afbeelding 8.17

Opvallend is hier de opstaande rand aan het einde van de constructie. Deze oplossing verlaagt de materiaalhoeveelheden en is tevens van gunstige invloed op de stabiliteit. De kraan geeft een lijnlast van 333 kN/m aan de bovenzijde. De L-muur wordt m.b.v. een drijvende bok afgezonken. De L-muur wordt geplaatst op een grindbed. Na afzinken kan de bovenbouwconstructie vervaardigd worden. De hoogte van een element is 18,65 m.

Voordelen:

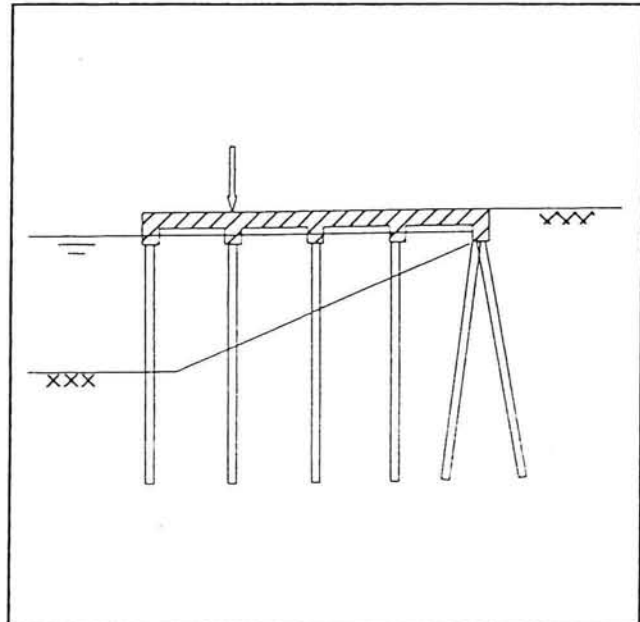
- Eenvoudig te realiseren.

Nadelen:

- Goede funderingslaag noodzakelijk.
- Veel grondwerk.

### 8.3.4 Steigerconstructie

Een overbouwd talud is een steigerconstructie die bestaat uit een betonnen plaat die op palen gefundeerd is. Om de horizontale scheepskrachten te kunnen opnemen zijn schoorpalen noodzakelijk, terwijl ook grote puntlasten een eigen fundatie nodig hebben. Indien er een grote hoogte overwonnen moet worden kost deze constructie veel ruimte. In nevenstaande tekening is een principe schets gegeven van de constructie. [21] [26]



Afbeelding 8.18

Voordelen:

- Eenvoudige constructie.
- Grondwerk beperkt.
- Geen horizontale grond-drukken.

Nadelen:

- Geen bufferwerking bij aanvaring door schepen.
- Palen zijn kwetsbaar bij aanvaringen.
- Zware lasten geven grote krachten in de palen waardoor knikgevaar ontstaat.
- Veel ruimtebeslag.
- Stabiel talud noodzakelijk.
- Onderhoud aan talud én kadeconstructie.

### 8.3.5 Verankerde wand

#### 8.3.5.1 Verankerde damwand

Een stalen damwandconstructie is relatief eenvoudig. Als de staalprijs laag zijn, is dit een goedkope oplossing. Om de grote vervormingen enigszins te reduceren wordt vaak een verankeringsysteem aangebracht. Deze constructie voldoet zeer goed bij kleinere kademuren. [21] [27]



Voordelen:

- Eenvoudige constructie
- Beperkt grondwerk
  
- Bufferwerking bij meren door dichte wand
- Bouwput niet nodig
- Hoge kraan belastingen zijn mogelijk

Nadelen:

- Grote verplaatsingen
- Corrosie gevaar
- Gevaar voor uit het slot lopen
- Bij grote kerende hoogten zware damwandprofielen en moeilijk heikwerk

### 8.3.5.2 Verankerde diepwanden

Een diepwand is een in de grond gevormde wand. Een diepwand is aanzienlijk stijver dan een damwand. De bekende berekeningsmethoden kunnen dus niet zomaar worden toegepast. Het anker zal bij een damwand pas actief worden indien er grote verplaatsingen optreden. Bij de stijve diepwand is de verplaatsing klein zodat het anker moet worden voorgespannen om voldoende kracht te kunnen leveren. [21]

Een diepwand kan als T-vormige wand geconstrueerd worden waardoor een grotere kerende hoogte kan worden bereikt. Ook het incasseringsvermogen wordt door deze vorm verhoogd. Deze vorm brengt wel uitvoeringsproblemen met zich mee bij de hoeken.

Voordelen:

- Groot incasseringsvermogen
- Bovenbelastingen zijn goed afdraagbaar
- Uitvoering vanaf het maaiveld mogelijk

Nadelen:

- Moeilijke uitgraving indien T-vormige variant gebouwd wordt, kan alleen in grind goed gebeuren.
- Geen controle op uitvoering.

#### **8.4 Beperking van het aantal mogelijke kademuren.**

Aan de hand van de genoemde voor- en nadelen van iedere constructie kan een afweging worden gemaakt m.b.t. de keuze van het ontwerp. Een belangrijk aspect in deze keuze voor de Rotterdamse haven is dat de draagkrachtige laag voor de fundatie van de kadeconstructies hier diep zit. Hierdoor wordt het grondverzet voor sommige oplossingen erg groot, wat weer tot gevolg heeft dat de kosten voor die alternatieven erg groot worden. Alternatieven met groot grondverzet vallen dus al vrij snel af. Dit zijn dan veelal de gewichtsconstructies, L-muur, caisson en terre armé.

Een tweede aspect is de gevoeligheid van de constructie voor aanvaringen en overbelastingen. Bij aanvaringen van een steiger en cellenwand kan de stabiliteit verloren gaan. Bij de steiger worden er dan palen onder het steigerdek uitgevaren, terwijl bij de cellenwand de stabiliteit in gevaar komt door het verlies van grond, die door het ontstane gat ontsnapt.

Tot slot moet nog er nog rekening mee gehouden worden dat de kerende hoogte van de constructie aanzienlijk is. Indien gekozen wordt voor een verankerde damwand moet rekening gehouden worden met forse afmetingen van de kerende wand. Indien de staalprijs laag is, zal deze variant pas een goed alternatief worden.

Er blijft dan op het eerste gezicht een kademuur met ontlastvloer op palen over. Deze kadeconstructie heeft echter ook nadelen, zoals de langere bouwtijd en het bouwen in den droge.

#### **8.5 Resultaten overzicht constructie principes**

Op grond van bovenstaande beschouwing is het moeilijk al een definitieve keuze te maken. Ieder constructie principe heeft zijn voor en nadelen die al naar gelang de heersende locatiefactoren worden versterkt dan wel worden genivelleerd. Daarom wordt, voordat er een keuze gemaakt wordt, een aantal voorlopige ontwerpen gemaakt. Deze ontwerpen kunnen dan aangepast worden aan de lokale situatie in Rotterdam, waardoor later een betere analyse gemaakt kan worden.

Bovenstaande beschouwing helpt wel voor een grove schifting van de verschillende varianten. De ontwerpen die veelvuldig in Rotterdam gebouwd zijn en daardoor hun betrouwbaarheid hebben bewezen, worden nu nader uitgewerkt. Dit zijn:

- Kademuurop palen
- Gewichtconstructie
- Steigerconstructie

De gewichtconstructie wordt uitgewerkt als L-muur. Uit een recentelijke studie [25] blijkt dat deze variant economischer is dan een caissonconstructie of een blokkenmuur.

Om een voorlopig ontwerp te kunnen maken is een programma van eisen nodig. Daarom wordt in het volgende hoofdstuk eerst het programma van eisen behandeld. Daarna worden globaal de verschillende varianten berekend en getekend. (hoofdstuk 11). In hoofdstuk 12 wordt dan met behulp van een multi criteria analyse een variant gekozen die verder uitgewerkt wordt.



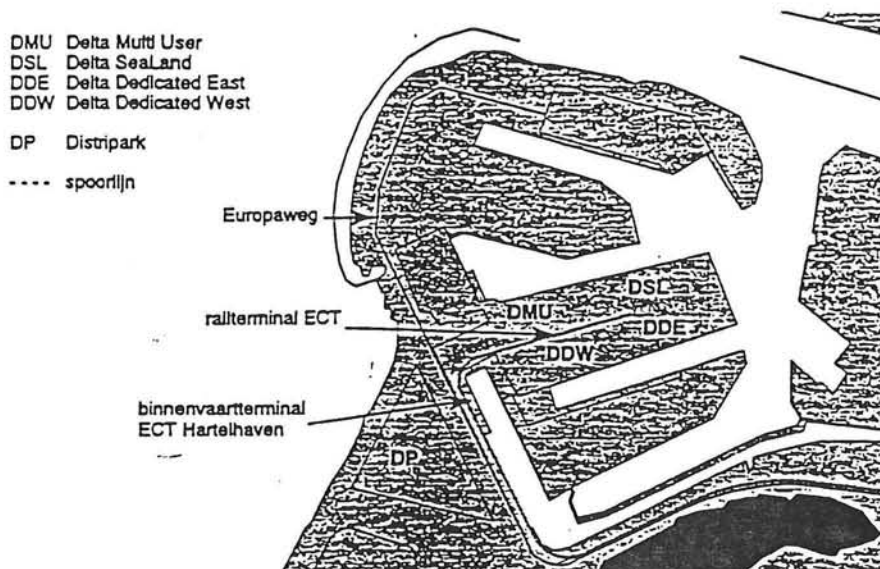
## 9 Programma van eisen

### 9.1 Inleiding

Voor het daadwerkelijke ontwerp van een kademuur wordt uitgegaan van een programma van eisen. Het programma van eisen wordt gewoonlijk samengesteld door de opdrachtgever (havenbedrijf) in overleg met de klant (b.v. ECT) en het Ingenieursbureau Havenwerken Rotterdam. De hier aangehouden eisen komen grotendeels overeen met die voor recent aangelegde kademuren te Rotterdam.

### 9.2 Eisen voor het terrein

- De hoogte van de kademuur aan de voorzijde wordt vastgesteld op NAP +3,5 m. Door deze relatief lage hoogte boven het water is de kademuur in de toekomst nog voor andere doeleinden te gebruiken zonder dat er ingrijpende veranderingen noodzakelijk zijn. RoRo voorzieningen eisen b.v. een minder groot hoogte verschil tussen de bovenzijde van de kade en het wateroppervlak.
- Plaats van de kademuur is in het Noordelijk deel van de Maasvlakte. Hier is nog enige ruimte beschikbaar voor uitbreidingen. In afbeelding 9.1 is dit terrein weergegeven.



Afbeelding 9.1

- De hoogte van de achterliggende terreinen is NAP +5 m. Deze hoogte is nodig om de containers droog te laten staan bij extreme waterstanden.

- De nuttige belasting op de achterliggende terreinen wordt op  $30 \text{ kN/m}^2$  vastgesteld.

### 9.3 Eisen voor de waterdiepte voor de kademuur

Voor de bepaling van de waterdiepte wordt gewoonlijk onderscheid gemaakt tussen de contractdiepte en de constructiediepte. De contractdiepte is de minimale diepte die aan de scheepvaart gegarandeerd wordt. De constructiediepte is de diepte waarop gedimensioneerd moet worden.

- De contractdiepte is: NAP -17 m.
- De constructiediepte is: NAP -18,5 m.

### 9.4 Eisen voor de kadeconstructie

- De voorzijde van de kademuur moet uitgevoerd worden als een vlakke wand van af de terreinhoogte tot de laagwater-waterspiegel.
- De belasting op de kademuur aan de bovenzijde bestaat uit een strook waarop een verkeersbelasting werkt volgens verkeersklasse 60. Volgens Duitse normen kunnen de puntlasten en verdeelde belasting tot een nieuwe verdeelde belasting geschematiseerd worden. [34] Deze zal echter verwaarloosbaar zijn t.o.v. de veranderlijke belasting op de achterliggende terreinen van  $30 \text{ kN/m}^2$
- De kraanrail aan de waterzijde moet op een afstand van 2,5 m uit de voorzijde van de kade liggen. De kraanrails moeten in het dek worden verzonken.
- De ondersteuning voor het AGV-platform komen op een afstand van 5 m uit de voorzijde van de kade te staan. De breedte van het platform is 28 m.
- Op het platform werkt een nuttige belasting van  $30 \text{ kN/m}^2$ . In geval van nood kunnen de containers van de schepen tijdelijk op het platform worden opgeslagen.

### 9.5 Eisen voor de bolders en fenders

- Op de kademuur worden twee type bolders geplaatst:
  - Bolders op de kade.
  - Bolders verzonken in de vlakke wand aan de voorzijde van de kade.Beide bolders leveren maximaal een (trek) kracht van 1000 kN. per stuk. Er hoeft bij berekeningen maar van één bolder te worden uitgegaan met een h.o.h. afstand van 20 m. Dit mag geschematiseerd worden tot een lijnlast van  $50 \text{ kN/m}$ .

- De kracht die de fenders moeten opnemen is bepaald in bijlage 2. De maximale druk op de scheepshuid bedraagt  $200 \text{ N/mm}^2$ . De fenders moeten van een materiaal vervaardigd worden dat de scheepshuid niet beschadigt.

### 9.6 Eisen volgend uit het gebruik van de containerkraan

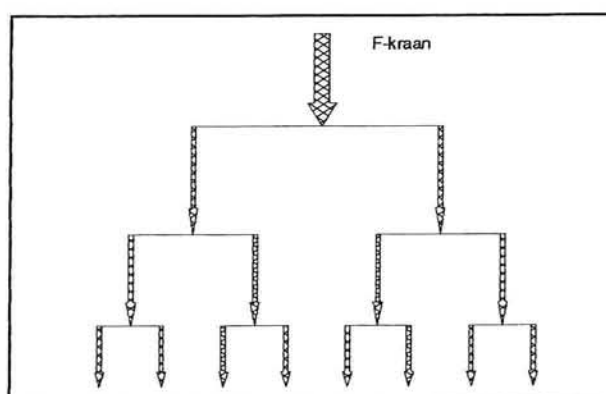
De belasting op de bovenzijde van de kade bedraagt:

- Horizontale windkracht van  $80 \text{ kN/m}$  in dwarsrichting op de kraanbaan.
- Maximale hoekdruk per poot is  $7000 \text{ kN}$ .  
Opgemerkt wordt dat de nevenstaande "poot" een hoekdruk van  $5000 \text{ kN}$  heeft.
- De kraan heeft 8 wielen per poot met een gemiddelde asafstand van  $1,05 \text{ m}$ .
- De kraan heeft een breedte van  $24,3 \text{ m}$  evenwijdig aan de kraanbaan gemeten.
- De afstand tussen de voor- en achterraail wordt op  $35 \text{ m}$  gesteld.
- De waterzijdige kraanbaan is op maaiveld niveau.
- De landzijdige kraanbaan is verhoogd aangebracht.
- De luiken worden achter op een platform geplaatst.

De belasting uit de kraan wordt verdeeld over 8 wielvlakken zoals weergegeven in de nevenstaande tekening. De belasting uit de kraan op de poten, ook wel hoekdruk genoemd, is dan te schematiseren tot een lijnlast over de wielvlakken. Indien wordt uitgegaan van een h.o.h. afstand van  $1,05 \text{ m}$ , is de lijnlast:

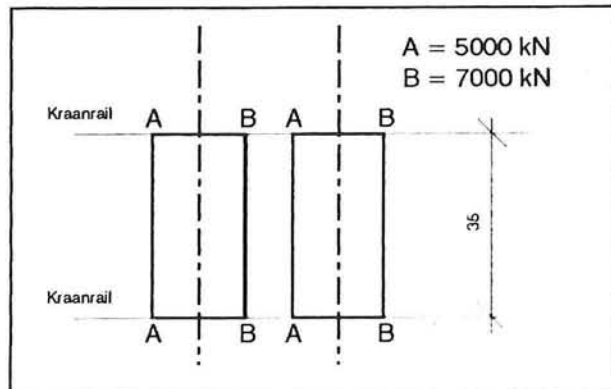
$$q_{\text{kraan}} = F_{\text{kraan}} / ( 8 * 1,05 ) = 7000 / ( 8 * 1,05 ) = 833,33 \text{ kN/m}$$

over een lengte van  $8,4 \text{ m}$ .



Afbeelding 9.2

Wanneer echter twee kranen naast elkaar staan heeft één kraan een hoekdruk van 7000 kN, terwijl de andere kraan een hoekdruk heeft van 5000 kN. Dit is weergegeven in de nevenstaande tekening. Twee naast elkaar staande kraanpoten kunnen niet een gelijke hoekdruk hebben. De hoekdruk van de tweede kraan kan ook tot een lijnlast geschematiseerd worden:



Afbeelding 9.3

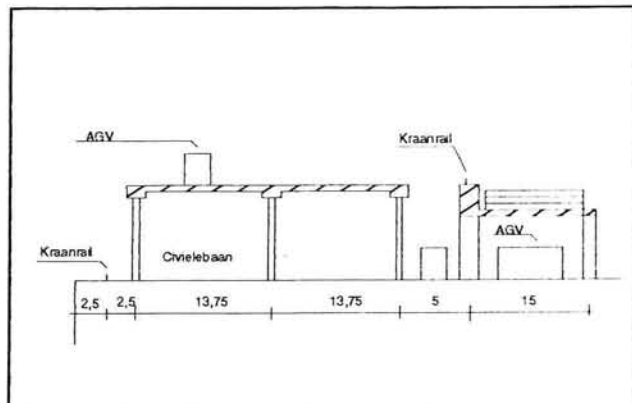
$$q_{\text{kraan}} = 5000 / (8 \cdot 1,05) = 595,23 \text{ kN/m.}$$

Door de stijfheid van de kadeconstructie kan nu een gemiddelde lijnlast bepaald worden:

$$q_{\text{kraan}} = (833,3 + 595,23) / 2 = 714,28 \text{ kN/m}$$

### 9.7 Belastingen uit het platform

Het platform heeft een breedte van 27 meter haaks op de kraanbaan. Om de krachten in het platform en op het dek te beperken, wordt voor een kleine h.o.h. afstand van de kolommen in langsricting gekozen. In eerste instantie wordt uitgegaan van een overspanning van 7,5 m. In dwarsrichting is de overspanning te groot om ineens te overbruggen. In eerste instantie wordt voorgesteld een extra ondersteuning in het midden aan te brengen. In afbeelding 9.4 is deze situatie weergegeven.



Afbeelding 9.4

De vloer heeft een dikte van ongeveer 1/30 van de kleinste overspanning. Dus  $d = 250 \text{ mm}$ . Het platform is op een hoogte van 11 m boven de kade geplaatst. Een kolom heeft dus een lengte van 10,75 m.

Het e.g. van de vloer is dan:  $0,25 \cdot 25 = 6,25 \text{ kN/m}^2$

De kolommen die de vloer ondersteunen worden geschat op  $0,5 \cdot 0,5 \text{ m}^2$ .

Dit geeft een e.g. van  $0,5 \cdot 0,5 \cdot 10,75 \cdot 25 = 67,2 \text{ kN}$

Verder is er op het platform een veranderlijke belasting van  $30 \text{ kN/m}^2$  die veroorzaakt wordt door de AGV's en containers.



De belasting op de eerste kolom aan de zeezijde wordt dan geschat op:

$$\begin{aligned} \text{Vloer, e.g.:} & \quad 13,75/2 * 7,5 * 6,25 = \quad 322,3 \text{ kN} \\ \text{Kolom, e.g.:} & \quad \quad \quad \quad \quad \quad \quad \quad 67,2 \text{ kN} \\ \text{v.b.:} & \quad 13,75/2 * 7,5 * 30 = \quad 1546,9 \text{ kN} \end{aligned}$$

Dit geeft samen een karakteristieke puntlast van 1936.4 kN ( $\gamma=1$ ).

Door de stijfheid van de kadeconstructie is het mogelijk de puntlasten te spreiden tot lijnlasten. Voor de puntlasten uit de kolom wordt dit:  $1936,4 / 7,5 = 258,2$  kN/m. Dit mag alleen gebeuren voor de dimensionering van de fundatie. Voor de dimensionering van de bovenbouw moet de puntlast in rekening worden gebracht.

### 9.8 Maatgevende schip

Het maatgevende schip is een 8000 TEU schip met de volgende afmetingen:

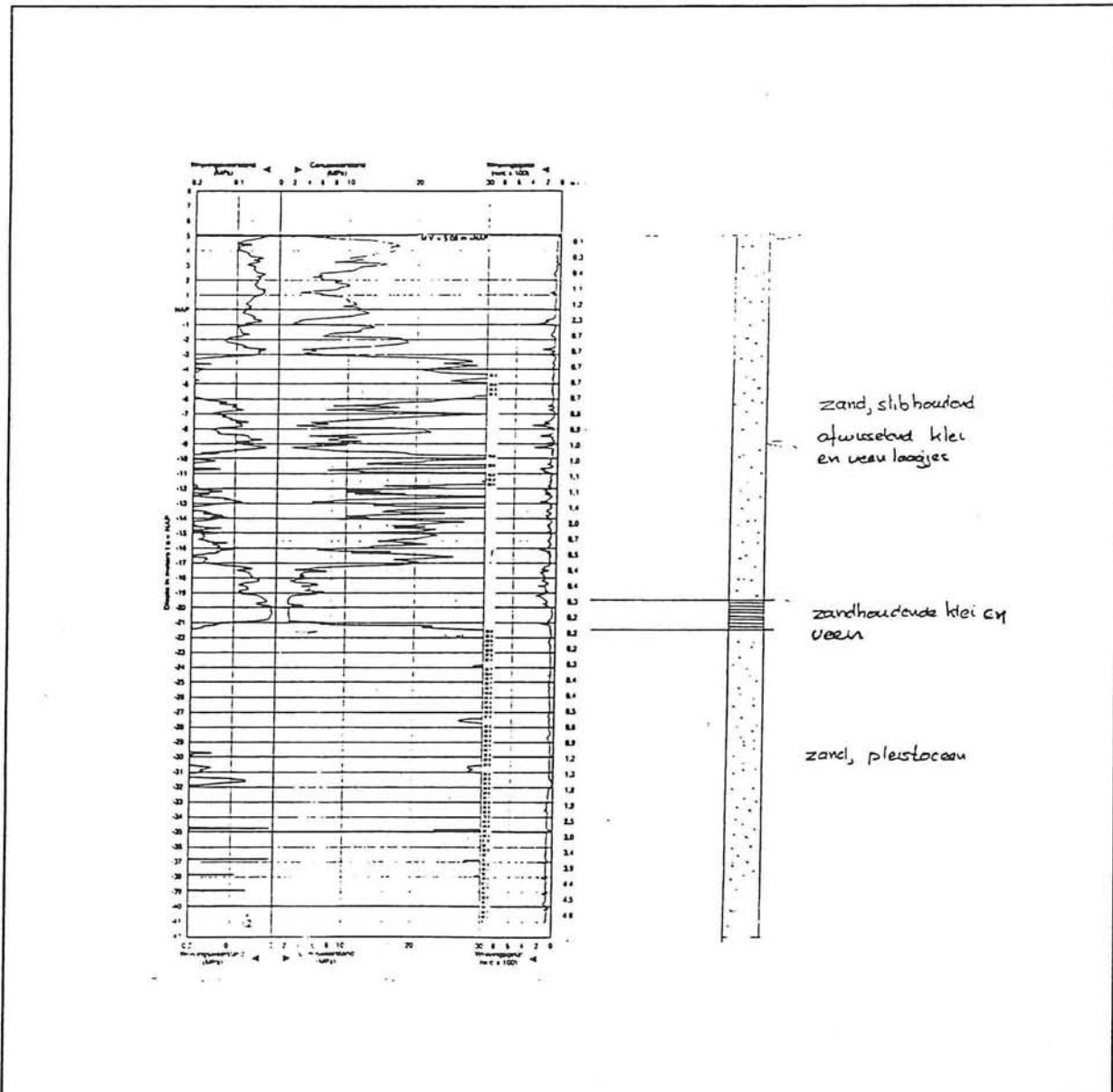
$$\begin{aligned} \text{Lengte} &= 370 \text{ m} \\ \text{Breedte} &= 48,5 \text{ m} \\ \text{Diepgang} &= 13,7 \text{ m} \end{aligned}$$

De maximale aanlegsnelheid van dit schip is 0,15 m/s.  
Maximale druk op de scheepsromp = 200 N/mm<sup>2</sup>



## 10 Grondmechanische gegevens

Enige grondmechanische gegevens zijn verkregen via Gemeentewerken Rotterdam, Ingenieursbureau Havenwerken. In de praktijk zal men voor aanvang van een groot project een uitgebreid grondonderzoek doen. Voor de eerste aanzet van dit project zijn algemenere gegevens voldoende, zodat met een karakteristieke sondering van de ondergrond kan worden volstaan. Uit deze sondering kan voor de dimensionering een karakteristiek bodemprofiel opgebouwd worden:



Afbeelding 10.1

Onder het maaiveld wordt tot een niveau van -19,5 m NAP slibhoudend zand met klei en veenlaagjes gevonden. De kleilaag die tussen de -19,5 m en -21,5 m NAP ligt, wordt de laag van Velzen genoemd. Onder deze kleilaag begint de pleistocene zandlaag. In onderstaande tabel zijn de karakteristieke grondparameters gegeven (dus zonder veiligheidscoëfficiënten).

Diepte [m]	$\gamma_d$ [kN/m <sup>3</sup> ]	$\gamma_n$ [kN/m <sup>3</sup> ]	$\phi$ [°]	$\delta$ [°]	c [kN/m <sup>2</sup> ]
+5 tot - 19,5	18	20	30	15	0
-19,5 tot -21,5	-	17	25	10	10
<-21,5	-	20	35	17	0

Tabel 10.1

Uit bovenstaande gegevens blijkt dat de grondparameters, afgezien van de kleilaag, redelijk homogeen zijn. Voor de eerste ontwerpen wordt de invloed van de kleilaag verwaarloosd. Hierdoor kan er sneller gerekend worden, waardoor meer alternatieven bepaald kunnen worden.

Voor de horizontale karakteristieke beddingsconstanten wordt aangehouden:

Diepte [m]	Lage beddingsconstanten		Hoge beddingsconstanten	
	$K_{\text{boven}}$ [kN/m <sup>2</sup> ]	$K_{\text{onder}}$ [kN/m <sup>2</sup> ]	$K_{\text{boven}}$ [kN/m <sup>2</sup> ]	$K_{\text{onder}}$ [kN/m <sup>2</sup> ]
+5 tot -19,5	12000	20000	27000	45000
-19,5 tot -21,5	5000	5000	11300	11300
<-21,5	40000	40000	90000	90000

Tabel 10.2

De rekenwaarden van de grondparameters zijn in onderstaande tabellen 10.3 en 10.4 weergegeven. De veiligheidsklasse is III, bij falen een groot economisch risico en de kans op levensgevaar. De betrouwbaarheidindex is  $\beta = 4,2$

Diepte [m]	$\gamma_d$ [kN/m <sup>3</sup> ]	$\gamma_n$ [kN/m <sup>3</sup> ]	$\phi$ [°]	$\delta$ [°]	c [kN/m <sup>2</sup> ]
+5 tot - 19,5	18	20	25	10	0
-19,5 tot -21,5	-	17	20,8	6,7	9,1
<-21,5	-	20	29,1	11,3	0

Tabel 10.31

Voor de horizontale beddingsconstanten wordt aangehouden:

Diepte [m]	Lage beddingsconstanten		Hoge beddingsconstanten	
	$K_{\text{boven}}$ [kN/m <sup>2</sup> ]	$K_{\text{onder}}$ [kN/m <sup>2</sup> ]	$K_{\text{boven}}$ [kN/m <sup>2</sup> ]	$K_{\text{onder}}$ [kN/m <sup>2</sup> ]
+5 tot -19,5	9200	15400	27700	46200
-19,5 tot -21,5	3800	3800	11500	11500
<-21,5	30800	30800	90000	90000

**Tabel 10.4**

De rekenwaarden van de horizontale beddingsconstanten zijn afkomstig uit het handboek damwandconstructies, CUR, rapport nr. 166.



# 11 Voorlopige ontwerpen

In dit hoofdstuk worden een aantal voorlopige ontwerpen gepresenteerd. Alleen de resultaten worden hier weergegeven. De ontwerpberekeningen worden (voor zo ver mogelijk) in de bijlagen opgenomen.

## 11.1 Damwandconstructie met ontlastvloer.

### 11.1.1 Inleiding

Een combiwand- of diepwandconstructie met ontlastvloer is opgebouwd uit de volgende onderdelen:

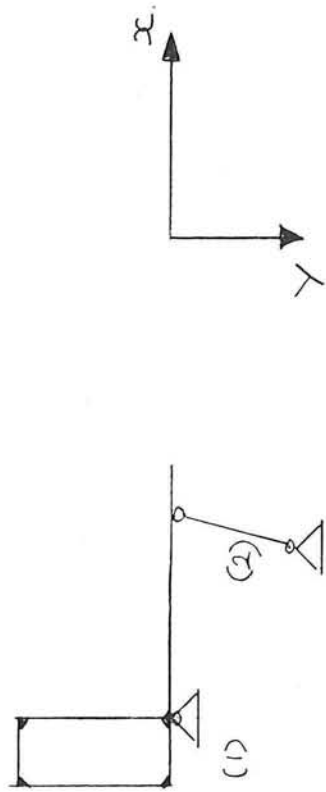
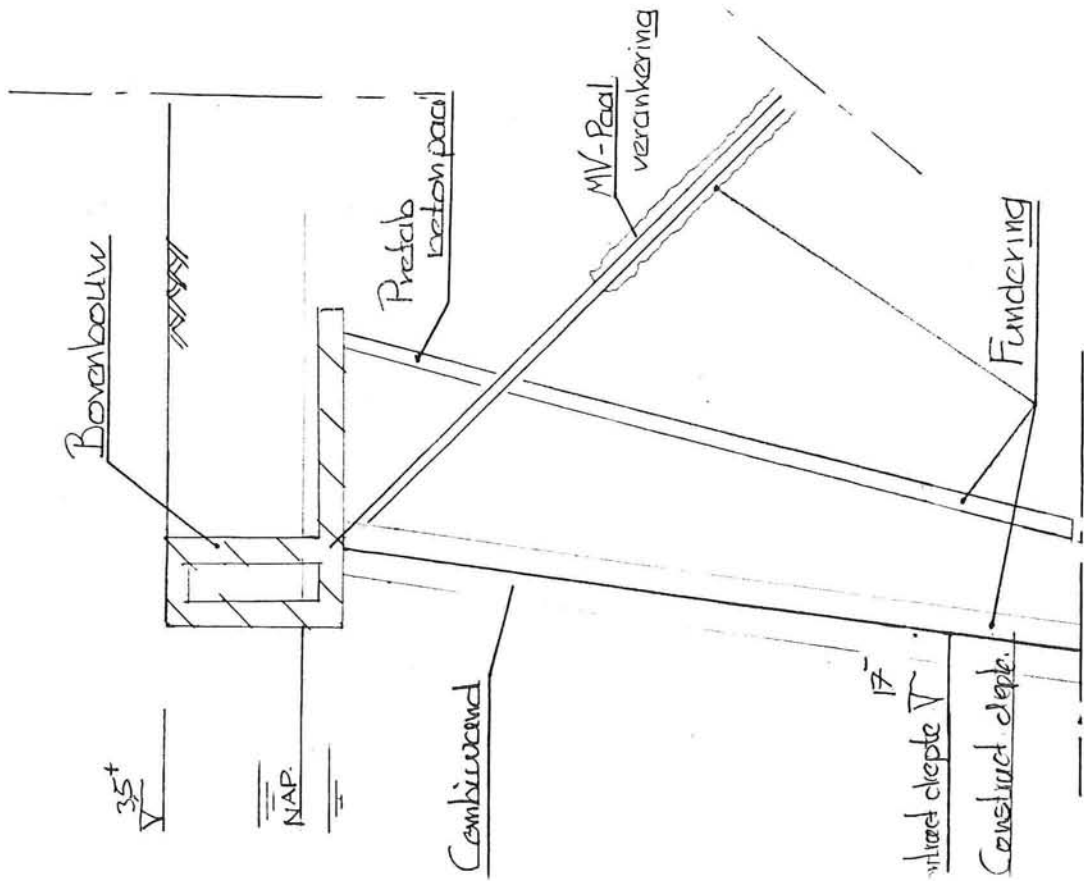
- Bovenbouw
- Combiwand of diepwand
- Fundering
- Verankering combi- of diepwand

#### • Bovenbouw

Indien de bovenbouw als een statisch bepaalde constructie kan worden uitgevoerd, hebben de buigstijfheden van de verschillende onderdelen geen invloed op de krachtoverdracht. Dit kan bereikt worden door, gezien vanuit de dwarsdoorsnede, de funderingspalen en combi- of diepwandconstructie de bovenbouw maar op twee punten te laten steunen, zie afbeelding 11.1. Verder moet de bovenbouw de krachten, die vanuit de kranen en het platform komen, zo direct mogelijk afvoeren naar de fundering.

#### • Combiwand / diepwand

Een combiwand is te beschouwen als een bijzondere vorm van een damwand. Ze bestaan uit stalen buispalen, de primaire elementen, waartussen damwandprofielen worden aangebracht (secundaire elementen). De grond- en de waterdrukken worden door "ligger"werking van de combiwand naar de ondergrond en eventueel de verankering afgevoerd. De combiwand gedraagt zich als een uitkragende "elastisch" in de grond ingeklemde ligger of als een ligger op twee ondersteuning. Eén steunpunt is gesitueerd aan de onderzijde van de combiwand, het andere aan de bovenzijde als een anker. De ondersteuning aan de onderzijde in de grond kan vrij opgelegd zijn of geheel of gedeeltelijk ingeklemd. Aan de onderzijde wordt de voor het evenwicht noodzakelijke steundruk gemobiliseerd door de passieve gronddruk. De verankering bestaat uit een staaf met een ankerschot aan het einde, groutankers of trekpalen. Deze verankering brengt de ankerkracht over naar de grond achter de wand, die niet of nauwelijks wordt beïnvloed door de wand. De ervaring leert dat trekpalen in de vorm van M.V.-palen de beste verankering zijn om hoge krachten te kunnen overbrengen.



Mechanica model

- (1) Oplegging: x-richting vast  
y-richting vast
- (2) Pencilstaaf: Alleen krachten in de richting van de pencilstaaf

Afmetingen: Zie tekst

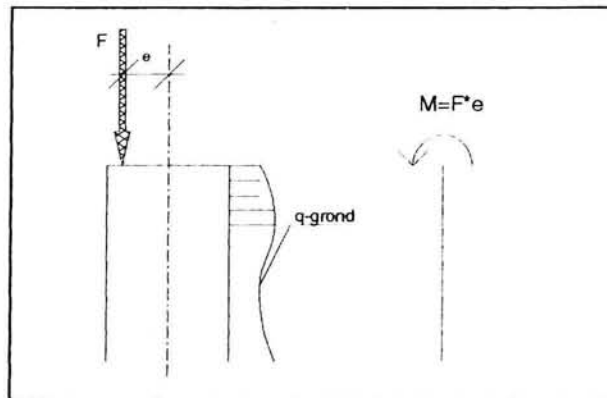
Dwarsdoorsnede

Schaal 1: 200



Indien de ondersteuning aan de onderzijde uitgevoerd wordt als vrije oplegging betekent dit dat de damwand kort is en dus een rotatie kan ondergaan. Het veldmoment wordt in deze situatie vrij groot. Indien de damwand aan de onderzijde volledig ingeklemd wordt, betekent dit dat de damwand langer is. Er wordt een moment opgewekt dat het veldmoment verkleint. Er kan een optimum gevonden worden door het veldmoment, dat het grootste is, zo klein mogelijk te laten zijn.

Verder kan, indien een combiwand gekozen wordt, de wand onder een helling geplaatst worden. Het voordeel hiervan is dat de horizontale korreldrukken gereduceerd worden. Daarnaast kan de oplegging van de bovenbouw op de onderbouw excentrisch gebeuren. De oplegkracht veroorzaakt nu een moment dat tegengesteld is aan het veldmoment, dat veroorzaakt wordt door de gronddrukken op de wand. Zie hiervoor afbeelding 11.2. Deze excentrische oplegging gebeurt via gietstalen zadels die op de combiwand zijn geplaatst. Indien diepwanden gebruikt worden, behoort een excentrische oplegging ook tot de mogelijkheden.



Afbeelding 11.2

- Fundering

De fundering van de bovenbouw gebeurt via palen die onder de ontlastplaat zijn geheid. Voorkomen moet worden dat een zwaar palensysteem toegepast wordt. Door boogwerking van de grond achter de palen kunnen deze palen zich als scherm gaan gedragen. Het gevolg is een niet goed te beschrijven krachtenverloop in de palen. Daarnaast zal de werking van de ontlastvloer ten aanzien van de reductie van de ankerkracht grotendeels te niet worden gedaan [35]. Dit kan voorkomen worden door een "open" paalsysteem toe te passen. De drukpalen kunnen onder een hoek geplaatst worden, zodat deze een gedeelte van de horizontale kracht kunnen opnemen.

- Verankering combiwand / diepwand

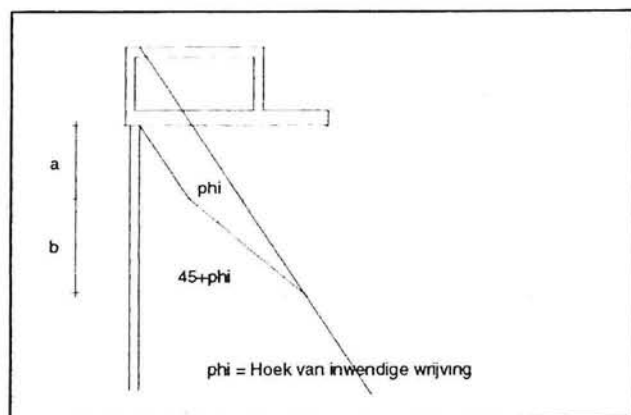
De verankering kan gebeuren op traditionele wijze met een ankerstang en een verankeringsdamwandscherm. Tegenwoordig worden M.V.-palen veelvuldig gebruikt voor de verankering van combi- en diepwanden. Een M.V.-paalverankering geeft een veel stijvere constructie dan de traditionele ankerstang / ankerschot constructies. De verplaatsingen van de damwand zijn bij toepassing van de M.V.-paal dus kleiner.

### 11.1.2 Uitgangspunten ontwerp

Voor het globale ontwerp worden de volgende uitgangspunten aangenomen:

- Bovenbouw: Gewapend beton
- Onderbouw: Staal en beton
- Scheefstand combiwand: 6:1
- De constructie wordt per strekkende meter berekend.
- M.V.-palen als verankering aan de combiwand.
- Een rij drukpalen aan de achterzijde, scheefstaand.

De aanlegdiepte en -breedte van de ontlastvloer zijn de belangrijkste ontwerpparameters. Het invloedsgebied van de ontlastvloer is afhankelijk van de breedte. De grond boven de ontlastplaat oefent geen druk uit op de er onder gelegen grond, zie afbeelding 11.3. Na een lengte van  $a$  meter onder de ontlastplaat beginnen de grondlagen boven de ontlastplaat enige invloed uit te oefenen op de gronddrukken. Na een diepte van  $a+b$  meter onder de ontlastvloer is de reducerende werking van deze vloer geheel verdwenen en zijn de daar heersende grondspanningen het resultaat van alle bovenliggende grondlagen. Ten overvloede wordt opgemerkt, dat alleen de korrelspanningen gereduceerd worden. Op de waterspanningen heeft deze plaat in het geheel geen invloed.



Afbeelding 11.3

De afstanden  $a$  en  $b$ , zoals die in afbeelding 11.3 zijn weergegeven, zijn afhankelijk van de hoek van inwendige wrijving  $\phi$  en de breedte van de ontlastvloer. Naarmate de ontlastvloer breder wordt, is het invloedsgebied groter. Als gevolg van de afname van de verticale gronddruk zal ook de horizontale gronddruk afnemen. Het gevolg is dat het veldmoment op de combiwand kleiner is, waardoor de wand minder zwaar hoeft te worden uitgevoerd.

Bij een diepere plaatsing van de ontlastplaat zal de combiwandlengte afnemen, waardoor de momenten op de damwand ook af zullen nemen. Een diepere plaatsing heeft echter wel tot gevolg dat ook de belasting op de combiwand in verticale richting, door toename van de bovenliggende grond, toeneemt. De combiwand krijgt dan een meer dragend dan kerend karakter.

Verder is vanuit het kostenooipunt een diep aangelegde ontlastvloer nadelig voor de grondwerkkosten, maar voordelig voor de materiaalkosten van de onderbouw.

In afbeelding 11.4 is de totale situatie weergegeven.

### 11.1.3 Voorlopig ontwerp damwandconstructie met ontlastvloer

In het nu volgende globaal ontwerp worden de eerste afmetingen geschat. De hoofdafmetingen komen in eerste instantie voort uit de randvoorwaarden. Bepaling maten die in afbeelding 11.4 gedefinieerd zijn:

- a: Deze maat wordt bepaald door het profiel van vrije ruimte van de schepen. Overstekende delen van de schepen, zoals de boeg en gedeelten van de brug, kunnen de kranen beschadigen. Er wordt uitgegaan van een minimale afstand van 2,5 m vanuit het hart van de kraanrails zoals die in het programma van eisen is weergegeven.
- b: Afstand b wordt bepaald door de eerste kolomfundatie van het platform. Het platform wordt zo dicht mogelijk tegen de kraan geplaatst. Ook hier wordt een afstand van 2,5 m nodig geacht.
- c: Deze maat wordt bepaald door de eis dat de voorwand van de kade boven water vlak is. Een tweede eis is dat de stalen combiwand onder het laagwaterniveau blijft om de corrosie te verminderen. De bovenzijde van de kade komt volgens het programma van eisen op +3,5 m NAP. Het gemiddelde laagwater is -0,7 m NAP. De lengte van c wordt dan geschat op 4,5 m. Opgemerkt wordt dat het niveau van de ontlastvloer ook is vastgelegd. Indien deze constructie als beste uit de alternatieven komt, zal de optimum diepte van deze vloer nader bepaald worden.
- d: De drukpalen aan de achterzijde van de ontlastvloer staan onder een helling. Om de palen te kunnen heien zonder dat de voet de combiwand raakt is enige afstand noodzakelijk. Er wordt geschat dat wanneer  $d=6$  m, er een helling van 6:1 van de palen haalbaar is.

Niet weergegeven is een langsdoorsnede van de kade. Van belang is te weten wat de h.o.h. afstand is van de ondersteunende kolommen van het platform. - Voor het globale ontwerp wordt uitgegaan van een afstand van 7,5 meter zoals in het programma van eisen reeds is aangegeven.

In Bijlage 3 is de globale dimensionering van de constructie weergegeven.

### 11.1.4 Resultaten voorlopig ontwerp

Bovenstaand ontwerp kan goed worden toegepast. Enkele maten zijn veranderd, maar het idee is overeind gebleven. Voor de uiteindelijke afmetingen van de constructie wordt verwezen naar bijlage 3.

## 11.2 Voorlopig ontwerp L-muur

### 11.2.1 Inleiding

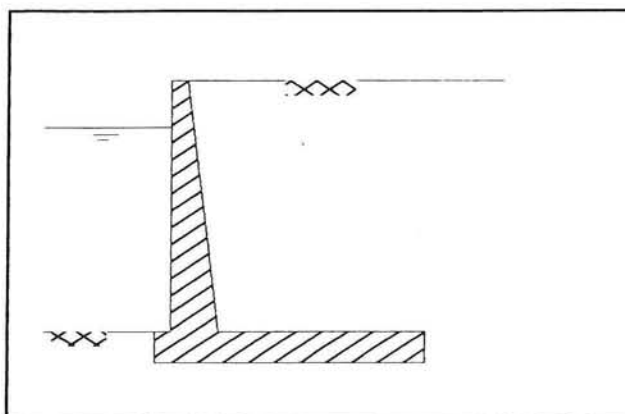
De kade kan ook uitgevoerd worden als een prefab L-muur. Deze L-muur wordt doormiddel van een drijvende bok geplaatst. Van belang is dus dat elementen niet te zwaar zijn om de hefcapaciteit van de kraan niet te boven te gaan. Het idee van een L-muur is, dat de grond boven de voetplaat meehelpt aan de stabiliteit van de gehele constructie. Een L-muur wordt dan ook tot de gewichtsconstructies gerekend. Om een gewichtsconstructie te maken is veel materiaal en grondverzet nodig. Niet alleen moet er een sleuf gegraven of gebaggerd worden, maar ook de grond achter de L-muur moet aangevuld worden. Maatregelen moeten getroffen worden tegen de erosie van de bodem onder de constructie. Uittredend grondwater spoelt de bodem weg waardoor de stabiliteit in gevaar komt. Globaal gezien kan de L-muur in twee delen gesplitst worden:

- De prefab onderbouw.
- De in situ gestorte bovenbouw.

De onderbouw wordt geplaatst op een zo goed mogelijk geëgaliseerde bodem. Grondverbetering moet worden toegepast om de L-muur goed te kunnen funderen. Het prefab gedeelte kan in een nabijgelegen bouwplaats gebouwd worden, waarna het getransporteerd en op de bodem geplaatst zal worden. Voor de onderbouw zijn er verschillende mogelijkheden. Deze zijn hieronder weergegeven:

### 11.2.2 Vormgeving onderbouw L-muur

Een aantal varianten is denkbaar voor de vormgeving van de L-muur. Enige alternatieven zijn weergegeven in nevenstaande tekeningen. Het eerste alternatief maakt geen gebruik van steunberen achter de wand, waardoor de wand zelf de momenten en dwarskrachten, die door de achterliggende grond worden veroorzaakt, moet opnemen. Het gevolg is dat de wand grote afmetingen krijgt en dus zwaar wordt. In het tweede alternatief worden de momenten en dwarskrachten opgenomen door de steunberen. Het materiaalgebruik van dit



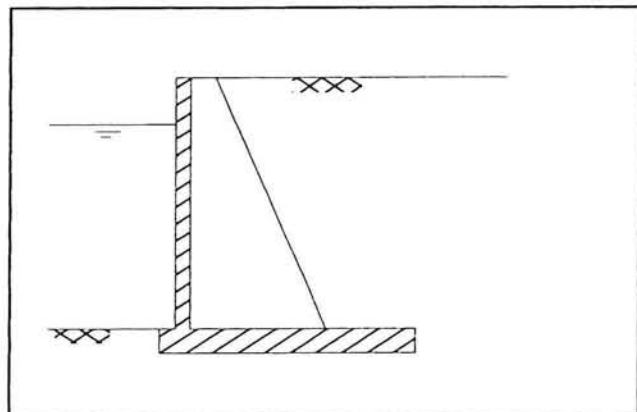
Afbeelding 11.5

alternatief is gunstig, waardoor de constructie "licht" blijft. De h.o.h. afstand van de steunberen is afhankelijk van de op te nemen momenten en dwarskrachten. Dit tweede alternatief zal nader uitgewerkt worden in de globale dimensionering.

In het globale ontwerp wordt voornamelijk gekeken naar de afmetingen van de voetplaat. Deze voetplaat draagt voor een groot deel bij aan het eigen gewicht van de L-muur en bepaalt in hoge mate de hanteerbaarheid van de constructie tijdens het transport.

De globale afmetingen volgen uit de rand- en beginvoorwaarden:

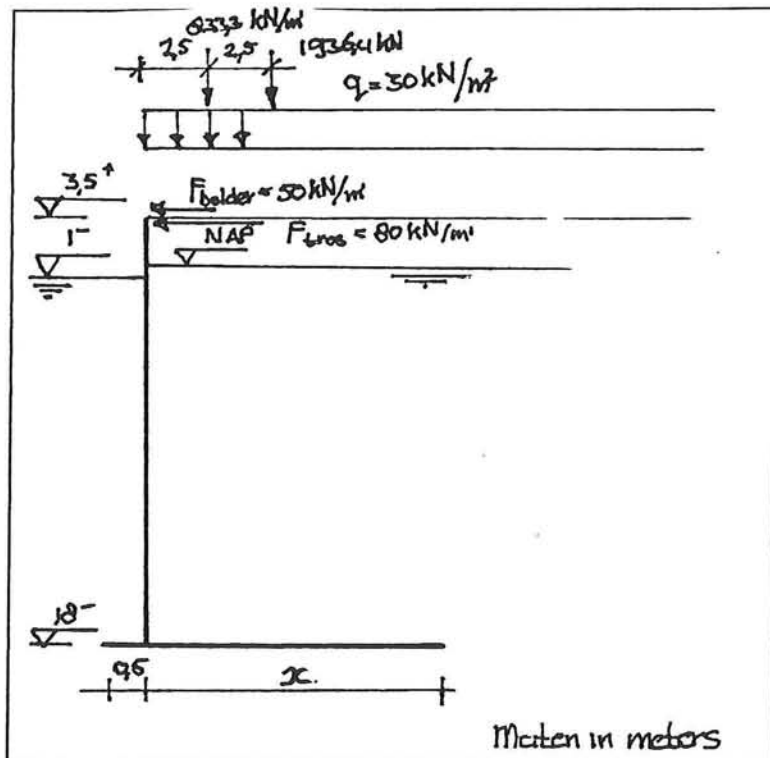
- Kerende hoogte minimaal 21,5 meter.
- Breedte bovenbouw 3 meter.
- De prefab onderbouw moet bij hoog water nog boven het wateroppervlak uitsteken. Er wordt aangenomen dat 1 meter boven het wateroppervlak voldoende is. De hoogte van de kerende (prefab) wand is dan 20 meter. De bovenbouw krijg in deze variant een hoogte van 1,5 meter en wordt als massieve ligger uitgevoerd daar het niet zinvol is deze hol uit te voeren.
- De afmeting van de vloerplaat volgt uit de globale dimensionering.



Afbeelding 11.6

### 11.2.2.1 Schematisatie van L-muur

In nevenstaande figuur is de schematisatie weergegeven van de L-muur. Voor een eerste berekening wordt het volumiek gewicht van het beton gelijk gesteld aan dat van de grond. Bij een nauwkeurigere berekening moet dit onderscheid wel gemaakt worden.



Afbeelding 11.7a

Er wordt gekeken naar de volgende eisen:

- De kademuur mag niet verschuiven  
Dit is te beschouwen via:

$$\gamma H < V \tan \phi$$

waarin:

$\gamma$  = veiligheidscoëfficiënt.  
 $H$  = resulterende horizontale belasting.  
 $V$  = resulterende verticale belasting.  
 $\phi$  = hoek van inwendige wrijving.

- De kademuur mag niet roteren.  
Dit is te beschouwen via het moment om de "teen". De kademuur zal roteren om het meest linker deel van de vloerplaat.
- De fundatie moet de belasting uit de L-muur kunnen opnemen.

Deze drie ontwerppunten worden behandeld in bijlage 4.

### 11.2.3 Resultaten voorlopig ontwerp:

De vloerplaat zal een lengte hebben van 25 meter. Deze afstand is het gevolg van de eis: "De kade mag niet verschuiven". De lengte van de voetplaat kan teruggebracht worden indien de L-muur dieper wordt gefundeerd, waardoor aan de linker zijde van de muur passieve gronddrukken ontstaan. Deze passieve gronddrukken zullen vrij klein zijn daar het hier aangestorte grond betreft. De afmetingen van de vloerplaat zijn echter van dien aard, dat het in de uitvoering moeilijk wordt de prefabmuur te transporteren. Ook het eigen gewicht wordt groot, zodat de te plaatsen elementen te klein zullen worden.

In de bijlage is ook gekeken naar de onderloopsheid onder de constructie. Er zijn verschillende methoden die dit fenomeen beschrijven. De bekendste zijn die van Lane en Bligh. Deze en een modernere variant (Sellmeyer) zijn behandeld in bijlage 4. Het blijkt dat een vloerplaat van 25 meter ruim voldoet aan de eisen die gesteld zijn door de verschillende theorieën.

## 11.3 Steiger-constructie

### 11.3.1 Inleiding

Een steiger-constructie is opgebouwd uit de volgende onderdelen:

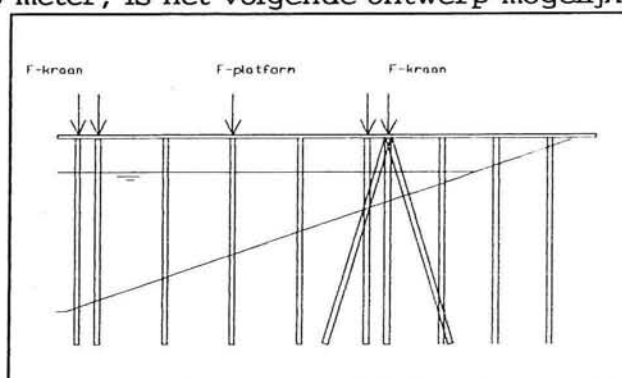
- Dek
- Palen

Het dek wordt veelal gemaakt van gewapend beton, terwijl de palen van staal of beton kunnen zijn. De toegepaste palen bepalen in hoge mate het ontwerp van de steiger. Indien voor een lichte prefab betonpaal wordt gekozen, zijn de afstanden tussen de palen klein en kan het dek relatief licht uitgevoerd worden. Indien grotere palen met een groter draagvermogen gebruikt worden, kunnen de afstanden tussen de palen groter worden, waardoor het dek zwaarder uitgevoerd moet worden om de krachten te kunnen overbrengen.

### 11.3.2 Globaal ontwerp

In verband met de corrosiegevoeligheid van stalen palen wordt gekozen voor prefab betonpalen. Uitgaande van een gemiddeld draagvermogen van 1500 kN per prefabpaal met een ribbe van 0,65 meter, is het volgende ontwerp mogelijk:

De belastingen uit het platform en de kranen worden rechtstreeks opgenomen door palen. Tussen deze lijnlasten worden palen geplaatst. Het aantal tussenpalen wordt in Bijlage 5 bepaald. Tevens worden een aantal palen schoor geheid, om de horizontale krachten te kunnen opnemen.



Afbeelding 11.8

Indien uitgegaan wordt van een bodemhelling van 1:3 wordt de breedte van de steiger minimaal 65 m. Dit betekent dat het gehele platform voor de hoge overslag op de steiger gebouwd dient te worden. Zie hiervoor ook bovenstaande tekening.

#### 11.4 Afweging varianten via een Multi Criteria Analyse

Er wordt een keuze gemaakt via een multi criteria analyse. Ten eerste moet echter afgevraagd worden, hoe de verschillende varianten vergeleken gaan worden. Het idee van een M.C.Analyse is dat een evaluatiematrix opgesteld wordt. Dit is een N\*M matrix met evaluatie gegevens: eigenschappen (scores) van M alternatieven op N beoordelingscriteria. Het probleem is dat de diverse beoordelingscriteria onderling moeilijk vergeleken kunnen worden. Voor de bouwkosten kan een geldbedrag gebruikt worden, terwijl bijvoorbeeld de mate van incasseringsvermogen wordt uitgedrukt in goed of slecht. In het algemeen gezien kan de M.C.Analyse opgesplitst worden in 3 groepen:

- 1: Een evaluatiematrix met alleen kwalitatieve gegevens.
- 2: Een evaluatiematrix met alleen kwantitatieve gegevens.
- 3: Een mix van kwantitatieve en kwalitatieve gegevens.

Aangezien er niet voldoende gegevens bekend zijn voor een kwantitatieve evaluatiematrix, worden de scores hier kwalitatief ingevuld. Alleen de bouwkosten worden kwantitatief ingevuld. De scores, die in de overige cellen ingevuld dienen te worden, zijn als volgt:

- score = 1 = zeer ongunstig
- score = 2 = ongunstig
- score = 3 = gunstig
- score = 4 = zeer gunstig

Daar niet alle criteria van even groot belang zijn, worden er weegfactoren gebruikt. Hoe belangrijker het criterium, hoe hoger de weegfactor. De volgende weegfactoren worden gebruikt:

- factor = 1 = criterium is van minder belang.
- factor = 2 = criterium is van belang.
- factor = 3 = criterium is van groot belang.

Zoals aangegeven in paragraaf 8.5, worden de drie voorlopige ontwerpen getoetst:

- Voorlopig ontwerp A = kademuur met ontlastvloer.
- Voorlopig ontwerp B = L-muurconstructie.
- Voorlopig ontwerp C = steigerconstructie.

##### 11.4.1 Toetsingscriteria

De kadeconstructie wordt beoordeeld op de volgende punten:

- 1 Bouwkosten  
Dit zijn de totale kosten, die gemaakt moeten worden om het bouwwerk te kunnen realiseren.
- 2 Onderhoud



- De mate van onderhoud en de frequentie waarin dit moet gebeuren.
- 3    **Uitvoerbaarheid**  
De moeilijkheidsgraad van de uitvoering van het bouwwerk.
  - 4    **Incasseringsvermogen**  
Hiermee wordt de gevoeligheid van het bouwwerk bedoeld tegen overbelastingen.
  - 5    **Milieu-aspecten**  
Door toepassing van bepaalde materialen en/of uitvoeringswijzen, kan aan het milieu schade worden toegebracht.
  - 6    **Betrouwbaarheid**  
De toegepaste technologie moet zich in voldoende mate bewezen hebben.
  - 7    **Duurzaamheid**  
De gebruikte materialen moeten een voldoende levensduurverwachting bezitten.
  - 8    **Flexibiliteit**  
Het gehele systeem moet voldoende kunnen inspelen op veranderende eisen in de toekomst.
  - 9    **Grondichtheid**  
De mate waarin de constructie gevoelig is voor erosie van de grond achter de constructie.
  - 10   **Bodemerosie**  
De kans dat de bodem nabij de onderzijde van de constructie kan uitspoelen door uittredend grondwater.

Opgemerkt wordt, dat de uitkomsten van de M.C.Analyse niet letterlijk moeten worden genomen. Daar er voor de criteria gebruik is gemaakt van een kwalitatieve beoordeling, moet het resultaat ook kwalitatief beoordeeld worden. In de eerste tabel zien we dat de kademuur op palen zoals verwacht het beste alternatief is, gevolgd door de L-muur en de steigerconstructie.

Toetsingscriteria	Weegfactor	Constructie type		
		Kademuur op palen	L-muur	Steiger
Bouwkosten	-	45000,- / m	65000,- / m [25]	60000,- / m [25]
Onderhoud	3	3	3	2
Uitvoerbaarheid	1	3	1	2
Incasseringsvermogen	3	3	4	1
Milieu-aspecten	3	4	2	4
Betrouwbaarheid	1	3	3	2
Duurzaamheid	3	3	3	2
Flexibiliteit	2	3	3	2
Gronddichtheid	2	2	3	4
Bodemerosie	1	2	2	2
Totaal:		57	54	45

Tabel 11.1

#### **11.4.2 Conclusie**

- De steigerconstructie valt af omdat deze variant over de gehele linie minder scoort dan de twee andere varianten.
- De gewichtconstructie scoort goed, maar is duur. Dit komt door de grote kerende hoogte. Indien deze hoogte kleiner is, scoort de constructie veel beter op de punten bouwkosten en uitvoerbaarheid.
- Voor verdere uitwerking komt dus (zoals verwacht) de kademuur op palen met ontlastvloer in aanmerking. Deze variant wint voornamelijk op de punten bouwkosten en milieu-aspecten. Minder goed is de grondichtheid i.v.m. het gevaar voor "uit het slot lopen" van de combiwand.
- De kademuur op palen is daarnaast ook nog de goedkoopste variant.

#### **Verdere uitwerking van de kademuur.**

De kademuur op palen zal verder uitgewerkt worden. Er wordt gekozen voor een hooggelegen ontlastvloer zodat de constructie voor een groot deel in den droge uitgevoerd kan worden. De bemalingskosten zijn enz. blijven beperkt.

### 11.5 Ontwerp van de kademuur op palen

Uit de voorlopige ontwerpen blijkt dat een kademuur op palen met ontlastvloer een gunstig ontwerp is. Eén van de belangrijkste onderdelen van een dergelijke constructie is de kerende wand. Er zijn twee mogelijkheden om een dergelijke wand te realiseren: een combiwand en een diepwand. Een diepwand is veel buigstijver en kan (dus) een groter moment opnemen dan een combiwand. Het nadeel van een diepwand is de kostprijs. Een diepwand is duurder dan een combiwand.

De variant met de combiwand wordt verder uitgewerkt daar dit de goedkoopste oplossing geeft. Daar een combiwand een lager weerstandsmoment heeft dan een diepwand, wordt in het verdere ontwerp speciaal gelet op mogelijkheden die de momenten in de combiwand kunnen reduceren. Mogelijkheden hiervoor zijn:

- Ontlastvloer.
- De combiwand onder een helling aanbrengen.
- Het aanbrengen van lichtere materialen achter de wand.
- De bovenbouw excentrisch laten aangrijpen op de combiwand.
- Combinaties van bovenstaande elementen.

#### **Ontlastvloer.**

De ontlastvloer en de werking hiervan zijn reeds uitgebreid beschreven bij de voorlopige ontwerpen. De afmetingen en diepteligging van de vloer zijn hoofdzakelijk een kostenvraagstuk.

#### **Scheefstand combiwand.**

Door de combiwand als het ware tegen het grondmassief in te laten hellen, worden de horizontale gronddrukken kleiner. Dit is een zeer goedkope methode omdat nauwelijks extra arbeid en materiaal nodig is.

#### **De bovenbouw excentrisch laten aangrijpen op de combiwand.**

De werking van dit alternatief is reeds uitgebreid besproken bij de voorlopige ontwerpen.

#### **Aanbrengen lichte materialen achter de wand.**

Door het aanbrengen van een lichter materiaal worden de verticale grondspanningen minder, waardoor de horizontale grondspanningen ook kleiner worden. Voor grote kerende hoogten is een grote aanvulling noodzakelijk. Kleine kademuren zijn in het verleden zo met succes uitgevoerd [27]. In principe moet het ook mogelijk zijn dit toe te passen voor grote kadeconstructies.

Op verzoek van Gemeentewerken Rotterdam, Ingenieursbureau Havenwerken (G.W.I.H.), wordt de mogelijkheid "scheefstand combiwand" verder uitgewerkt. Het bureau wil graag weten wat de winst is, indien de combiwand onder extreme hellingen wordt geplaatst.

### 11.5.1 Scheefstand combiwand

Er wordt gebruik gemaakt van een computerprogramma, dat gebaseerd is op de theorieën van Blum. Dit simpele programma is voor het eerst gepubliceerd door het Centrum Hout in 1987, maar is in 1992 uitgebreid. Het programma heeft een aantal beperkingen m.b.t. het schematiseren van lasten op het maaiveld. Het is zo niet mogelijk een verdeelde belasting op enige afstand achter de combiwandkop te plaatsen. Hierdoor is het moeilijk een ontlastplaat te schematiseren. Om nu toch een ontlastplaat te kunnen schematiseren wordt er gebruik gemaakt van een fictieve grond dichtheid. Met de handberekening in het voorontwerp zijn al nauwkeurig de optredende grondspanningen berekend. Deze zijn weergegeven in bijlage 3. Deze grondspanningen zijn omgerekend naar een fictief volumiek gewicht van de grond om toch overeenkomstige verticale grondspanningen te krijgen. Zie Bijlage 6. Daarnaast is het niet mogelijk een moment te plaatsen op de kop van de damwand. Dit moment ontstaat door de excentrische oplegging op de buispalen van de combiwand. Dit moment wordt voorlopig verwaarloosd. De uitgangspunten van dit programma zijn:

- Momenten evenwicht.
- Horizontaal evenwicht.
- Een volledig ingeklemde damwand met een fictief inklemmingspunt bij de damwandvoet.
- Een plaatsvast anker.
- Onder het niveau van het terrein aan de voorzijde van de wand homogene grond.

Er zijn een aantal berekeningen uitgevoerd waarin de combiwand onder een aantal verschillende hoeken is geplaatst met de verticaal. De situatie is die zoals weergegeven in tekening 11.4, de grondgegevens zijn van Bijlage 6 en het programma van eisen van hoofdstuk 9. De volgende waarden zijn gevonden ( per strekkende meter):

Hoek [graden]	Ankerkracht [kN]	Lengte wand [m]	max. veldmoment [kNm]
0	464	31,4	3643
5	400	29,9	3050
10	340	28,7	2511
15	284	27,7	2029
20	232	26,9	1604

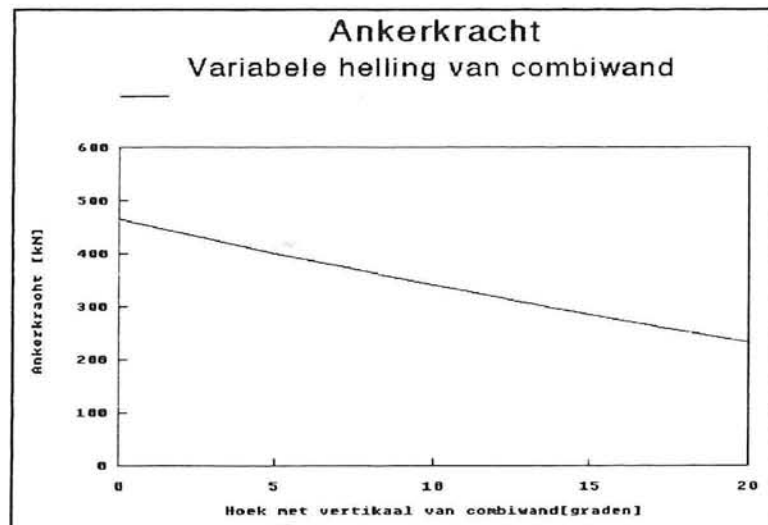
Tabel 11.2

De handberekening uit Bijlage 3 geeft de volgende waarden:

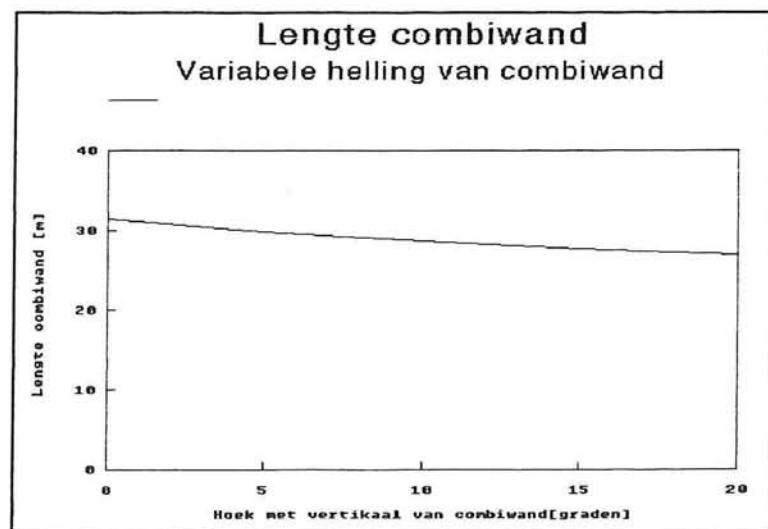
Hoek [graden]	Ankerkracht [kN]	Lengte wand [m]	max veldmoment [kNm]
10	406	27.1	2894

Tabel 11.3

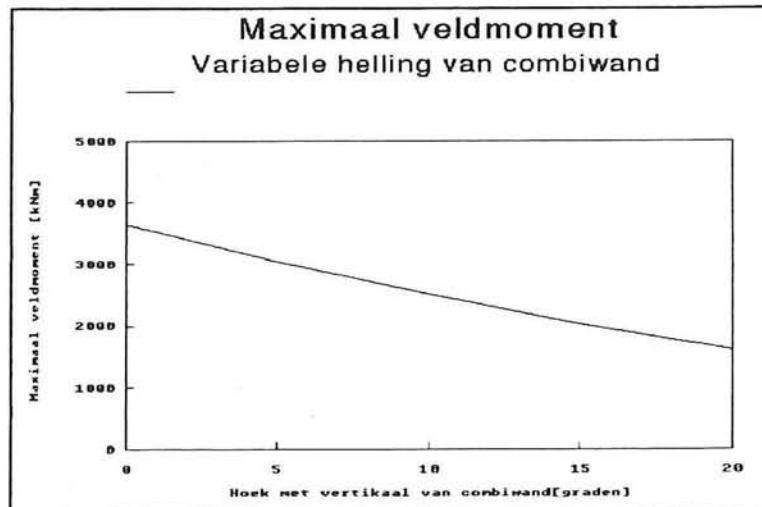
De handberekening wijkt af van de computerberekening omdat bij het Ersatzbalkenverfahren van Blum aangenomen wordt dat het momentennulpunt terplaatse van het gronddruk-nulpunt ligt. Als het momentennulpunt van deze aangenomen ligging afwijkt, kan dat grote invloed hebben op de resultaten. De computerberekening is nauwkeuriger omdat deze het momentennulpunt itererend bepaald aan de hand van de dwarskrachten. De software geeft een nauwkeuriger beeld van de krachtwerking dan de handberekening. De resultaten kunnen ook in grafiek gepresenteerd worden:



Afbeelding 11.10



Afbeelding 11.11

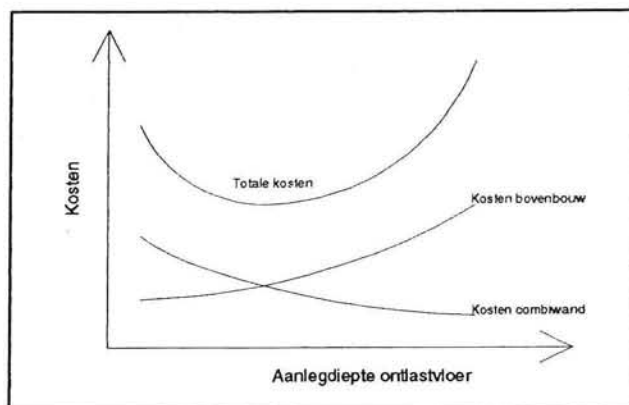


Afbeelding 11.12

De variant waarbij de combiwand een helling heeft van 3,5 : 1 wordt op verzoek van het G.W.I.H. verder uitgewerkt. Daarnaast wordt de bovenbelasting op de kade verhoogd van 30 kN/m<sup>2</sup> tot 60 kN/m<sup>2</sup>

### 11.5.2 Uitwerking combiwand 3,5:1

Ten behoeve van de bepaling van de optimale afmetingen van de constructie zijn een aantal varianten doorgerekend. Belangrijkste ontwerpparameter is de diepteligging van de ontlastvloer. Een diepe aanleg van de ontlastvloer heeft als voordeel, dat de combiwand minder zwaar hoeft te worden uitgevoerd doordat de horizontale gronddrukken zijn verminderd. Daar staat tegenover dat juist de betonnen bovenbouw groter en zwaarder moet worden. Indien wordt gekozen voor een ondiepe ligging van de ontlastvloer, zijn de kosten voor de bovenbouw minder geworden terwijl de combiwand zwaarder moet worden uitgevoerd. Het optimale ontwerppunt ligt daar waar de kosten minimaal zijn. Dit is weergegeven in afbeelding 11.13. Daarnaast speelt ook de breedte van de ontlastvloer een rol. Wanneer deze vloer breder wordt, zal het invloedsgebied van de ontlastvloer ook toenemen en kan de combiwand lichter uitgevoerd worden.



Afbeelding 11.13

Er zijn nu m.b.v. het ééndimensionaal eindige-elementenprogramma Msheet een aantal situaties doorgerekend. In eerste instantie wordt de breedte van de ontlastvloer constant gehouden op 6m. Zie tekening 11.14. De aanlegdiepte van de ontlastvloer en de inheidiepte van de combiwand worden nu gevarieerd. De bekeken aanlegdiepten van de ontlastvloer zijn: NAP, NAP -3 m en NAP -6 m. Als eerste zal nu echter een korte beschrijving volgen over de werkwijze van Msheet, daarna worden de invoergegevens bepaald, waarna tot slot de uitvoer behandeld wordt.

### 11.5.3 Msheet

Zoals reeds is aan gegeven, is Msheet een ééndimensionaal eindige-elementen-programma. Dit programma berekent de de gronddrukken, dwarskrachten en verplaatsingen van een verticale grondkerende wand. Deze wand kan op meerdere punten verankerd worden. Het programma biedt de mogelijkheid om de diverse bouwfases achter elkaar te beschouwen. De spanningshistorie in de damwand wordt dan meegenomen naar de volgende bouwfase. Een methode als Blum kent deze mogelijkheid niet. Het programma verdeelt de damwand in minimaal 20 elementen. De grond aan weerszijde van de damwand wordt geschematiseerd tot veren. Deze veren kunnen dus aan beide zijden van de wand voorkomen. Het geheel wordt behandeld als een ligger op verende bedding. Uitgangspunten hierin zijn:

- Vlakke (normaal)doorsneden blijven vlak.
- Wet van Hooke is geldig.
- De normaalkrachten zijn laag waardoor deze geen bijdrage leveren aan de vervorming.
- De hoekverdraaiingen zijn klein.

Voor een ligger met constante EI op buiging belast, kan gevonden worden [34]:

$$EI \frac{d^4 w}{dx^4} = q(x)$$

Waarin:

EI = Buigstijfheid van de ligger

w = De doorbuiging van de ligger t.g.v. de belasting als functie van x.

q = Belasting als functie van x.

Bij een elastisch ondersteunde ligger bestaat de uitwendige lijnbelasting  $q(x)$  uit de nuttige belasting  $f(x)$  en de reactie van de elastische bedding. Deze reactie wordt aangegeven met  $g(x)$ , waardoor de vergelijking overgaat in:

$$EI \frac{d^4 w}{dx^4} = f(x) - g(x)$$



De reactie van de grond  $g(x)$  hangt af van de eigenschappen van de grond, de geometrie van de elastische ondersteuning en de verplaatsing  $w$ . Als vereenvoudiging wordt het verband tussen  $g$  en  $w$  lineair verondersteld.

$$g = c * w$$

De waarde  $c$  wordt horizontale beddingsconstante genoemd. De differentiaalvergelijking is dan:

$$EI \frac{d^4 w}{dx^4} + c w = f(x)$$

Voor deze methode is echter ook een schematisering van de horizontale gronddruk als functie van de damwandverplaatsing nodig. Wanneer de schematisatie wordt aangehouden zoals Blum die heeft ontwikkeld, worden alleen de uiterse gevallen, passieve en actieve gronddruk meegenomen. De overgang van actieve gronddruk naar passieve gronddruk zal abrupt gebeuren. Het is echter te verwachten dat in werkelijkheid deze overgang vloeiend zal verlopen. Dit vloeiende verloop tussen verplaatsing en korreldruk wordt vaak geschematiseerd als een lineair verband, zoals weergegeven in onderstaande figuur 11.13:

Uitgaande van deze figuur is het mogelijk een uitdrukking te vinden voor het verloop van de gronddrukken afhankelijk van de verplaatsing.

$$\sigma_h = \sigma_n + c w$$

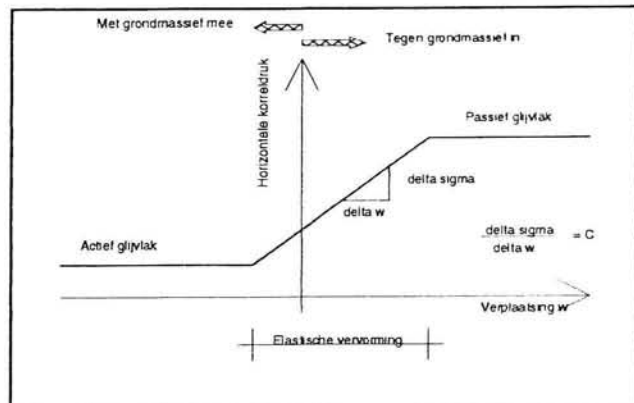
waarin:

$\sigma_h$  = optredende korreldruk

$\sigma_n$  = neutrale gronddruk

$c$  = beddingsconstante

$w$  = horizontale verplaatsing



Afbeelding 11.14

Indien de verplaatsing tegen het grondmassief in is, wordt de verplaatsing positief gerekend. Met het grondmassief mee geeft een negatieve verplaatsing.

Via een numerieke oplossingsmethode (b.v. Runga-Kutta) is de differentiaalvergelijking oplosbaar.

#### 11.5.4 Invoergegevens

Het programma Msheet heeft de volgende gegevens nodig om een berekening te kunnen maken:

- Bovenbelasting op het maaiveld  $q = 60 \text{ kN/m}^2$
- Belastingen op de kop van de wand.
  - Normaalkracht
  - Moment
- Grondgegevens: De grondgegevens worden per laag ingevoerd. Door beperkingen in het programma zijn deze grondlagen niet gelijk met de werkelijke grondlagen. Het is in Msheet niet mogelijk gelijktijdig een scheefstaande wand en een ontlastplaat te schematiseren. Het modelleren van een scheefstaande wand gebeurt via aanpassing van de gronddrukcoëfficiënten. De invloed van de ontlastvloer wordt in rekening gebracht via fictieve volumieke gewichten van de grond. De heersende verticale gronddrukken (inclusief de invloed van de ontlastvloer) worden eerst handmatig berekend, waarna er terug wordt gerekend naar fictieve grondparameters. Zie hiervoor bijlage 7 t/m 9.
- Fysieke voorwaarden:
  - Maaiveld links NAP-18 m
  - Maaiveld rechts NAP 0,-3 of -6 m
  - Grondwaterstanden links en rechts op NAP -1 m  
Het grondwaterniveau aan de rechter (hoge) zijde is echter NAP. Deze extra meter is ingevoerd via spanningswater.
  - De beddingsconstanten zijn indien nodig over de fictieve lagen verdeeld. Er wordt onderscheid gemaakt tussen lage en hoge beddingsconstanten. Dit omdat de juiste bodemschematisering niet bekend is.
  - De buigstijfheid van de wand is afkomstig uit het voorgaande voorlopige ontwerp, bijlage 3.
  - Het anker wordt als een horizontale veer beschouwd, zie bijlage 3.

In eerste instantie wordt de invloed van de excentrische oplegging van de bovenbouw op de combiwand verwaarloosd. Hierdoor zijn de drie varianten gelijkwaardig, zodat de invloed van de scheefstand van de wand in samenwerking met de ontlastvloer beoordeeld kan worden. In een later stadium wordt deze excentrische oplegging wel in rekening gebracht.

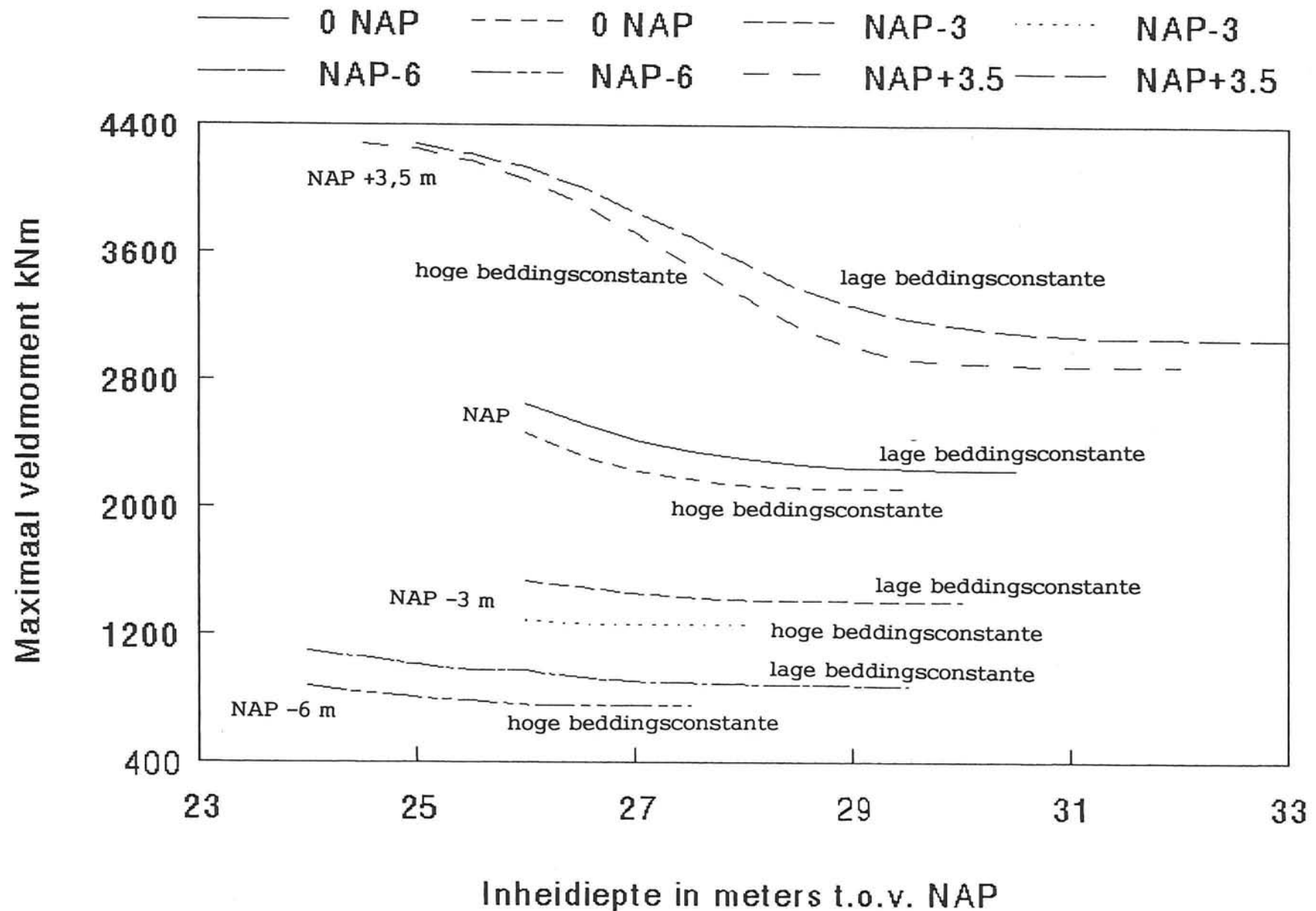
### **11.5.5 Resultaten**

Door de lengte van de damwand met 0,5 m te verhogen, veranderen de veld-, inklemmingsmomenten en de ankerkracht. De verandering van de veldmomenten zijn weergegeven in afbeelding 11.15. Op de horizontale as is de inheidiepte van de combiwand uitgezet, op de verticale as is het maximaal veldmoment uitgezet. Weergegeven zijn de drie aanlegdiepten NAP, NAP -3 m en NAP -6 m. Om een goede vergelijking mogelijk te maken, is ook het geval zonder ontlastvloer doorgerekend, NAP +3,5 m. Te zien is dat voor iedere aanlegdiepte het veldmoment een horizontale asymptoot heeft. Daarnaast heeft iedere aanlegdiepte een boven- een ondergrens. De bovengrens wordt gevormd door de lijn die ontstaan is door gebruik van de lage beddingsconstanten en de ondergrens door gebruik van de hoge beddingsconstanten. Verder is te zien dat de hoge beddingsconstanten de grootste ankerkrachten tot gevolg hebben. De exacte resultaten zijn weergegeven in bijlagen 7 t/m 9.

Het valt op dat de winst van NAP 0 naar NAP -3 m groter is, dan de winst van NAP -3 m naar NAP -6 m. Hieruit kan worden geconcludeerd, dat het minder zinvol is de ontlastvloer op grote diepte te plaatsen. Een diepe aanleg verhoogt de kosten flink, terwijl de winst op de combiwand geringer is. Voor verdere uitwerking wordt daarom uitgegaan van de variant met de ontlastvloer op NAP-3 m.

# Momentverloop bij toenemende inheidiepte

## Var. aanlegdiepte ontlastplaat



## 11.6 Verder ontwerp

Alle aandacht is tot nu gericht geweest op het vinden van de optimale afmetingen van de combiwand. De in Afbeelding 11.16 getekende oplossing heeft een ontlastvloerbreedte van 6 m. Wanneer er in de getekende situatie geen kranen op de constructie staan, zijn de prefab betonpalen drukpalen. Indien er echter wel kranen op de kade aanwezig zijn, worden de prefab betonpalen op trek belast. Een dergelijke wisseling tussen druk en trek is zeer ongunstig voor de toelaatbare draagcapaciteit van die betreffende paal. Dit effect treedt op doordat er een relatief korte ontlastvloer is toegepast, terwijl er een vrij grote overhang aan de waterzijde aanwezig is.

Dit probleem is op te lossen door:

- De ontlastvloer dieper te plaatsen.
- De ontlastvloer langer te maken.

Deze beide oplossingen hebben tot doel de belasting op de ontlastvloer te verhogen waardoor de prefabpaal onder druk blijft staan. De eerste oplossing is niet gewenst i. v. m. de sterk stijgende kosten, zodat de tweede oplossing overblijft.

Enig rekenwerk leert dat bij een ontlastvloerbreedte van 10 m de prefabpaal aan de achterzijde onder druk blijft staan.

Doordat de combiwand onder een relatief grote hoek wordt geheid, wordt er een relatief grote horizontale kracht op de betonnen bovenbouw uitgeoefend. Het gevolg is dat de 1:1 geheide paal niet zwaar op trek wordt belast. Het is dus niet meer nodig een kostbare M.V.-paal te gebruiken, een simpele prefab voorgespannen-betonpaal voldoet hier waarschijnlijk ook. Ook kan worden afgevraagd of de helling van deze paal 1:1 moet zijn. Dit is een moeilijk heibare situatie en het zal eenvoudiger en dus goedkoper zijn een prefabpaal meer rechtop te heien.

### 11.6.1 Variant kademuur op palen met ontlastvloer op NAP-3 m en een ontlastvloer breedte van 10 m.

Voor de nadere uitwerking van deze variant moeten in principe een aantal belastingscombinatie's doorgerekend worden:

- Gemiddelde oplegkracht op de combiwand.
- Maximale oplegkracht op de combiwand.
- Maximale drukkracht op prefabbetonpaal achter de combiwand.
- Maximale drukkracht op prefabbetonpaal onder ontlastvloer.
- Totale belasting op de kademuur.
- Alleen permanente belastingen op de kademuur

In bijlage 10 zijn de laatste twee belastingsgevallen weergegeven. In afbeelding 11.17 is weergegeven wat de geschatte afmetingen zijn van de constructie.

Tevens is hier het mechanicamodel weergegeven. In de nu volgende beschouwing zijn alleen de laatste belastingsgevallen beschouwd omdat de tijd ontbreekt om alle gevallen door te rekenen.

## **11.6.2 Ontwerp combiwand**

### **11.6.2.1 Ontwerp zonder normaalkracht in combiwand**

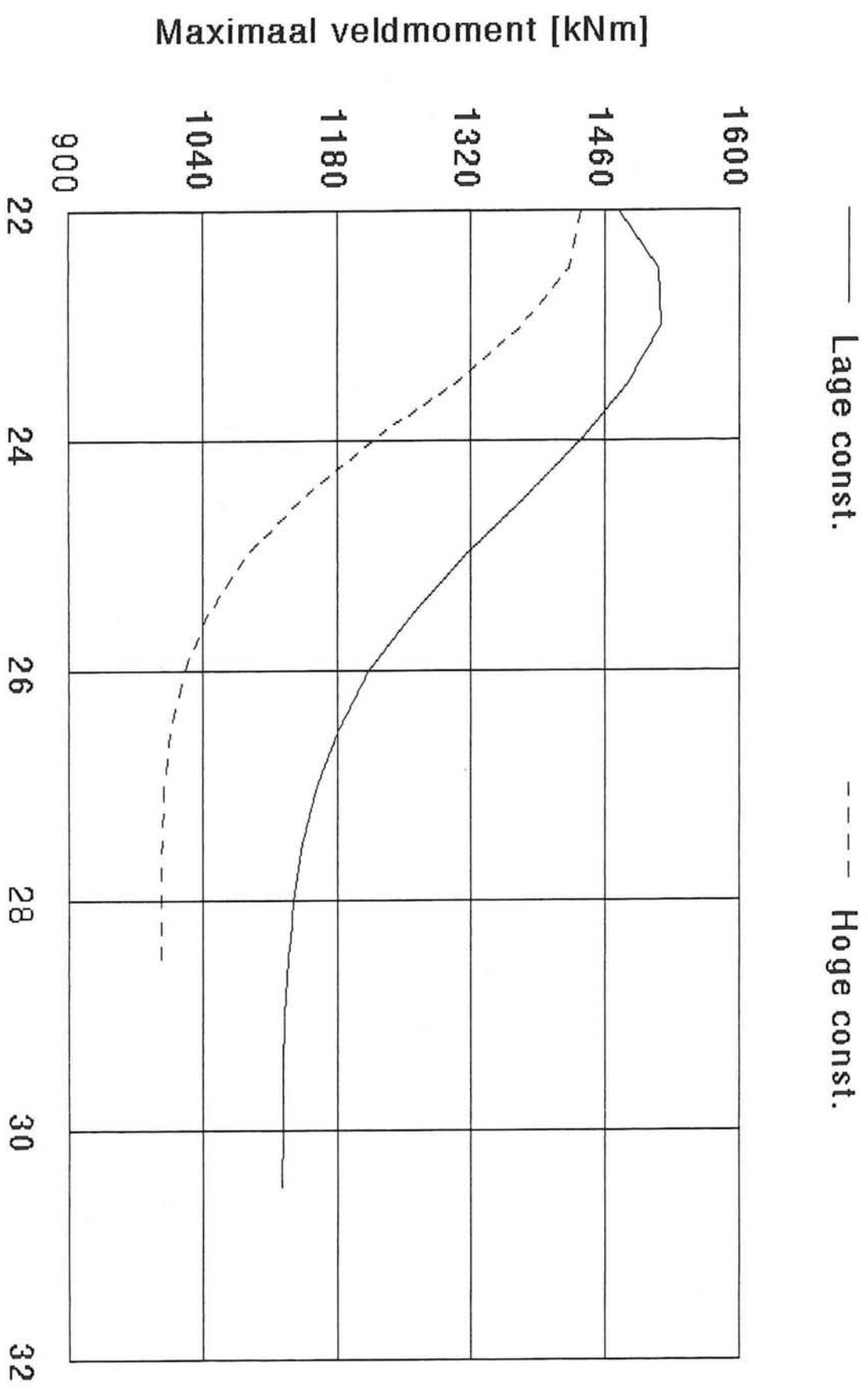
Aangezien het hier een nieuwe situatie betreft m.b.t. de langere ontlastvloer, moeten de ankerkrachten en de veld- en inklemmingsmomenten van combiwand weer opnieuw worden bepaald. Dit is weer gebeurd voor hoge en lage beddingsconstanten zodat er een boven- en een ondergrens aangegeven kan worden, waartussen het veldmoment zich zal bevinden. In deze berekening is nog geen rekening gehouden met normaalkrachten op de combiwand en reducerende momenten op de kop van de wand.

De invoergegevens m.b.t de fictieve grond dichtheid en de resultaten zijn weergegeven in bijlage 11. De gebruikte belastingen en invoergegevens voor het programma M-sheet komen verder overeen met die van paragraaf 11.5.4.

In de navolgende afbeelding 11.18 zijn de momentenverlopen weergegeven. Een diepere inheidiepte dan NAP-28 m is onnodig. In Bijlage 11 zijn de invoer- en uitvoergegevens bij elkaar gebracht.

# Momentenverloop

## Bij toenemende combiwand-lengte

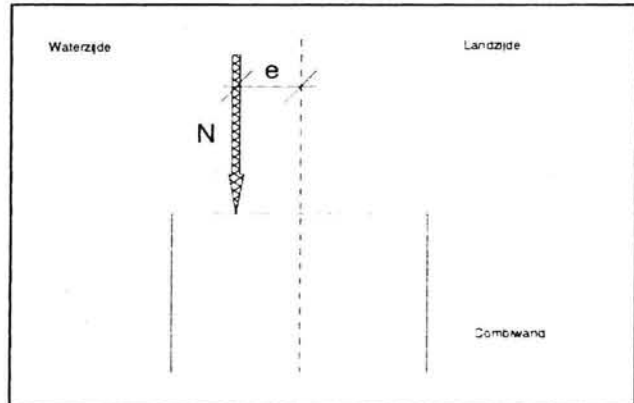


Inheidiepte t.o.v N.A.P. [m]

afbeelding 118.

### 11.6.2.2 Invloed excentrische oplegging bovenbouw op combiwand.

Door het toepassen van een excentrische oplegging kan het veldmoment gereduceerd worden. De optimale situatie wordt gevonden als in absolute zin het kopmoment even groot is als het veldmoment. Het kopmoment is echter afhankelijk van de normaalkracht in de combiwand. Dit moment is dus variabel, terwijl het veldmoment redelijk constant is. De twee beschouwde belastingsgevallen zijn de uiterste belastingsgevallen: de grootst mogelijke oplegkracht en de kleinst mogelijke oplegkracht op de combiwand. Het moment op de kop van de wand is de normaalkracht in de wand maal een excentriciteit  $e$ . Zie hiervoor ook afbeelding 11.19. De schematisatie met de lage veerconstanten voor de grond geeft de grootste momenten, zodat alleen hiermee verder gerekend wordt.



Afbeelding 11.19

Voor verschillende excentriciteiten van de oplegkracht zijn nu de optredende momenten berekend. Getracht is een excentriciteit  $e$  te vinden waarbij de optredende momenten van de twee verschillende belastingsituaties min of meer van gelijke grootte zijn. Indien een excentriciteit van 0,25 m wordt toegepast, worden voor de twee belastingsgevallen de volgende momenten en krachten gevonden:

Volledige belasting, inclusief platform,

Normaalkracht in combiwand:	3700 kN
Reducerend moment aan de kop:	$0,25 \text{ m} * 3700 \text{ kN} = 925 \text{ kNm}$
Via Msheet volgt voor het veldmoment:	924,4 kNm
De ankerkracht is:	260 kN

Alleen permanente belasting, geen platform aanwezig,

Normaalkracht in de combiwand:	1650 kN
Reducerend moment aan de kop:	$0,25 \text{ m} * 1650 \text{ kN} = 413 \text{ kNm}$
Via Msheet volgt voor het veld moment:	1035 kNm
De ankerkracht is:	230 kN

De twee belastingsgevallen zijn in bijlage 10 weergegeven.

Het benodigde weerstandsmoment kan nu (opnieuw) bepaald worden:

$$W_{\text{ben}} = M / \sigma_{\text{staal}} \quad W_{\text{ben}} = 1035 \text{ kNm} / 445 \cdot 10^3 \text{ kN/m}^2$$

$$W_{\text{ben}} = 2,33 \cdot 10^{-3} \text{ m}^3 \text{ per strekkende meter combiwand.}$$



Andere belastingen die hier niet worden beschouwd, maar wel maatgevend kunnen zijn, zijn o.a.:

- Knikbelasting
- Combinatie van dwarskracht en buiging
- Materiaalspanningen door normaalkracht
- Temperatuurbelastingen

Het is goed mogelijk dat een ander belastingsgeval de maatgevende situatie geeft. Dit valt buiten het kader van dit onderzoek.

### **11.6.3 Ontwerp verdere onderbouw**

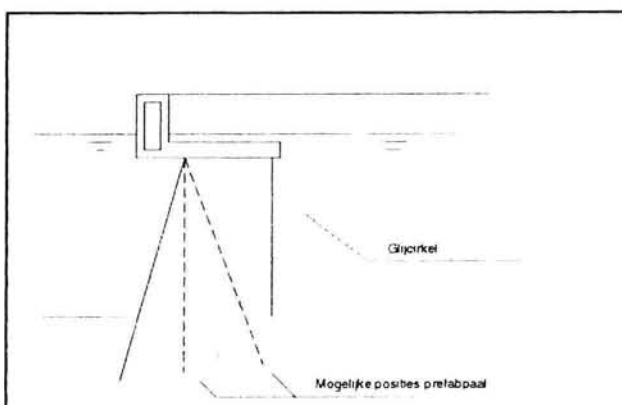
Voor de onderbouw zijn er nog een groot aantal varianten. Vooral de plaatsing van de prefabpaal achter de combiwand moet nog beschouwd worden. De uitgangspunten voor deze beschouwing zijn:

- Combiwand: helling 3,5:1 ; paalpuntniveau NAP-27 m.
- Maximale draagvermogen prefab betonpaal vierkant 0,45 m = 2100 kN
- Breedte ontlastvloer = 10 m.
- Belastingsgeval: totale belasting op kademuurconstructie. Uiteraard dienen ook de andere belastingsgevallen gecontroleerd te worden. In het kader van dit onderzoek is het niet haalbaar alle belastingssituatie's door te rekenen.

Met behulp van een krachtendiagram is op eenvoudige wijze inzicht te verschaffen over de krachtwerking van de combiwand en prefab betonpaal. In afbeelding 11.20 is dit diagram weergegeven. De oplegreactie op de combiwand en prefab paal worden berekend in Bijlage 12 en zijn weergegeven in tekening 11.20. Gewoonlijk wordt de ankerkracht met 30 % verhoogd als extra veiligheid. Deze waarde volgt uit metingen die in de praktijk zijn gedaan. ( $H = 1092 - 260 + 1,3 \cdot 260 = 1170$  kN/m en  $V = 3512$  kN/m) De resulterende kracht is dan ook bekend;  $R = 3702$  kN/m. In de figuur is de richting van de combiwand uitgezet. Aangezien deze als een pendelstaaf geschematiseerd is, heeft de kracht een evenwijdige werklijn aan de combiwand van B naar C. Het beginpunt van de kracht in de combiwand valt in punt B samen met het eindpunt van de resulterende kracht R.

De grootte en richting van de kracht in de prefab paal zijn onbekend. Deze zijn namelijk afhankelijk van de plaatsing van de paal zelf. Wel bekend is het eindpunt van de kracht. Het eindpunt van de krachtendriehoek dient gesloten te worden, dus de vector die de kracht in de paal voorstelt, dient te eindigen in punt A.

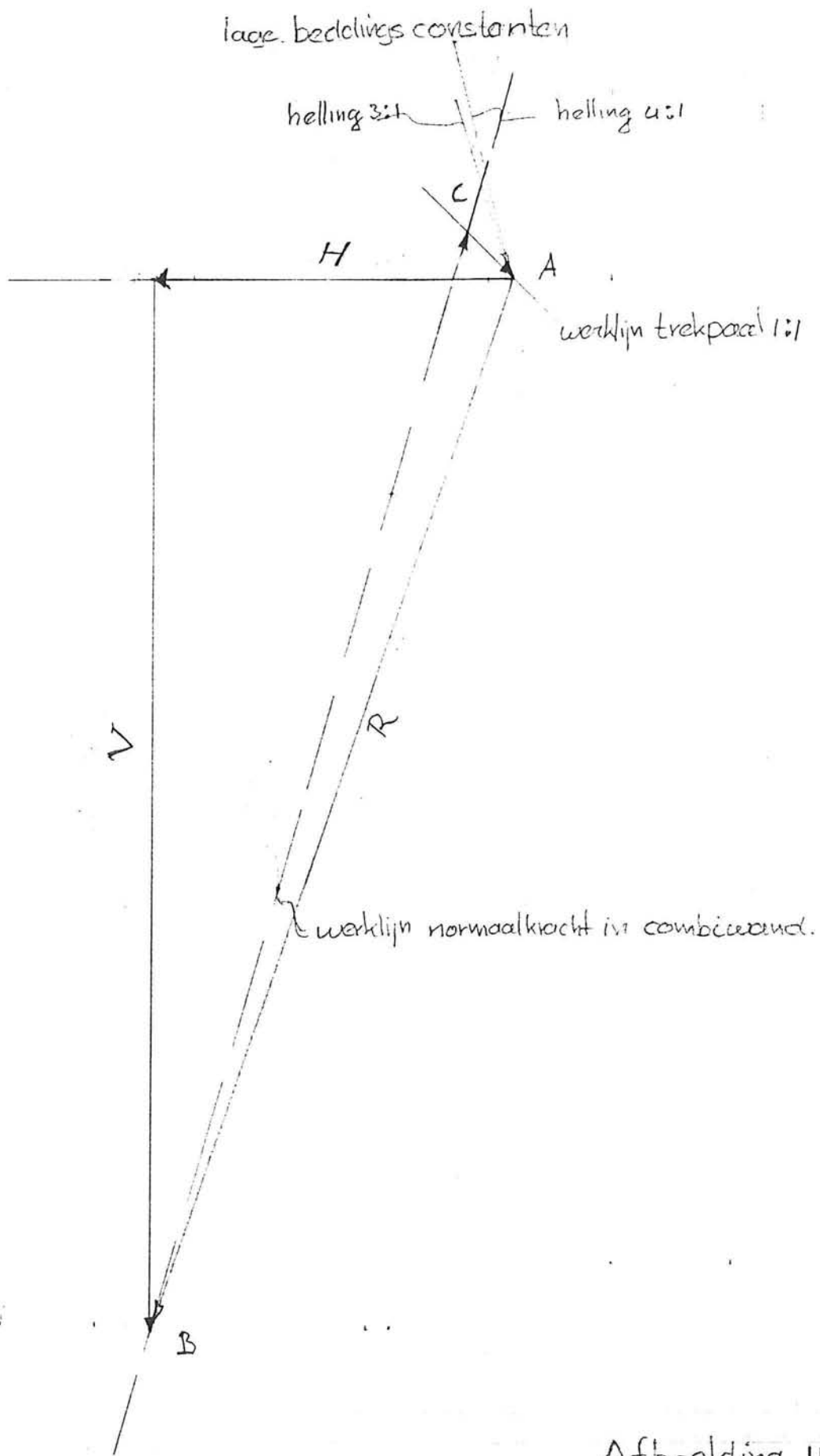
Overwogen kan worden de prefab paal "te lood" te heien. Een dergelijke plaatsing van de prefabpalen heeft naast voordelen zoals een eenvoudige uitvoering echter ook nadelen. Door de plaatsing van de palen vlak achter de combiwand beïnvloedt de verplaatsing van de combiwand, door de horizontale gronddrukken, de palen. Daarnaast moeten de palen buiten de glijcirkel van de kadeconstructie liggen om de stabiliteit van de gehele constructie te kunnen garanderen. Indien de palen "te lood" geheid worden is dit moeilijk realiseerbaar, de palen moeten dieper geheid worden dan de combiwand om buiten de glijcirkel te vallen. Zie afbeelding 11.21.



Afbeelding 11.20

De conclusie is dus dat enige helling van de palen vanuit stabiliteitscriteria wenselijk is. In afbeelding 11.20 is duidelijk te zien dat indien de trekpaal onder een grotere helling dan 1:1 geplaatst wordt, de trekkrachten (iets) oplopen. De kleinste trekkracht geeft een plaatsing van 1:1. Uit de grafiek kan men een schatting maken m.b.t. de optredende trekkracht. De trekkracht is 220 kN/m. Voor een plaatsing van h.o.h 3,06 m is de kracht 675 kN per paal. Indien voor M.V.-palen wordt gekozen, zijn deze overgedimensioneerd. De maximale trekkracht per M.V.-paal is 3000 kN. Waarschijnlijk is hier een economischer paaltype te gebruiken, zoals de eerder genoemde prefab betonpaal of een kleine buispaal. Het voordeel van een M.V.-paal is de grote stijfheid van de paal. Om deze reden wordt toch voor dit paal type gekozen.

De palen aan het uiteinde van de ontlastvloer worden "te lood" geheid. Het onder een helling plaatsen heeft door de geringe belasting op de trekpalen niet veel zin meer.



Afbeelding 11.21

### 11.7 Dimensioneren bovenbouw inclusief belastingen uit het platform

De bovenbouwconstructie is aan de ene zijde opgelegd op een combiwand en een trekpaal en aan de andere zijde op een drukpaal. Het samenwerken van de combiwand met de trekpaal is te beschouwen als een (min of meer) plaatsvast punt ofwel een scharnieroplegging. De drukpaal aan de achterzijde is te beschouwen als een roloplegging. Het geheel is dus statisch bepaald wat het dimensioneren van de bovenbouw een stuk eenvoudiger maakt. In Afbeelding 11.17, mechanicamodel, is de schematisatie weergegeven voor het uiteindelijke ontwerp. Met behulp van PC-frame is het ontwerp doorgerekend waarna de benodigde hoofdwapening is berekend. Deze is weergegeven in Bijlage 13. Alle voorbereidende- en ontwerpberekeningen worden niet weergegeven, zodat dit deel het karakter heeft van een controleberekening.

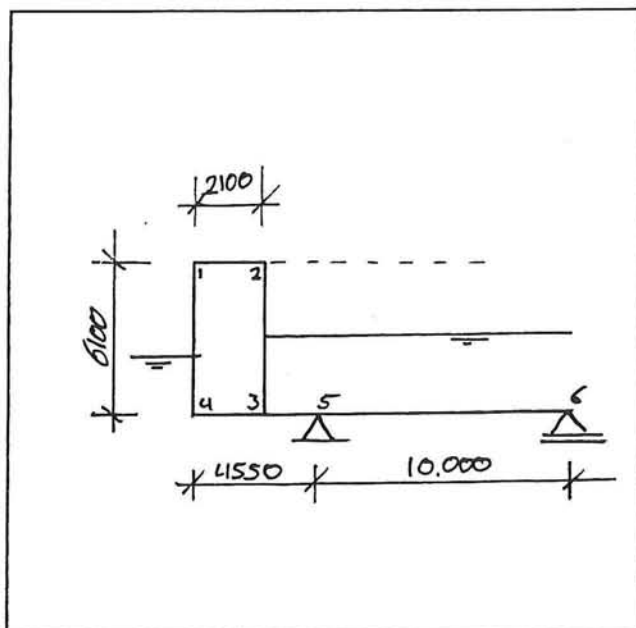
#### 11.7.1 Uitgangspunten berekening

- VBC 1990, GTB 1990
- Betonkwaliteit B35
  - $f'_b = 21 \text{ N/mm}^2$
  - $f_b = 1,4 \text{ N/mm}^2$
  - $f_{pm} = 2,8 \text{ N/mm}^2$
  - $E'_b = 31000 \text{ N/mm}^2$
  - maximum wapeningspercentage  $\omega_{0,max} = 1,93\%$
  - minimum wapeningspercentage  $\omega_{0,min} = 0,18\%$
  - economisch wapeningspercentage  $\omega_{0,eco} = 0,5\%$

Uitgangspunt voor de ontwerpen van de bovenbouw is het economische wapeningspercentage. Dit heeft vermoedelijk wel een toename van de dwarskrachtwapening tot gevolg.

- Staalkwaliteit FeB500
  - $f_{s,d} = 435 \text{ N/mm}^2$
- De constructie wordt per strekkende meter bekeken.
- Schematisatie:

De schematisatie van de bovenbouw is in nevenstaande tekening 11.21 weergegeven. Deze tekening is ook weergegeven op overzichtstekening



Afbeelding 11.22

11.17. Voor verdere informatie wordt verwezen naar de overzichtstekening.

### 11.7.2 Belastingen op de bovenbouw

De belastingen zijn voor een deel reeds nauwkeurig berekend in de globale ontwerpfase zodat hier alleen een opsomming van de belastingen volstaat.

De belastingen zijn per strekkende meter kademuur:

				staafnr.
• e.g. dek:	25 kN/m <sup>3</sup> *0,8 m=	20	kN/m	1
• e.g. ontlastvloer	(25-10)kN/m <sup>3</sup> * 1 m=	15	kN/m	3
• e.g. ontlastvloer		30	kN/m	5
• e.g. ontlastvloer		30	kN/m	6
• veranderlijke belasting op dek		60	kN/m	1
• horizontale gronddruk tegen de koker	0-36,54		kN/m	2
• horizontale gronddruk tegen de koker	36,54-83,9		kN/m	2
• verticale gronddruk op ontlastvloer	63		kN/m	5
• verticale gronddruk op ontlastvloer	63		kN/m	6
• horizontale gronddruk door terreinbelasting	34,8		kN/m	2
• verticale gronddruk door terreinbelasting	60		kN/m	5
• verticale gronddruk door terreinbelasting	60		kN/m	6
• verticale gronddruk door platform	27-13,6		kN/m	6
• verticale gronddruk door platform	13,6-0		kN/m	6
• verticale gronddruk door platform	27		kN/m	5
• horizontale gronddruk door platform	0-96,2		kN/m	2
• horizontale gronddruk door platform	96,2-0		kN/m	2
• e.g. van de kokerwand	137,25		kN	2
• e.g. van de kokerwand	137,25		kN	4
• ankerkracht	295		kN	knoop 5
• kraanbelasting	833,3		kN	knoop 2
• bolderkrachten	50		kN	knoop 1
• horizontale windkrachten	80		kN	knoop 2

### 11.7.3 Resultaten

In Bijlage 13 ,eerste deel, zijn de resultaten weergegeven in de vorm van een computerberekening. Daarna zijn de gegevens gebruikt om de hoofdwapening te berekenen voor alle onderdelen. Er is alleen naar buiging en dwarskracht gekeken. De berekening van de benodigde wapening gebeurt via de bekende formule:

$$\frac{M_u}{bd^2} = k$$

Via de berekende  $k$  kan uit tabellen in de GTB de benodigde wapening worden gevonden. In onderstaande tabel zijn de resultaten weergegeven. Weergegeven zijn de hoogte van het onderdeel, het wapeningspercentage, de toegepaste wapening en de noodzaak van dwarskrachtwapening. Bij dat laatste is ook aangegeven of de gehele plaat of muur voorzien moet worden van beugels, of dat maar een (klein) deel beugels behoeft.

Omschrijving	hoogte	wap. per-centage	toegepaste wapening	Dwarskrachtwap
Dek van de koker (1)	800 mm	0,18%	$\phi 16-150$	n
Wand van de koker (2)	900 mm	0,50%	$\phi 25-100$	j, deel
Onderzijde koker (3)	1000 mm	0,37%	$\phi 32-225$	j, totaal
Wand van de koker (4)	900 mm	0,18%	$\phi 16-130$	n
Overstek (5)	2000 mm	0,45%	$\phi 40-140$	j, totaal
Ontlastvloer (6)	2000 mm	0,45%	$\phi 40-140$	j, deel

### 11.8 Dimensionering bovenbouw exclusief krachten uit het platform

Om een goede indruk te krijgen wat het voor de kademuur betekent om een extra platform te moeten dragen, wordt bovenstaande berekening herhaald. Om duidelijke verschillen te krijgen, worden de wapeningspercentages constant gehouden. De hoogte van het beton wordt dan variabel, zodat enkel hier verandering kan optreden. Verwacht kan worden dat bij afnemende afmetingen het gebruik van dwarskrachtwapening zal toenemen.

#### 11.8.1 Uitgangspunten berekening

De uitgangspunten van deze berekening zijn gelijk aan die van paragraaf 11.7.1.

#### 11.8.2 Belastingen

De belastingen zijn per strekkende meter kademuur:

				staafnr.
• e.g. dek:	$25 \text{ kN/m}^3 * 0,8 \text{ m} =$	20	kN/m	1
• e.g. ontlastvloer	$(25-10) \text{ kN/m}^3 * 1 \text{ m} =$	15	kN/m	3
• e.g. ontlastvloer		30	kN/m	5
• e.g. ontlastvloer		30	kN/m	6
• veranderlijke belasting op dek		60	kN/m	1
• horizontale gronddruk tegen de koker	0-36,54		kN/m	2
• horizontale gronddruk tegen de koker	36,54-83,9		kN/m	2
• verticale gronddruk op ontlastvloer		63	kN/m	5
• verticale gronddruk op ontlastvloer		63	kN/m	6

- horizontale gronddruk door terreinbelasting 34,8 kN/m 2
- verticale gronddruk door terreinbelasting 60 kN/m 5
- verticale gronddruk door terreinbelasting 60 kN/m 6
  
- e.g. van de kokerwand 137,25 kN 2
- e.g. van de kokerwand 137,25 kN 4
- ankerkracht 295 kN knoop 5
- kraanbelasting 833,3 kN knoop 2
- bolderkrachten 50 kN knoop 1
- horizontale windkrachten 80 kN knoop 2

### 11.8.3 Resultaten

Omschrijving	hoogte	wap. per-centage	toegepaste wapening	Dwars-krachtwap
Dek van de koker (1)	900 mm	0,18%	φ16-120	n
Wand van de koker (2)	650 mm	0,50%	φ25-150	j, deel
Onderzijde koker (3)	1050 mm	0,37%	φ32-200	j, totaal
Wand van de koker (4)	650 mm	0,18%	φ25-150	n
Overstek (5)	1900 mm	0,45%	φ40-150	j, totaal
Ontlastvloer (6)	1900 mm	0,45%	φ40-150	j, deel

De verschillen tussen de twee situaties zijn niet zo groot. Gesteld kan dus al worden dat de invloed van het platform minimaal is.

Wanneer gekeken wordt naar het verschil bij de oplegkrachten, blijkt dat de verschillen relatief gering zijn. De afwijking is ongeveer 6%. Men kan dus stellen dat het voor de fundering geen verschil maakt of er wel of geen platform aanwezig is.

Opgemerkt wordt dat niet alle belastingsgevallen beschouwd zijn, zodat bovenstaande wapeningspercentages en toegepaste wapening slechts ter indicatie zijn. De maatgevende situatie zal echter niet veel verschillen van de hierboven berekende situatie.

### 11.9 Verschil in kosten tussen de variant "wel een platform" en de variant "zonder platform".

In de vorige paragraaf is al tot uitdrukking gekomen dat een platform weinig invloed heeft op de gehele kademuur. Met behulp van enkele richtprijzen kan geprobeerd worden de kosten verhoging te bepalen die het gevolg is van het plaatsen van een platform.

De volgende prijzen worden gebruikt<sup>5</sup>:

- 1 m<sup>3</sup> beton in het werk gestort: f 400,- per m<sup>3</sup>
- betonpaal geheid in werk: f 4000,- per stuk
- buispaal: f 1600,- per ton

Het aantal kubieke meters beton in het geval met aanwezigheid van een platform rekening is gehouden:

staaf 1:	1,2 * 0,8 = 0,96 m <sup>3</sup>
staaf 2:	5,5 * 0,9 = 4,95 m <sup>3</sup>
staaf 3:	1,2 * 1 = 1,2 m <sup>3</sup>
staaf 4:	7,5 * 0,9 = 6,75 m <sup>3</sup>
staaf 5:	2,9 * 2 = 5,8 m <sup>3</sup>
staaf 6:	10 * 2 = 20 m <sup>3</sup>

Totaal 39,7 m<sup>3</sup> beton

Het aantal kubieke meters beton in het geval er geen rekening is gehouden met de aanwezigheid van een platform:

staaf 1:	1,7 * 0,9 = 1,53 m <sup>3</sup>
staaf 2:	5,6 * 0,65 = 3,64 m <sup>3</sup>
staaf 3:	1,05 * 1,7 = 1,79 m <sup>3</sup>
staaf 4:	7,5 * 0,65 = 4,89 m <sup>3</sup>
staaf 5:	1,9 * 2,65 = 5,04 m <sup>3</sup>
staaf 6:	1,9 * 10 = 19 m <sup>3</sup>

Totaal = 35,89 m<sup>3</sup> beton

Het verschil tussen deze twee situaties is 3,8 m<sup>3</sup> beton. De winst, die men verkrijgt door het weglaten van het platform, bedraagt dan ongeveer:

$3,8 \text{ m}^3 * f 400,-/\text{m}^3 = f 1520,-$  per strekkende meter kademuur, exclusief het platform zelf.

De orde van grootte van de kosten van het platform zelf zijn ongeveer 4000,- per strekkende meter.

De totale bouwkosten van het platform bedragen dan 5500,- à 6000,- per strekkende meter.

---

<sup>5</sup> Bron = Gemeentewerken Rotterdam, Ingenieursbureau Havenwerken



De totale kostprijs van een kademuurconstructie op palen zonder platform is ongeveer f 45000,- per strekkende meter.

De kosten van een kademuur incl. een platform constructie bedragen dan 51000,- per strekkende meter. Dit is een stijging van 13 % t.o.v. de huidige kostprijs.

#### **11.10 Uiteindelijke ontwerp**

In tekening 11.23 is het uiteindelijke ontwerp weergegeven. De ontlastplaat is hier afgeschuind om materiaal te besparen. Voor het overzicht is ook het platform plus de legplaats van de scheepsluiken weergegeven.



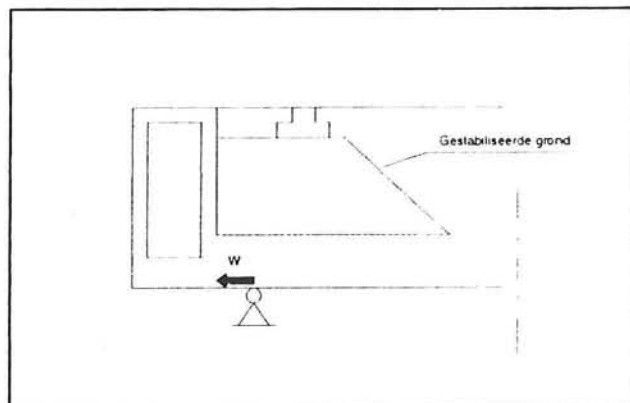
## 12 Terugkoppeling ontwerp

De terugkoppeling van het ontwerp van de kademuur aan het ontwerp van het overslagsysteem kan op verschillende manieren gebeuren. Dit kan gebeuren op het vlak van bruikbaarheid en kosten. Als eerste zal de bruikbaarheid van de constructie beschouwd worden:

### 12.1 Bruikbaarheid

Om een snelle uitwisseling van containers tussen AGV en spreader te kunnen bewerkstelligen, moet de bovenzijde van het platform een horizontaal vlak zijn. Van belang zijn dan de verplaatsingen en rotaties van de kademuur. In nevenstaande afbeelding 11.24 is de situatie weergegeven.

Het platform is gefundeerd op gestabiliseerde grond die weer op de ontlastvloer rust. Deze grond is te beschouwen als een min of meer massief blok, dat de verplaatsingen van de ontlastvloer zal volgen.



Afbeelding 24

Om de verplaatsingen van de ontlastvloer te bepalen, zijn twee bronnen beschikbaar. De eerste bron is de berekening met Msheet waarbij verplaatsingen van het anker en de combiwand zijn berekend. Een tweede bron zijn metingen die uitgevoerd zijn op de Maasvlakte op trekpalen (M.V.-palen).

#### 12.1.1 Verplaatsingen uit Msheet

Msheet geeft een horizontale verplaatsing van de kop van de combiwand en M.V.-paal van 4,1 mm. De bijbehorende kracht is 290 kN/m. Bij een h.o.h afstand van 3,05 m en een schoorstand van 1:1 is de kracht in de lengterichting van de paal:

$$\sqrt{2} * 3,05 * 290 = 1250 \text{ kN}$$

bij een verplaatsing in lengte richting van  $\sqrt{2} * 4,1 = 5,8 \text{ mm}$

### 12.1.2 Metingen op de Maasvlakte

Deze metingen zijn een aantal malen gepubliceerd [35], [36]. Metingen tonen aan dat de maximale trekkracht van een M.V.-paal 5000 kN is, waarbij de totale verplaatsing 31 mm is. De elastische verlegging van de M.V.-paal is 23 mm zodat de kopverplaatsing (in de grond) 8 mm moet zijn. Volgens de wet van Hooke is nu de verplaatsing te schatten:

$$31 \text{ mm} / (5000 \text{ kN} / 1250 \text{ kN}) = 7,75 \text{ mm}.$$

De verplaatsing in lengterichting van de paal en dus ook in horizontale richting  $w$ , zie tekening 11.22, blijkt niet zo groot te zijn.

### 12.2 kosten verhoging van de containeroverslag

De kosten in het totaalplaatje stijgen bij toepassing van een platform maar weinig. In paragraaf 3.2.5.2 is een uitdrukking afgeleid voor de bepaling van de overslagkosten. De onbekende in dit verhaal is de "c-waarde", die aangeeft hoe de overslagkosten zich zullen gaan ontwikkelen.

De uitgewerkte oplossing met het platform maakt gebruik van 6 kranen voor een schip van 8000 TEU. In de huidige situatie zijn er gemiddeld 4 kranen in gebruik voor het lossen van een schip van ongeveer 4000 TEU. Het aantal ingezette kranen loopt dus maar langzaam op. Daarnaast kunnen de huidige kranen omgebouwd worden voor gebruik met een platform, zodat de aanschaf van nieuwe kranen niet noodzakelijk is. Dit zijn aanwijzingen dat  $c$  kleiner dan 1 zal zijn.

In afbeelding 3.5 is weergegeven hoe de kosten per container zich zullen ontwikkelen. Gezien het feit dat de  $c$ -waarde kleiner is dan 1, zullen de totale kosten bij toepassing van het hier gepresenteerde ontwerp voorlopig blijven dalen.

## 13 Conclusies

In het eerste deel is een ontwerp gepresenteerd, dat mogelijk een snellere containerbehandeling tot gevolg heeft. De capaciteitswinst van alleen het toepassen van een platform is zeer beperkt. In combinatie met een uitgekiend ontwerp van de aan- en afvoerwijze van de AGV's is het mogelijk een betere overslagcapaciteit te berekenen. De winst wordt gevonden in een efficiëntere tweedekat-cyclus. Het is echter niet mogelijk vast te stellen hoeveel tijdswinst dit exact zal opleveren, omdat het met de huidige simulatie-programmatuur (nog) niet mogelijk is verschillende verkeersstromen boven elkaar te modelleren. Daarnaast zijn de uitgangspunten uitgegaan van een aantal aannamen die (nog) niet realiseerbaar zijn. Dit zijn:

- AGV's kunnen onder een hoek van 90 graden krabben. Aangezien de huidige AGV's reeds in staat zijn om onder een hoek van 90 graden te krabben, moet het mogelijk zijn deze AGV's te produceren.
- De AGV's hebben nog te veel storingen. De AGV's hebben nog veel last van (computer-) storingen. Het gepresenteerde overslagsysteem is ontworpen voor de theoretische situatie dat de computerstoringen verholpen zijn.

In het tweede deel is bekeken, wat de beste kademuuralternatieven zijn. Het blijkt dat de reeds bekende kademuur op palen nog steeds goed scoort. De kademuur blijkt niet gevoelig voor het al dan niet plaatsen van een platform. Vooral de fundering, bestaande uit combiwand, M.V.-paal en prefabbetonpaal, blijkt ongevoelig te zijn voor het platform. De kosten van alleen de kademuur blijken met 3% te stijgen indien er een platform geplaatst wordt.

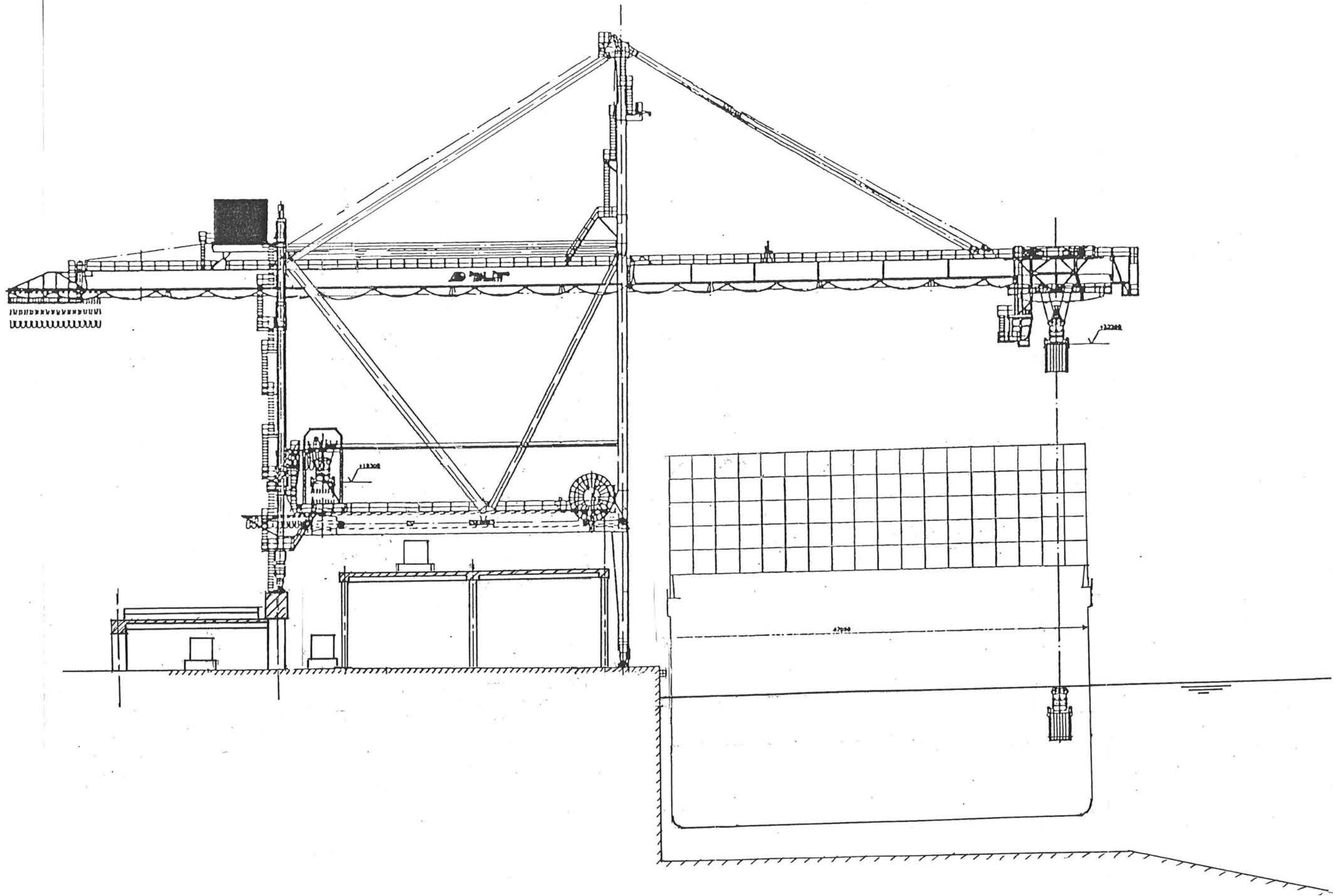
Het blijkt dus zo te zijn dat de huidige generatie kademuren zonder problemen voorzien kunnen worden van een platform.

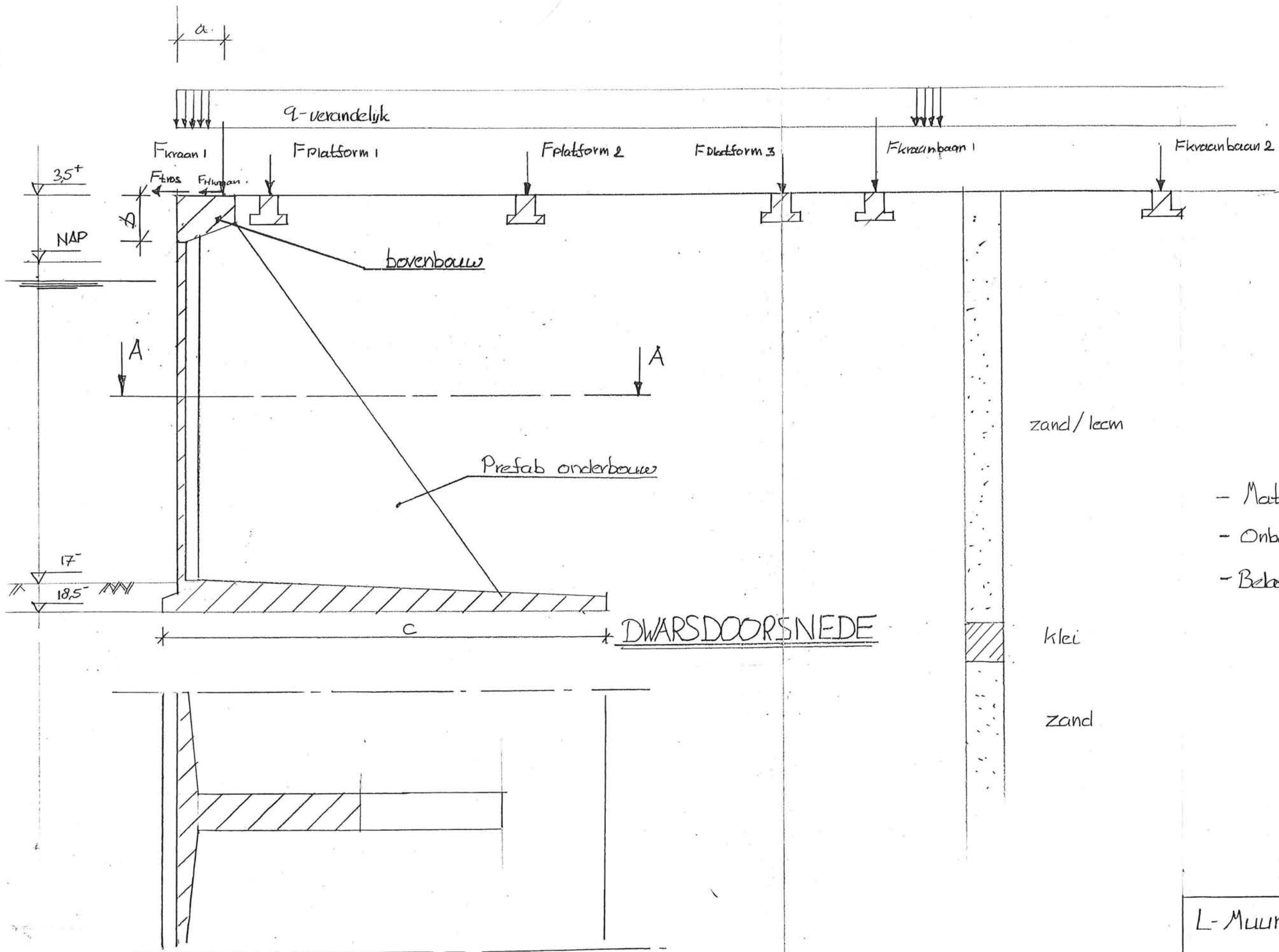
## Literatuurlijst

- [1] ir. H van der Horst et al, Rotterdam volgt de ontwikkelingen van de scheepvaart op de voet, Land en Water, maart '91.
- [2] Prof. ir. H. Velsink, Ports and Terminals, collegedictaat f12/f13 TU-Delft
- [3] Rob Wilken, In Rotterdamse haven werken straks robots met containers, Land en Water, maart '91.
- [4] Gert Hage, Revolutie op de Maasvlakte, Port of Rotterdam Magazine.
- [5] Container vervoer over water valt uiteen in tenminste drie segmenten, Inland Shipping, nov '94.
- [6] Dave Rulof, Sizing up the future, Pdl, jan./feb. '94.
- [7] What size the next generation of containervessels, Loyd's Maritime Information Services LTD, '92.
- [8] Prof. G. J. Wormmeester, Grootschalig transport naar een grootschalige wereld, intreerede, juni '93.
- [9] Ship Shape, Pdl, november '95.
- [10] Trends in container vessel size, IAPH, '89.
- [11] Met het oog op morgen, Prof. Wormmeester, '92
- [12] Andrew Foxcroft, Handling the Techno-Superliner, Cargo today, nov. 95.
- [13] Barge EXpress, innovatief-concept voor de internationale binnenvaart, Onderzoekschool TRAIL, jan '96.
- [14] Mike Jordan, Super Cranes, Pdl Crane supplement, mei '94.
- [15] Hugh O'Mahony, Something old, something new ..., Cargo Systems, aug. 95.
- [16] Far-reaching Octopus, Cargo systems, mei '95.
- [17] Ports '95, voordrachten congres Ports '95.
- [18] Fastship lift off, Pdl, mei '95.
- [19] 2000-12, ECT en GHR.
- [20] Don Black, Ports in the 21st century.
- [21] Havens III, stichting postdoctoraal onderwijs in de civiele techniek.
- [22] ir. H. Lavooij, Containerports in the future, Land en Water international, '95.
- [23] ing M. L. Broeken, Een rechthoekige koker op een fundering van M.V. palen, Land en Water, oktober '92.
- [24] T. Molenaar, Zeebrugse containerkade ' in den droge ' bouwen, Land en Water, juli '92.
- [25] G22, waterbouwcase, ontwerp prefab kademuur, '96.
- [26] PIANC, bulletain.
- [27] ir. J. Dirksen, Kademuur van schuimbeton.
- [28] The era of the supercrane, containerisation international, nov. '95.
- [29] Inleiding tot de vervoers- en havenconomie, Prof. dr. H.C. Kuiler, '73.
- [30] The economics of containerisation, Prof D. J. Robertson, '71.
- [31] Die 6000 -TEU-Jumbos sind da!, Hansa, nr 3, '96.
- [32] Prospects for the development of multi-modal transport systems, Ports and harbors, mei '89.
- [33] Eindrapport Incomaas "Zee- en kustvaart"
- [34] Collegedictaat B13, TU-Delft.
- [35] Diepwaterterminal Maaavlake, PT civiele techniek april '90
- [36] Piling and deep foundations, Deep foundations institute, Sparta USA, april 1991.

### Gebruikte rapporten en voorschriften:

- Large Containerships, economics of 6000+ TEU vessels, Maritime economic research center, may 1994.
- Damwandconstructies, CUR, oktober 1993
- NEN 6720, VBC '90, Voorschriften ontwerp betonconstructies.
- GTB-'90



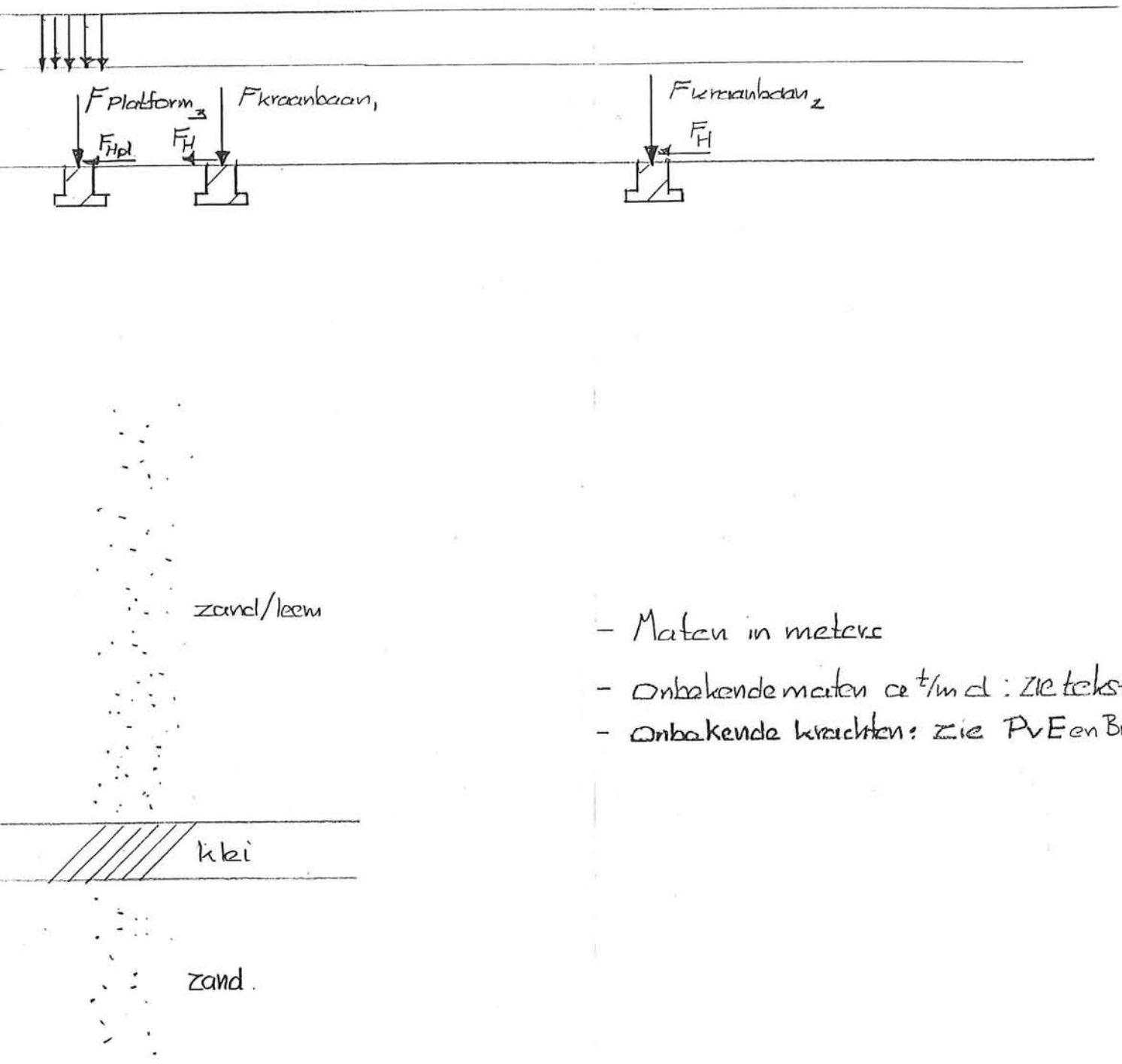
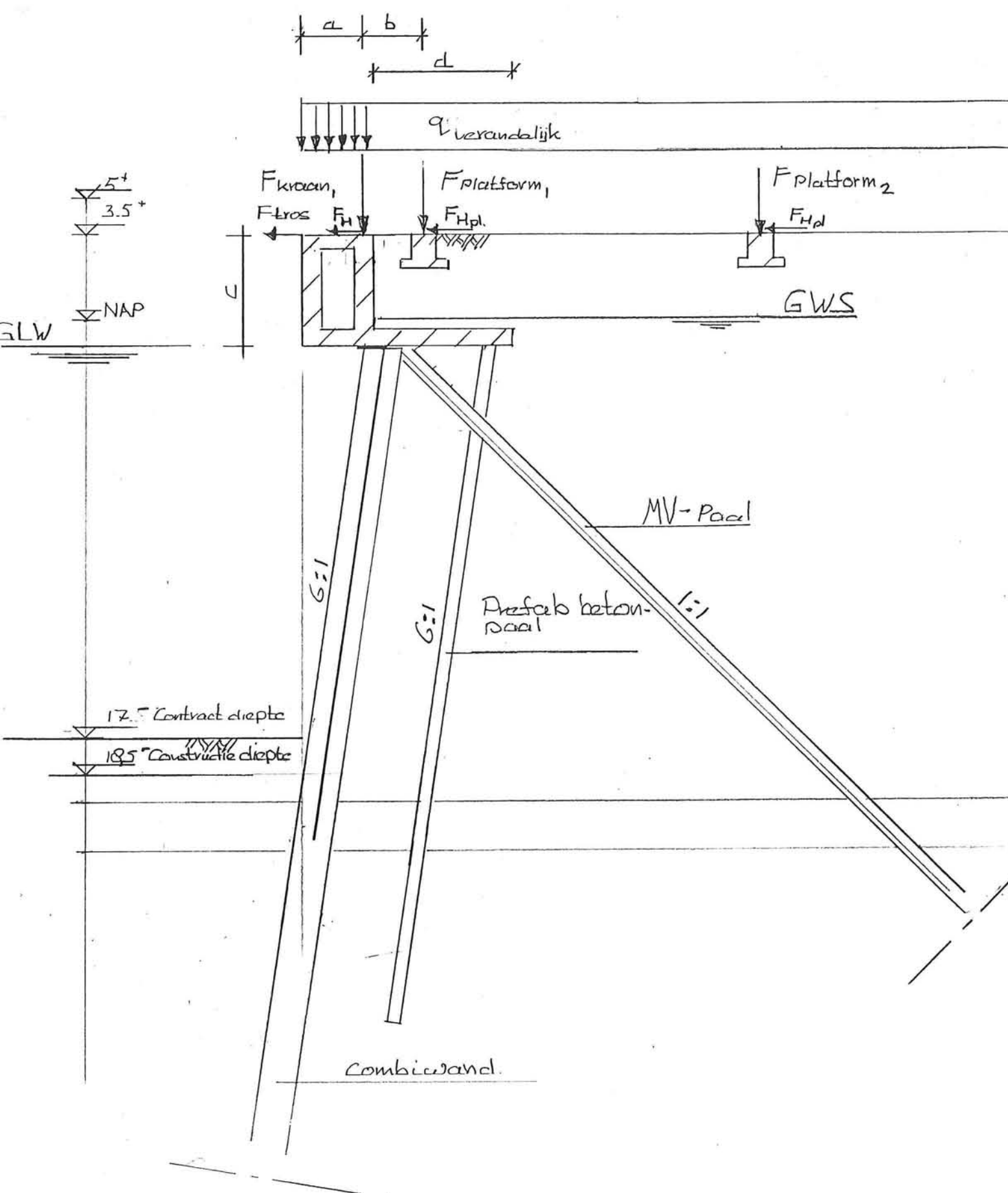


- Maten in meters
- Onbekende maten  $a^t/m$ : zie tekst
- Belastingen: zie PvE en Bijlagen

L-Muur	Tekening
Schaal 1:200	11.7

DOORSNEDE A-A

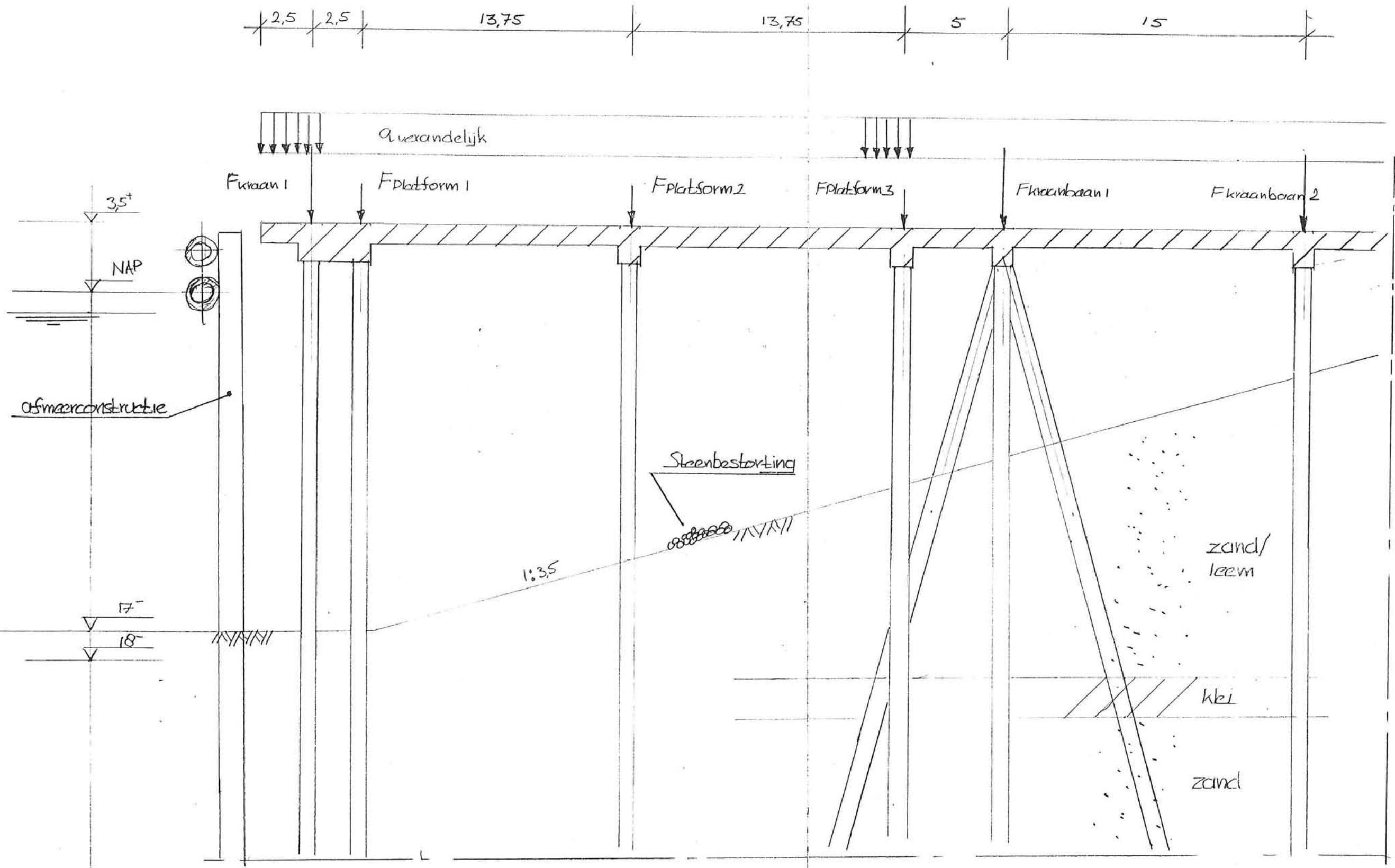




- Maten in meters
- Onbekende maten  $\text{cm}^2/\text{m}^2$ : zie tekst
- Onbekende krachten: zie PvEen Bijlage

DWARSDOORSNEDE

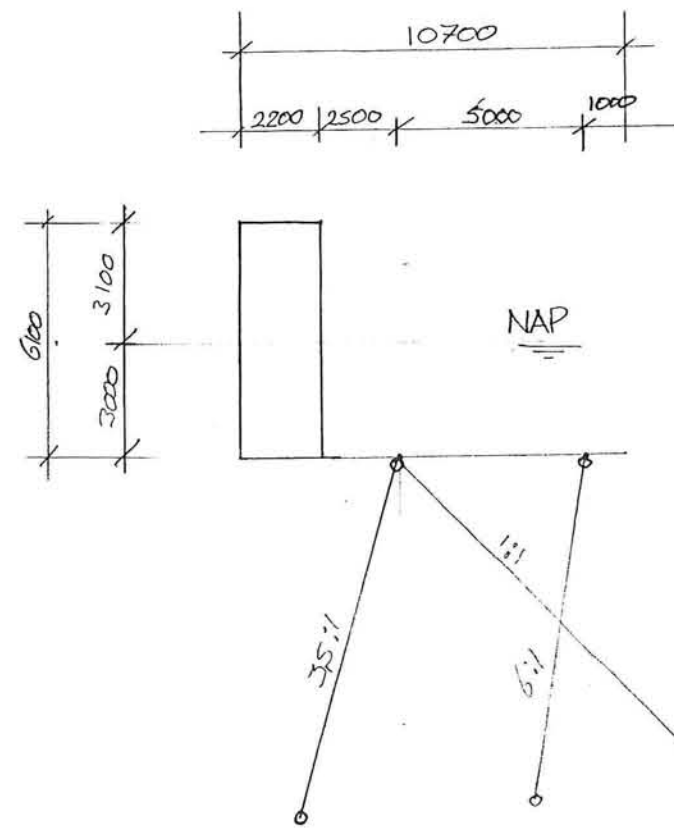
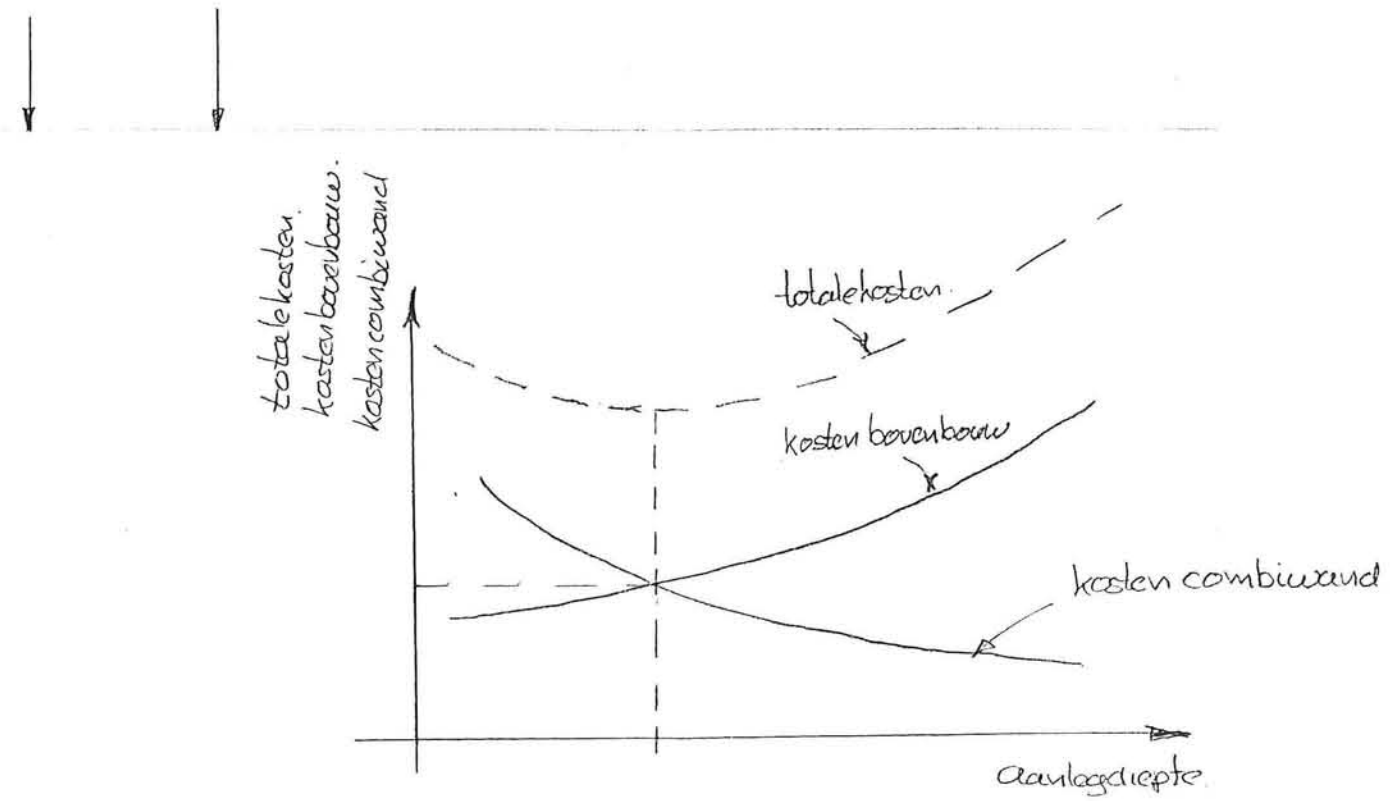
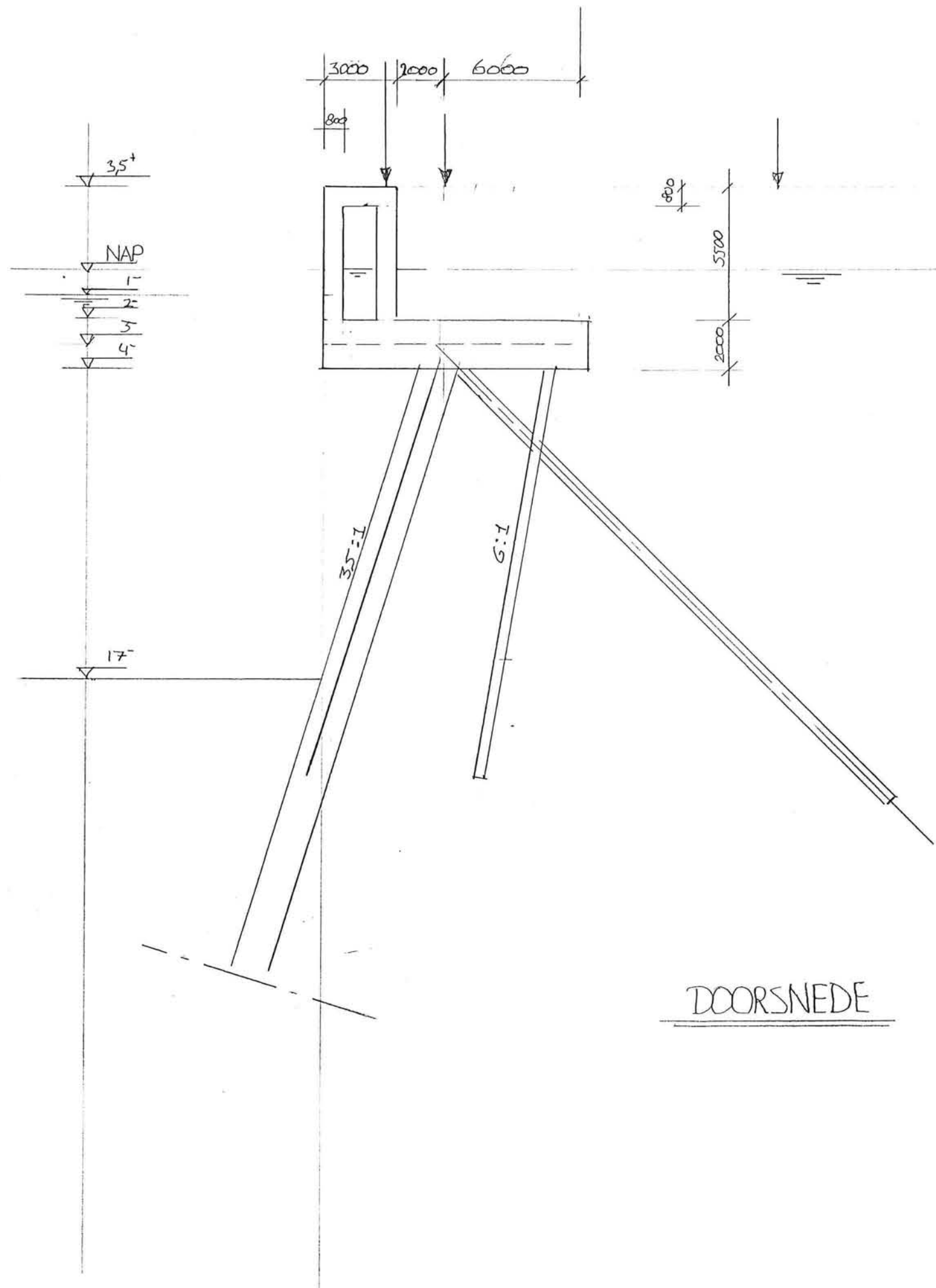
Kachmuur met ontlastvloer. Schaal 1:200	Tekening 11.4
--	---------------



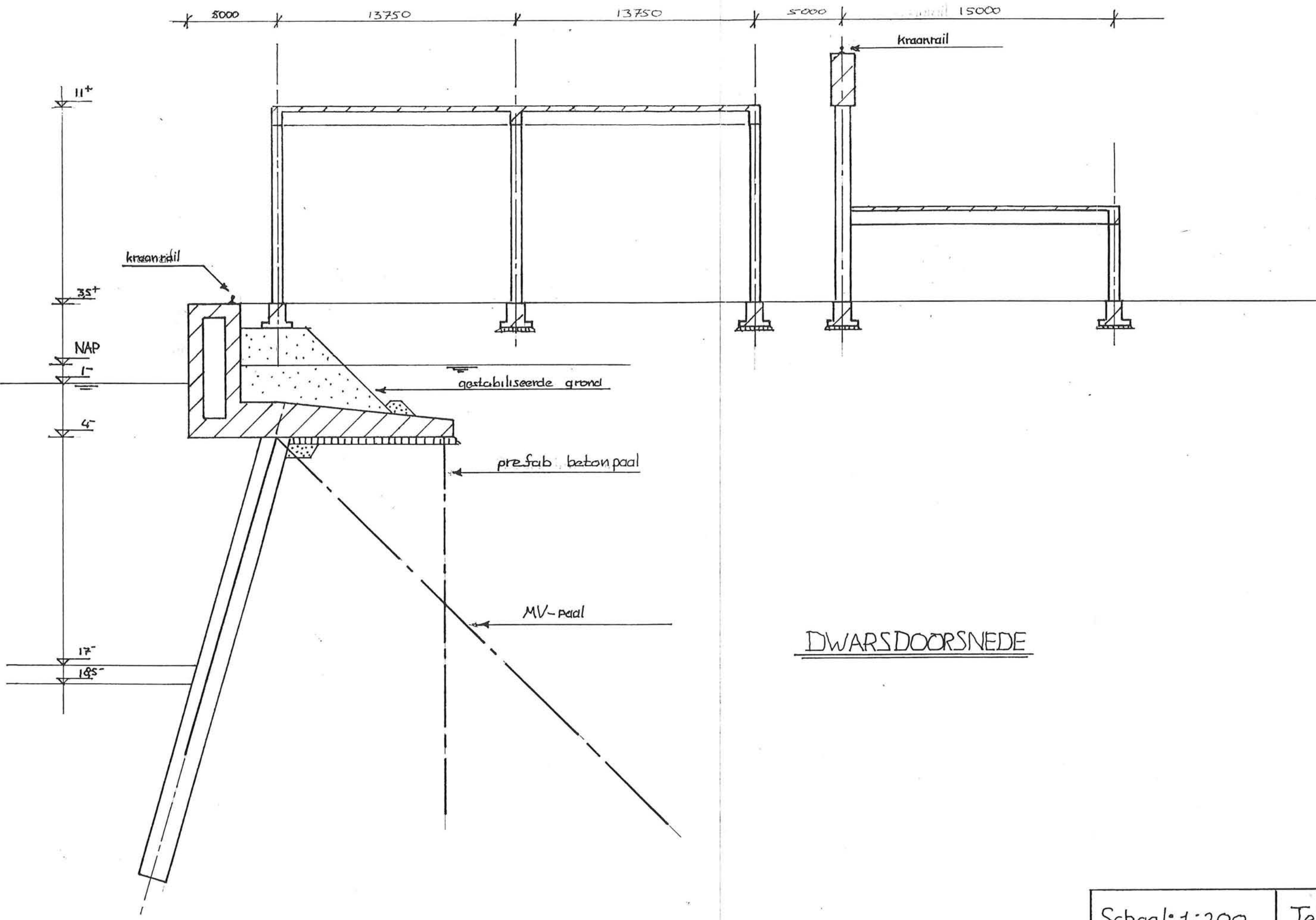
DWARSDOORSNEDE

- Maten in meters
- Onbekende maten: zie tekst
- Belastingen: zie PvE en Bijlagen

Steiger	Tekening
Schaal 1:200	11.9







DWARSDOORSNEDE

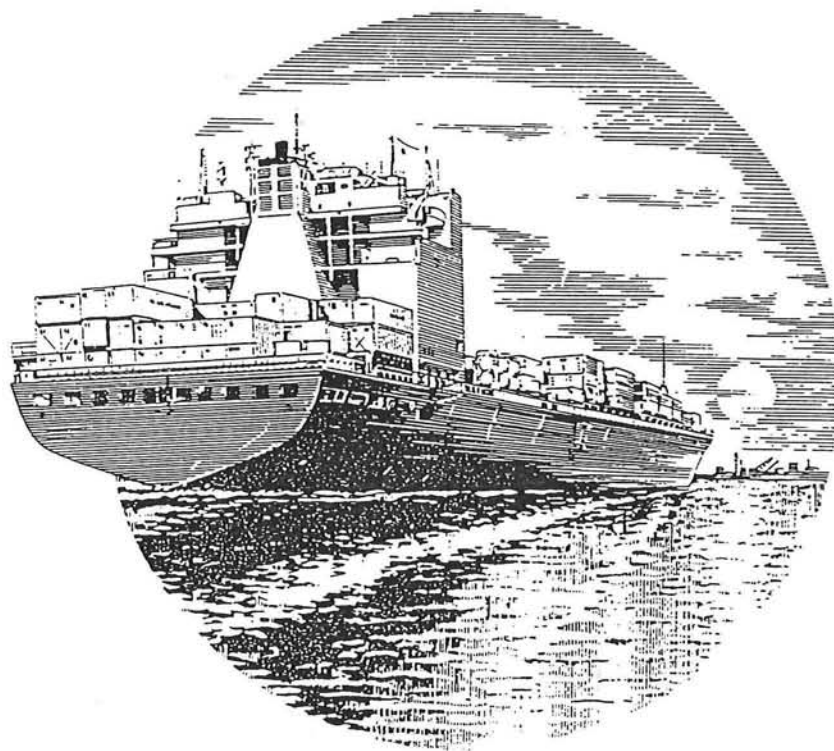
Schaal: 1:200	Tekening:
	11.23

# Revolutie op de Maasvlakte ?

oktober 1996

ing. E.J.M. Schoenmakers

---



**Bijlagen**



# Inhoud

- Bijlage 1: Model voor kraancyclus.
- Bijlage 2: Krachten op en door de fenders op de kademuur.
- Bijlage 3: Voorlopige dimensionering kademuur op palen
- Bijlage 4: Voorlopig ontwerp L-muur
- Bijlage 5: Globaal ontwerp steiger
- Bijlage 6: Fictieve grondsamenstelling voor computerprogramma "Blum"
- Bijlage 7: Schematisatie grondlagen, aanlegdiepte ontlastvloer = NAP, breedte vloer = 6m. Berekeningsresultaten
- Bijlage 8: Schematisatie grondlagen, aanlegdiepte ontlastvloer = NAP-3 m, breedte vloer = 6m. Berekeningsresultaten
- Bijlage 9: Schematisatie grondlagen, aanlegdiepte ontlastvloer = NAP-6 m, breedte vloer = 6m. Berekeningsresultaten plus overzichtsgrafiek.
- Bijlage 10: Belastingen op bovenbouw.
- Bijlage 11: Schematisatie grondlagen, aanlegdiepte ontlastvloer = NAP-3 m, breedte vloer = 10 m. Berekeningsresultaten plus grafiek.
- Bijlage 12: Invloed normaalkracht en kopmoment op de combiwand.
- Bijlage 13: Dimensioneren bovenbouw voor:
- volledige belasting incl. platform.
  - volledige belasting excl. platform.

# Bijlage 1

Model kraancyclus



## Model voor bepaling cyclustijd.

Er wordt onderscheid gemaakt tussen twee trajecten:

Traject a: Het lossen van dekcontainers

Traject b: Het lossen van containers in het ruim

De verhouding tussen containers dek : ruim =  $5/17 : 12/17$

De containers op het dek worden in een langzamer tempo gelost dan de containers in het ruim. Dit komt omdat hier:

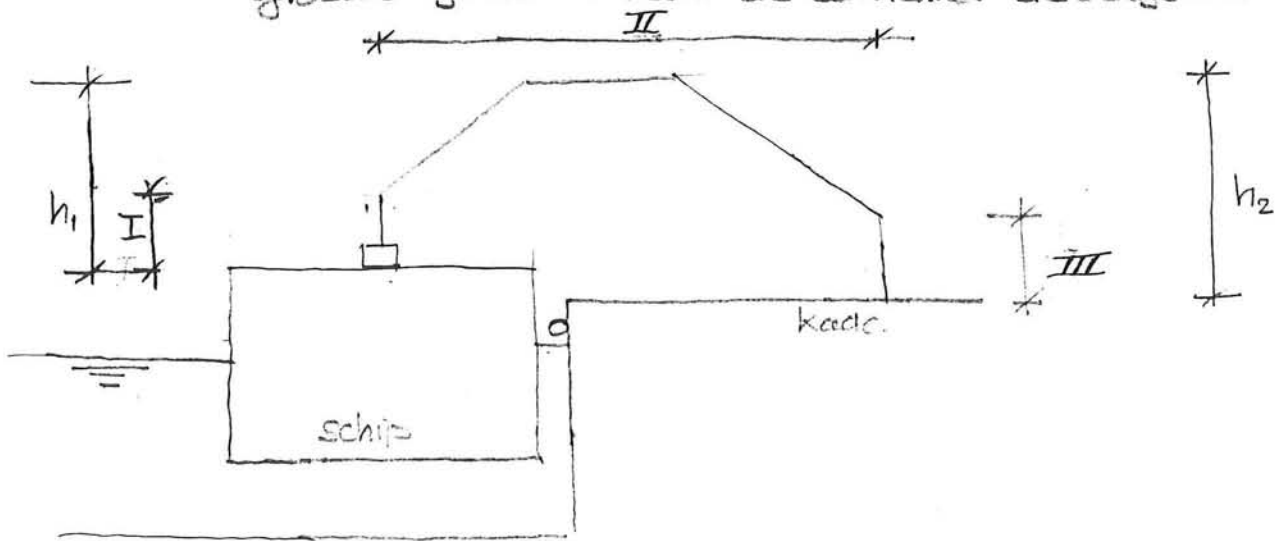
- containers staan met gevaarlijke ladingen
- containers staan met afwijkende maten
- container extra handelingen moeten ondergaan:
  - los of vast slijpen containers
  - los/vast koppelen van koelcontainers (reefers)

Door deze handelingen wordt uitgegaan van  $\pm 15\%$  extra laad en losbijl voor de dekcontainers.

Verder wordt er in dit model rekening gehouden met de tijd die nodig is om de containers op snelheid te brengen en de tijd die nodig is om de containers in de oelgeleidingen te plaatsen. Verder wordt uitgegaan van een horizontale snelheid die 3 maal zo groot is als de verticale snelheid van de spreder.

Opbouw model:

Globaal gezien maakt de container de volgende beweging:



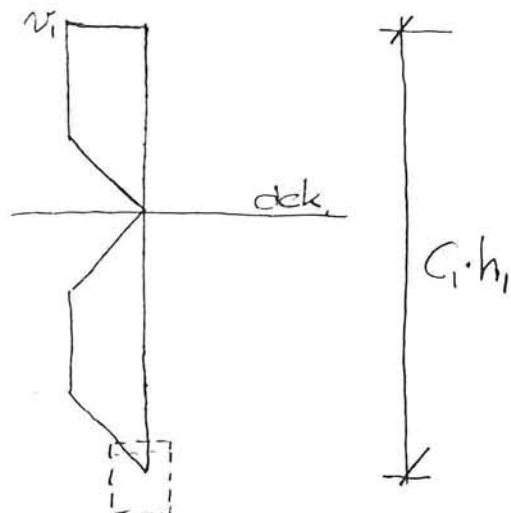
Van belang zijn alleen de afstanden I, II en III en de tijd  $t_I$ ,  $t_{II}$  en  $t_{III}$  die de container over die afstanden doet. Deze tijdsduren moeten zowel voor traject a en b worden bepaald. Zie tekening A.

In de volgende afbeelding wordt de afstand I  $h_1 \cdot C_1$  gevonden, II wordt  $l$  en III wordt  $h_2 \cdot C_2$

Traject a.

- $t_I$

Stel we kijken aan de spreider in zijn cel geleidingen



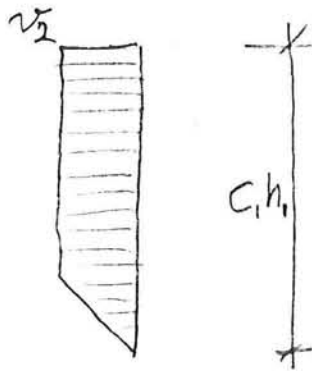
Het vertragen kost  $t_x$  seconden per vertraging (of versnelling).

$$t_I = 3 \cdot t_{x_1} + \frac{C_1 \cdot h_1 - \frac{1}{2} \frac{v_I}{t_{x_1}} \cdot t_{x_1}^2 \cdot 3}{v_I}$$

$$t_I = \frac{3}{2} t_{x_1} + \frac{C_1 \cdot h_1}{v_I}$$

$v_I$  = snelheid spreiden + container

- Het optillen van de spreiden



$$t_1 = t_{x_1} + C_1 \cdot h_1 - \frac{\frac{1}{2} v_2 / t_{x_1} \cdot t_{x_1}^2}{v_2}$$

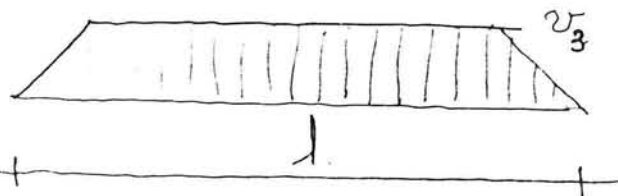
$$t_I = \frac{1}{2} t_x + \frac{C_1 \cdot h_1}{v_2}$$

$v_2$  = snelheid spreiden zowel container

$$\Sigma t_I = 2 t_{x_I} + C_1 \cdot h_1 \left( \frac{1}{v_I} + \frac{1}{v_2} \right)$$

•  $t_{II}$ :

Horizontal transport spreiden zowel geladen als ongeladen.



$$t_{II} = 2 \cdot t_{x_2} + l - \frac{\frac{1}{2} v_3 / t_{x_2} \cdot t_{x_2}^2 \cdot 2}{v_3}$$

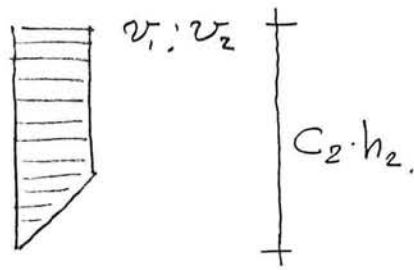
$$t_{II} = t_{x_2} + \frac{l}{v_3}$$

Deze afstand wordt 2x afgelegd:

$$\Sigma t_{II} = 2 \cdot t_{x_2} + \frac{2 \cdot l}{v_3}$$

•  $t_{III}$

Vertikaal transport binnen de kade.



snelheid geladen  $v_1$   
 „ ongeladen  $v_2$

Geladen:

$$t_{III} = t_{*1} + \frac{C_2 \cdot h_2 - \frac{1}{2} v_1 / t_{*1} \cdot t^2}{v_1}$$

$$t_{III} = \frac{1}{2} t_{*1} + \frac{C_2 h_2}{v_1}$$

Ongeladen:

$$t_{III} = \frac{1}{2} t_{*1} + \frac{C_2 h_2}{v_2}$$

$$\Sigma t_{III} = t_{*1} + C_2 h_2 \left( \frac{1}{v_1} + \frac{1}{v_2} \right)$$

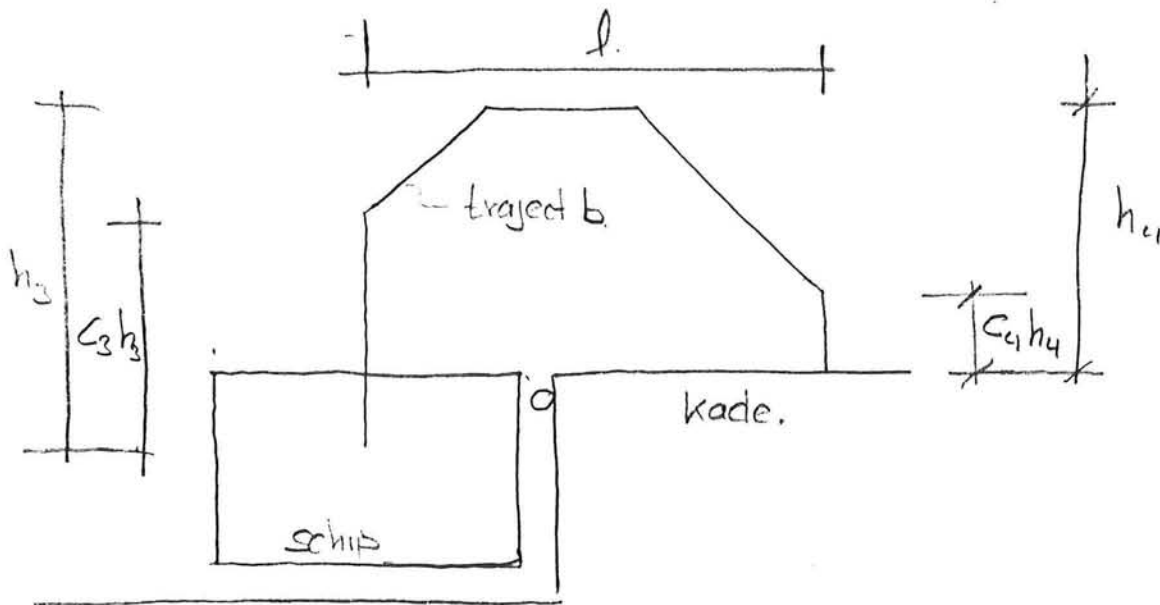
Totaal verlies door koppelen en zoeken met de sprongen  $2 \times 5 \text{ s} = 10 \text{ s}$ .

Tijdstaak a totale cyclustijd:

$$T_a = 3t_{*1} + 2t_{*2} + (C_1 h_1 + C_2 h_2) \left( \frac{1}{v_1} + \frac{1}{v_2} \right) + \frac{2l}{v_3} + 10$$

Voor trajed b kan op overeenkomstige wijze geconcludeerd worden:

$$T_b = 3t_{x1} + 2t_{x2} + (C_3 h_3 + C_4 h_4) \left( \frac{1}{v_1} + \frac{1}{v_2} \right) + \frac{2l}{v_3} + 10$$



Voor het bepalen van de gemiddelde cyclus duur:

$$T_{gem} = \frac{5}{17} \cdot T_a + \frac{12}{17} \cdot T_b$$

T-balk:

$$T_{gem} = 3 \cdot t_{x1} + 2t_{x2} + \left[ \frac{5}{17} (C_1 h_1 + C_2 h_2) + \frac{12}{17} (C_3 h_3 + C_4 h_4) \right] \cdot \left( \frac{1}{v_1} + \frac{1}{v_2} \right) + \frac{2l}{v_3} + 10$$

## Bepaling constanten $C_1$ t/m $C_4$

$$C_1 : h_1 = 2,5 + 6,83 = 9,33.$$

De horizontale beweging begint op een hoogte van:

$$\frac{2,5}{9,33} \cdot 9,33 = 0,267 \cdot h_1 \text{ m. } C_1 = 0,267$$

De spreider verplaatst eerst 2,5 m verticaal voordat de horizontale beweging aanset ingezet.

$C_2$  : Deze afstand is afhankelijk van de hoogte v. h. platform.

Zien platform: om

$$h_2 = 12,6 + 6,5 + 6,83 = 25,93 \text{ m.}$$

$$C_2 = 0,719$$

Platform op 5m  
boven de keede

$$h_2 = 10,93$$

$$C_2 = 0,639$$

Platform op 10m  
boven de keede

$$h_2 = 13,93 \text{ m.}$$

$$C_2 = 0,509$$

Platform op 15m  
boven de keede

$$h_2 = 9,93$$

$$C_2 = 0,235$$

$$-3 : h_3 = 22,93 \text{ m.}$$

$$C_3 = 0,695$$

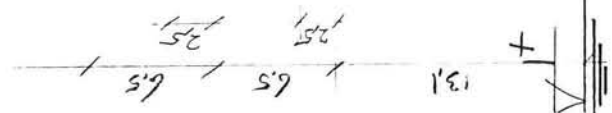
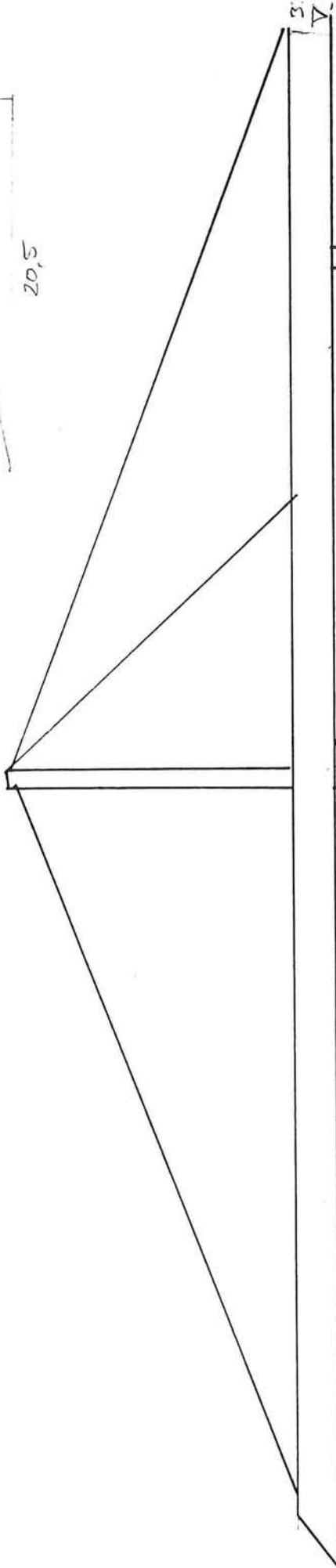
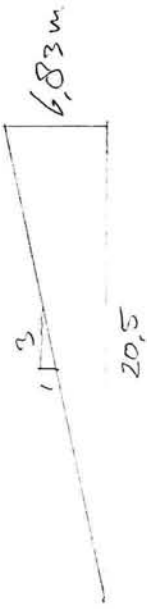
$C_4$ :	Platform op	
	0 m	$h_u = 19,93 \text{ m.}$ $C_4 = 0,657$
	5 m	$h_u = 14,93$ $C_4 = 0,542.$
	10 m	$h_u = 9,93 \text{ m.}$ $C_4 = 0,312.$
	15 m.	$h_u = 4,93$ $C_4 = 0.$

In dit laatste geval vermindert de baan v.a. spreiden zodanig dat het niet mogelijk is met dit model nog een goede benadering te maken. De grenswaarde is een hoogte  $h_u$  van 13,1 m.

$$13,1 \text{ m} \quad C_4 = 0.$$

Wanneer deze hoogte wordt over  $C_2$  gevonden:

$$13,1 \text{ m.} \quad C_2 = 0,369 \quad (h_2 = 10,83).$$



*Handwritten note:* 1/3 = 1/3  
 1/3 = 1/3

$\frac{3.5}{\Delta} + \frac{\Delta}{1}$

$$V_2 = 3 \cdot V_1$$

# TEKENING A

School no. 1000

4/1



# Bijlage 2

Krachten op en door fenders

In deze bijlage is een berekening volgens de strippen methode gegeven, voor de bepaling van het fendertype en de krachten van de fender op de kade. In de S.P.O.C.T. worden ontwerpformules gegeven. Men gaat gewoonlijk uit van de formule van Saurin:

$$E_{pot} = E_{kin} * C_m * C_e * C_s$$

In deze formule is:

- $E_{pot}$  = Potentiële energie van de fender bij maximale inverting in Joule.
- $E_{kin}$  = Kinetische energie van het aankomende schip in Joule.
- $C_m$  = Correctiefactor om toegevoegde watermassa in rekening te brengen.
- $C_e$  = Correctiefactor om de invloed van het zwaartepunt t.o.v. het botspunt in rekening te brengen.
- $C_s$  = Correctiefactor voor de invloed van de inverting van de scheepshuid.

De kinetische energie is te berekenen met de formule:

$$E_{kin} = \frac{1}{2} * m_s * v_d^2$$

waarin:

- $m_s$  = Massa van het schip in kg.
- $v_d$  = Meersnelheid in m/s.

De massa van het schip wordt m.b.v. de E.A.U. op 120 E6 kg geschat. Verder volgt uit het programma van eisen een meersnelheid van 0,15 m/s.

Bepaling  $c_m$ :

De hydrodynamische massa van het schip kan globaal met de volgende formule berekend worden:

$$m_w = \frac{1}{4} * \Pi * T^2 * L * \rho_w$$

Hierin is:

- T de diepgang van het schip: T = 13,7 m.
- L de lengte van het schip: L = 370 m.
- $\rho_w$  de soortelijkemassa van water = 1000 kg / m<sup>3</sup>

$$c_m = (m_s + m_w) / m_s = (120 \text{ E6} + 54,5 \text{ E6}) / 120 \text{ E6} = 1,45$$

Bepaling van  $c_e$  :

Met behulp van onderstaande formule is de correctiefactor te bepalen:

$$c_e = \frac{I_s}{I_s + a^2 * m_s}$$

waarin:

$$I_s = 1/12 * L^2 * m_s = 370^2 * 120 \text{ E6} = 1,369 \text{ E12 kgm}^2$$

a = de afstand tussen het zwaartepunt van het schip en het aanraakpunt van het schip met de fender. Aangezien het schip groot is in vergelijking tot de h.o.h. afstand van de fenders wordt a benaderd door:

$$a = L / 2 = 370 / 2 = 185 \text{ m.}$$

De correctiefactor wordt dan:

$$c_e = 1,369 \text{ E12} / (1,369 \text{ E12} + 185^2 * 120 \text{ E6}) = 0,25$$

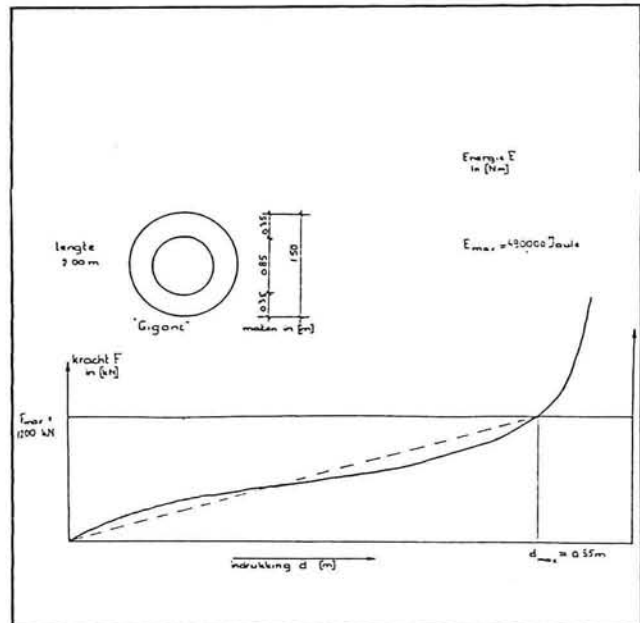
Bepaling  $c_s$  :

Doordat de scheepshuid van een lang schip relatief slap is, wordt  $c_s = 0,9$  genomen.

Nu kan de energie berekend worden die de fender op moet nemen:

$$E_{pot} = 0,5 * 120 \text{ E6} * 0,15^2 * 1,45 * 0,25 * 0,9 = 4,4 \text{ E5 Joule.}$$

In nevenstaande figuren is af te lezen hoe groot de indrukking en de geleverde kracht is. Er wordt gekozen voor een fender  $\phi$  1400/800, l = 2000 mm. Dit is gedaan omdat de E.A.U. als voorwaarde stelt dat de breedte van de fenders maximaal 1,5 m is. Indien de fender groter wordt, zal hij ook soepeler worden waardoor de stuurman van een schip tijdens een aanlegprocedure niet voelt of hij de fender raakt. Er zijn nu twee fenders nodig om de kracht te kunnen opnemen. De energieopnamecapaciteit is 0,22 MNm per fender. De bijbehorende compressie van de fender is 625 mm en de kracht is 800 kN per fender.



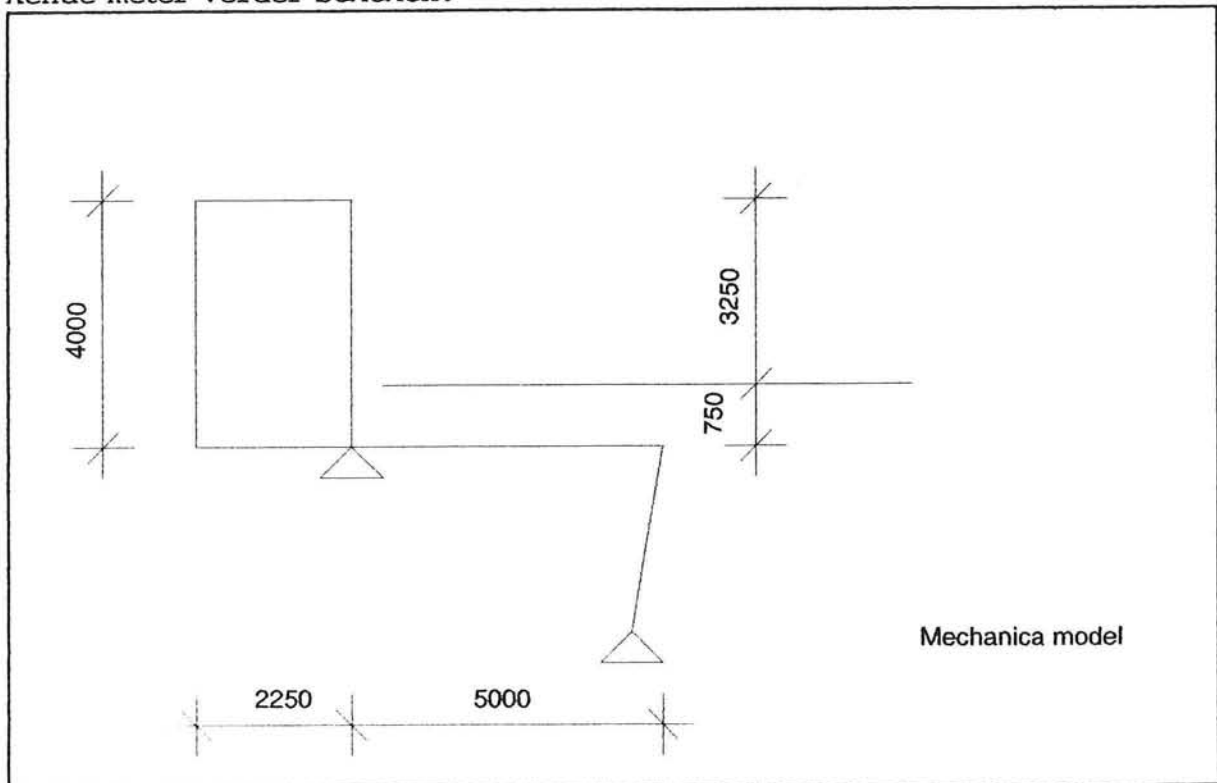
# Bijlage 3

Voorlopig ontwerp kademuur op palen

## Globale dimensionering kademuurconstructie met ontlastvloer

### 1 Vaststellen mechanica model voor de boven en onderbouw.

Uit de afmetingen van het globale ontwerp volgen de maten van het mechanica-model. De dikte van de wanden wordt geschat op 0,5 m. De bovenbouw is te schematiseren tot staven die momentvast verbonden zijn. De oplegging van de bovenbouw constructie op de combiwand en trekpaal, is te schematiseren tot een scharnier. Dit omdat de combiwand en trekpalen een "bokconstructie" is, die plaatsvast is. De oplegging van de bovenbouw op de prefabpalen is te schematiseren als een pendelstaaf. De gehele constructie wordt nu per strekkende meter verder bekeken.



### 2 Gronddrukken achter de wand

#### 2.1 Gronddrukken door e.g. van de grond en bovenbelasting

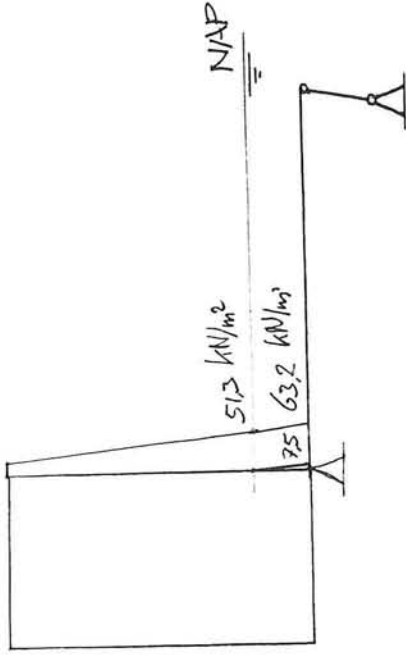
De horizontale gronddrukken op staaf (2) zijn bepaald m.b.v. neutrale-gronddrukken. Dit kan omdat door de stijve constructie de verplaatsingen minimaal zullen zijn. Er wordt hierbij uitgegaan van de rekenwaarde van de inwendigehoek van wrijving  $\theta_a = 25$  graden. De horizontale gronddrukcoëfficiënt kan bepaald worden met:

$$K_n = 1 - \sin\phi$$

Uit het programma van eisen volgt dat een bovenbelasting van  $30 \text{ kN/m}^2$  aangebracht dient te worden. Het volumieke gewicht van de grond is  $18 \text{ kN/m}^3$  in droge toestand en  $20 \text{ kN/m}^3$  in natte toestand. In afbeeldingen 2 en 3 zijn de verticale- en horizontale grondspanningen weergegeven.

3,25<sup>+</sup>  
V

17,4 kN/m<sup>2</sup>



51,3 kN/m<sup>2</sup>

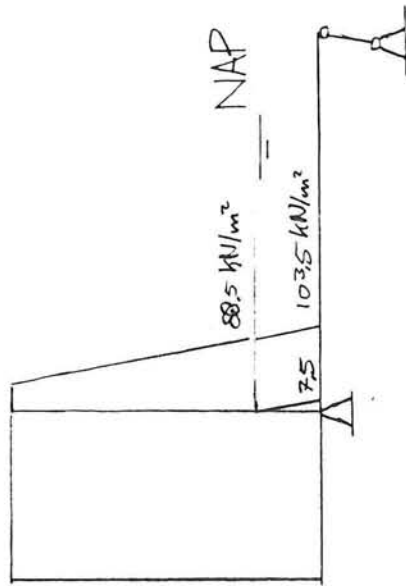
0,75  
V

Vertikale grondsp

$K_n = 0,58$

Horizontale grondsp

30 kN/m<sup>2</sup>



88,5 kN/m<sup>2</sup>

103,5 kN/m<sup>2</sup>

30 kN/m<sup>2</sup>

bovenbelasting NAP 3,25<sup>+</sup>

NAP

NAP - 0,75

$30 + 3,25 \cdot 1,8 = 88,5 \text{ kN/m}^2$

$88,5 + 0,75 \cdot 20 = 103,5 \text{ kN/m}^2$

Afbeelding 2

bovenbelasting NAP 3,25<sup>+</sup> :  $0,58 \cdot 30 = 17,4 \text{ kN/m}^2$

NAP

$0,58 \cdot 88,5 = 51,33 \text{ kN/m}^2$   
 $(103,5 - 75) \cdot 0,58 + 7,5 = 63,2 \text{ kN/m}^2$

Afbeelding 3

Bepaling van  $c_e$  :

Met behulp van onderstaande formule is de correctiefactor te bepalen:

$$c_e = \frac{I_s}{I_s + a^2 * m_s}$$

waarin:

$$I_s = 1/12 * L^2 * m_s = 370^2 * 120 \text{ E6} = 1,369 \text{ E12 kgm}^2$$

a = de afstand tussen het zwaartepunt van het schip en het aanraakpunt van het schip met de fender. Aangezien het schip groot is in vergelijking tot de h.o.h. afstand van de fenders wordt a benaderd door:

$$a = L / 2 = 370 / 2 = 185 \text{ m.}$$

De correctiefactor wordt dan:

$$c_e = 1,369 \text{ E12} / (1,369 \text{ E12} + 185^2 * 120 \text{ E6}) = 0,25$$

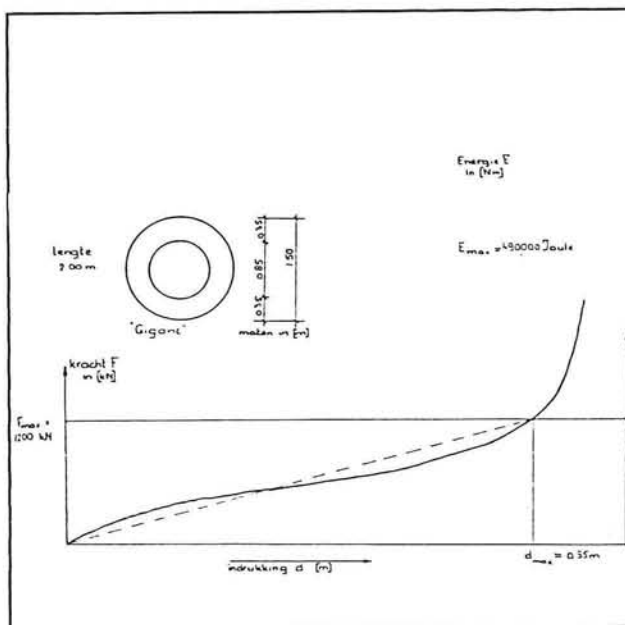
Bepaling  $c_s$  :

Doordat de scheepshuid van een lang schip relatief slap is, wordt  $c_s = 0,9$  genomen.

Nu kan de energie berekend worden die de fender op moet nemen:

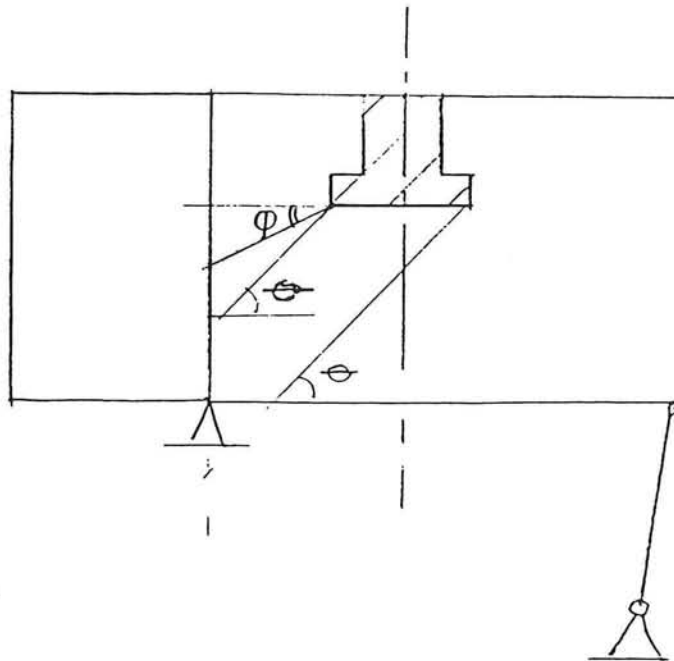
$$E_{pot} = 0,5 * 120 \text{ E6} * 0,15^2 * 1,45 * 0,25 * 0,9 = 4,4 \text{ E5 Joule.}$$

In nevenstaande figuren is af te lezen hoe groot de indrukking en de geleverde kracht is. Er wordt gekozen voor een fender  $\phi$  1400/800, l = 2000 mm. Dit is gedaan omdat de E.A.U. als voorwaarde stelt dat de breedte van de fenders maximaal 1,5 m is. Indien de fender groter wordt, zal hij ook soepeler worden waardoor de stuurman van een schip tijdens een aanlegprocedure niet voelt of hij de fender raakt. Er zijn nu twee fenders nodig om de kracht te kunnen opnemen. De energieopnamecapaciteit is 0,22 MNm per fender. De bijbehorende compressie van de fender is 625 mm en de kracht is 800 kN per fender.



## 2.2 Invloed van de achterliggende kolomen op de grondspanningen,

In het handboek damwandconstructies uitgegeven door de CUR, wordt een methode aangegeven voor het vaststellen van de gronddrukken, die door funderings elementen achter een (dam)wand worden veroorzaakt. Er wordt uitgegaan van een hoek  $\phi$ , de hoek van inwendige wrijving, en de hoek  $\theta$ , de glijvlakhoek. De hoek van inwendige wrijving volgt uit het grondonderzoek, terwijl de glijvlakhoek grafisch bepaald kan worden via de methode Culmann. In afbeelding 3 is de situatie geschetst.



afbeelding 3

Volgens de methode Culmann is de glijvlakhoek te berekenen met:

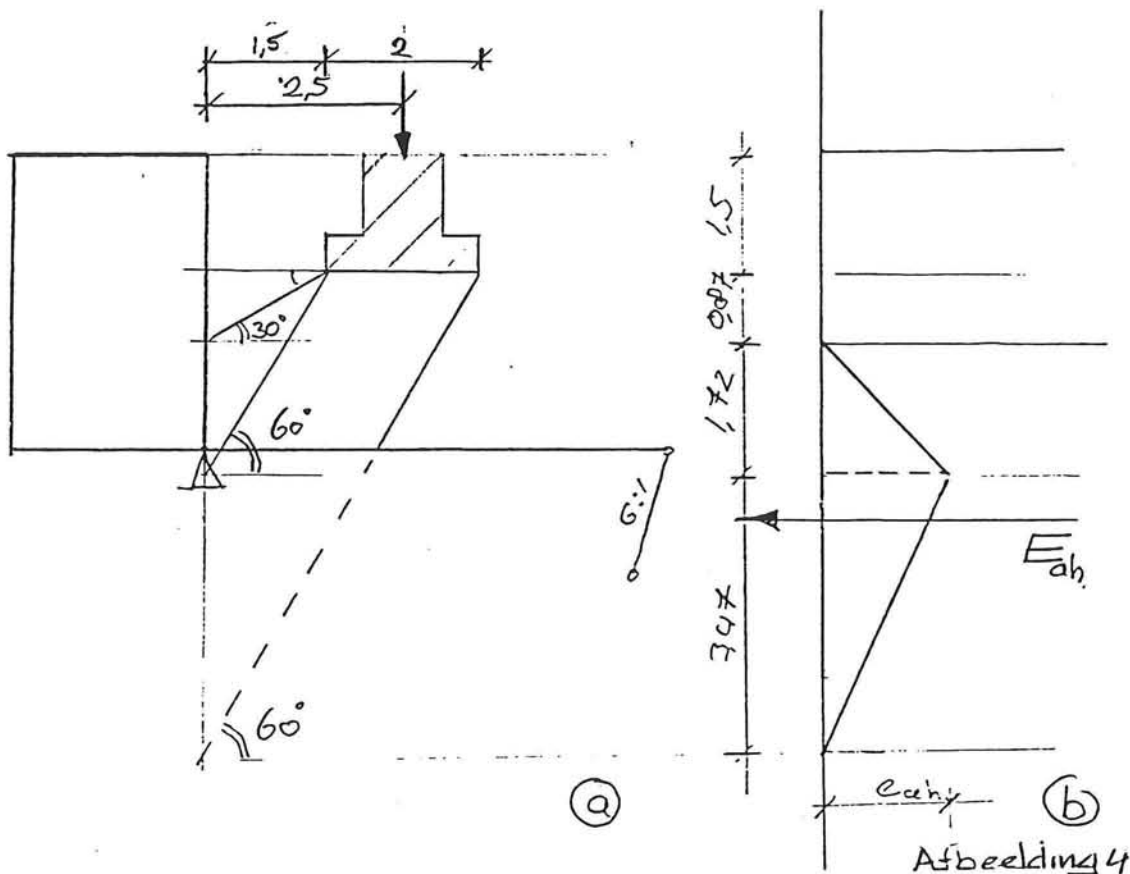
$$\tan \theta = \tan \phi + \sqrt{\frac{1 + \tan^2 \theta (\tan \theta - \tan \beta)}{\tan \theta + \tan \delta}}$$

waarin  $\theta$  = glijvlakhoek  
 $\phi$  = hoek van inwendige wrijving  
 $\beta$  = hoek die het maaiveld maakt met de horizontaal  
 $\delta$  = wandwrijvingshoek

Voor het geval dat  $\beta = 0$  en  $\delta = 0$  wordt voor gevonden:  $\theta = 60^\circ$

In afbeelding 4a is de situatie op schaal weergegeven. Het verloop van de optredende horizontale korrelspanningen zijn in afbeelding 4b weergegeven, indien er geen rekening wordt gehouden met de ontlastvloer.





Het CUR handboek geeft een methode om de horizontale kracht  $E_{a,h}$  te bepalen. Deze totale horizontale kracht is:

$$E_{ah} = P \frac{l}{l+2d} \xi$$

waarin:  $P$  = puntbelasting in kN/m  
 $d$  = afstand tussen damwand en voorzijde funderingsplaat  
 $\xi$  = factor, afhankelijk van  $\phi$ , zie tabel 4.1, CUR handleiding damwandconstructies.  
 $l$  = lengte van de fundering

Stel de funderingsplaat heeft een opp. van  $1,5 * 1,5 \text{ m}^2$

$$E_{ah} = \frac{1936,4}{1,5} \frac{1,5}{1,5+2*1,5} = 0,58$$

$$E_{ah} = 249,6 \text{ kN/m}$$

De grootste optredende spanning is dan te berekenen via:

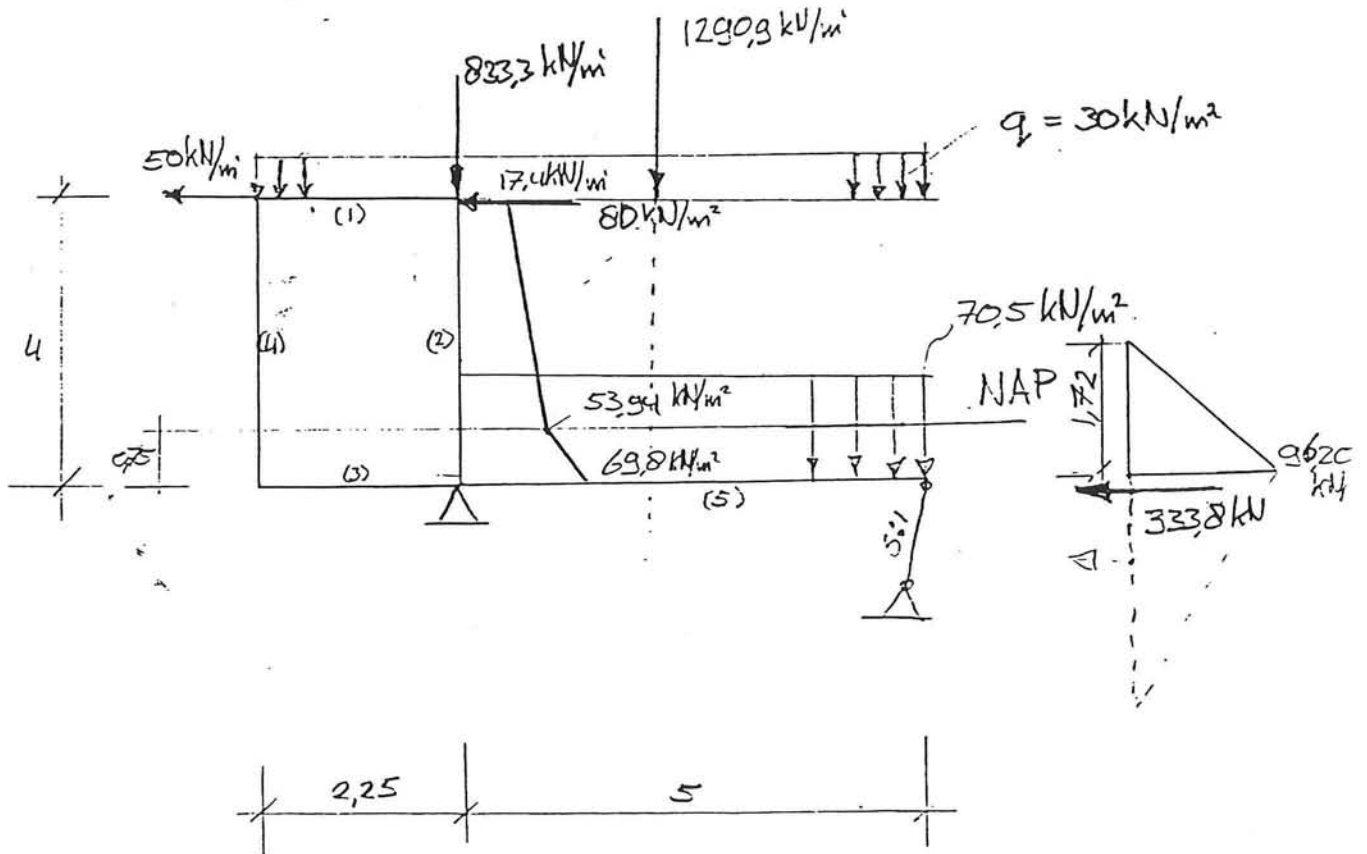
$$e_{ah} = 2 \frac{E_{ah}}{c-a}$$

waarin:  $c$  = diepte t.o.v. het maaiveld waar de horizontale spanningsverhoging eindigt  
 $a$  = diepte t.o.v. het maaiveld waar de horizontalespanningsverhoging begint.

$$e_{ah} = \frac{2 * 249,6}{7,56 - 2,37} = 96,20 \text{ kN/m}^2$$

Doordat de ontlastvloer de ontwikkeling van de horizontale korreldrukken in de weg staat, wordt aangenomen dat alle horizontale krachten die onder de ontlastvloer werken, op de ontlastvloer werken.

Samenvatting van alle krachten op de bovenbouw:



afbeelding 5

Invloed van de tweede funderings rij op de damwand en bovenbouw. De methode die in de CUR handleiding voor damwandconstructies is behandeld, geldt voor punt- of lijn lasten die relatief dicht bij de (dam)wand staan. De tweede rij puntlasten uit het platform staan op een afstand van 18,75 m uit de voorzijde van de damwand. In dit geval is het verstandiger de grondspanningen te berekenen via de theorie van Boussinesq.

Voor de verticale spanningen wordt gevonden:

$$\sigma_v = \frac{3P}{2\pi z^2} \cos^5 \beta$$

waarin: P = puntlast in kN

z = diepte waarop men de spanning wil weten in meters

$\beta$  = hoek met de verticaal. Hiermee wordt de plaats bepaald waar men de grondspanning wil weten.

Indien de verticale gronddrukken berekend worden t.p.v. de damwand op een diepte van 18,75m onder het maaiveld (NAP-15,25 m) en (dus) een  $\beta$  van 45 graden wordt een vertikale grondspanning gevonden van:

$$\sigma_v = \frac{3 \cdot 1936 \cdot 4}{2 \cdot \pi \cdot 18,75^2} \cos^5 45 = 0,46 \text{ kN/m}^2$$

De conclusie is dus dat de tweede rij funderingsputten gezien vanaf de waterkant, geen invloed van betekenis heeft op de grondspanningen nabij de kerende wand.

### 3 Combiwand

Door een excentrische oplegging van de betonnen bovenbouw op de stalen buispalen van de combi wand, wordt er op de bovenzijde van de wand een buigend moment uitgeoefend. De grootte van dit moment wordt bepaald door het evenwicht van de bovenbouwconstructie. Dit moment bestaat uit een component die afhankelijk is van het eigen gewicht van de bovenbouw, een component afhankelijk van de horizontale en verticale gronddruk tegen de achterzijde van de bovenbouw, en een component die afhankelijk is van de ankerkracht. De grootte van het moment kan dus pas bepaald worden nadat de ankerkracht bekend is.

De uitwerking hiervan dient te geschieden als een iteratief proces. Als eerste wordt het moment geschat. Met behulp van een computermodel of methode Blum, wordt dan de bijbehorende de ankerkracht berekend. Aan de hand van de ankerkracht kan er een nieuwe schatting gemaakt worden van het moment aan de kop van de combiwand. Dit proces wordt herhaald totdat de ankerkracht in overeenstemming is met het ingevoerde moment.

Als uitgangspunt voor deze berekening wordt er een globale berekening gemaakt volgens Blum/Jenna om een globale indruk te krijgen van de afmetingen van de kadeconstructie. In eerste instantie wordt het gunstig werkende moment verwaarloosd.

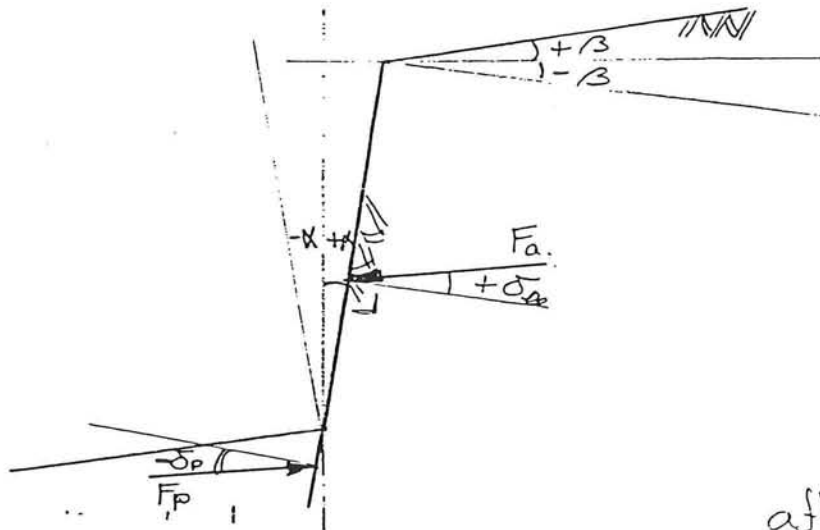
### 3.1 Gronddrukfactoren voor actieve en passieve gronddrukken bij rechte glijvlakken.

Met behulp van onderstaande formules kunnen de actieve en passieve gronddrukparameters bepaald worden:

$$K_a = \frac{\cos^2(\phi + \alpha)}{\cos^2 \alpha \left[ 1 + \sqrt{\frac{\sin(\phi + \delta_a) \sin(\phi - \beta)}{\cos(\alpha - \delta_a) \cos(\alpha + \beta)}} \right]^2}$$

$$K_p = \frac{\cos^2(\phi - \alpha)}{\cos^2 \alpha \left[ 1 - \sqrt{\frac{\sin(\phi - \delta_p) \sin(\phi + \beta)}{\cos(\alpha - \delta_p) \cos(\alpha + \beta)}} \right]^2}$$

waarin:  $\theta$  = effectieve hoek van inwendige wrijving (rekenwaarde)  
 $\alpha, \beta, \delta_a$  en  $\delta_p$  = hoeken zoals weergegeven in afbeelding 6.



Uit de grondgegevens komen de volgende waarden:

- $\phi_d = 25$  graden
- $\alpha = 9,46$  graden (6:1)
- $\delta = 15$  graden
- $\beta = 0$  graden.

De gronddruk coëfficiënten zijn dan:

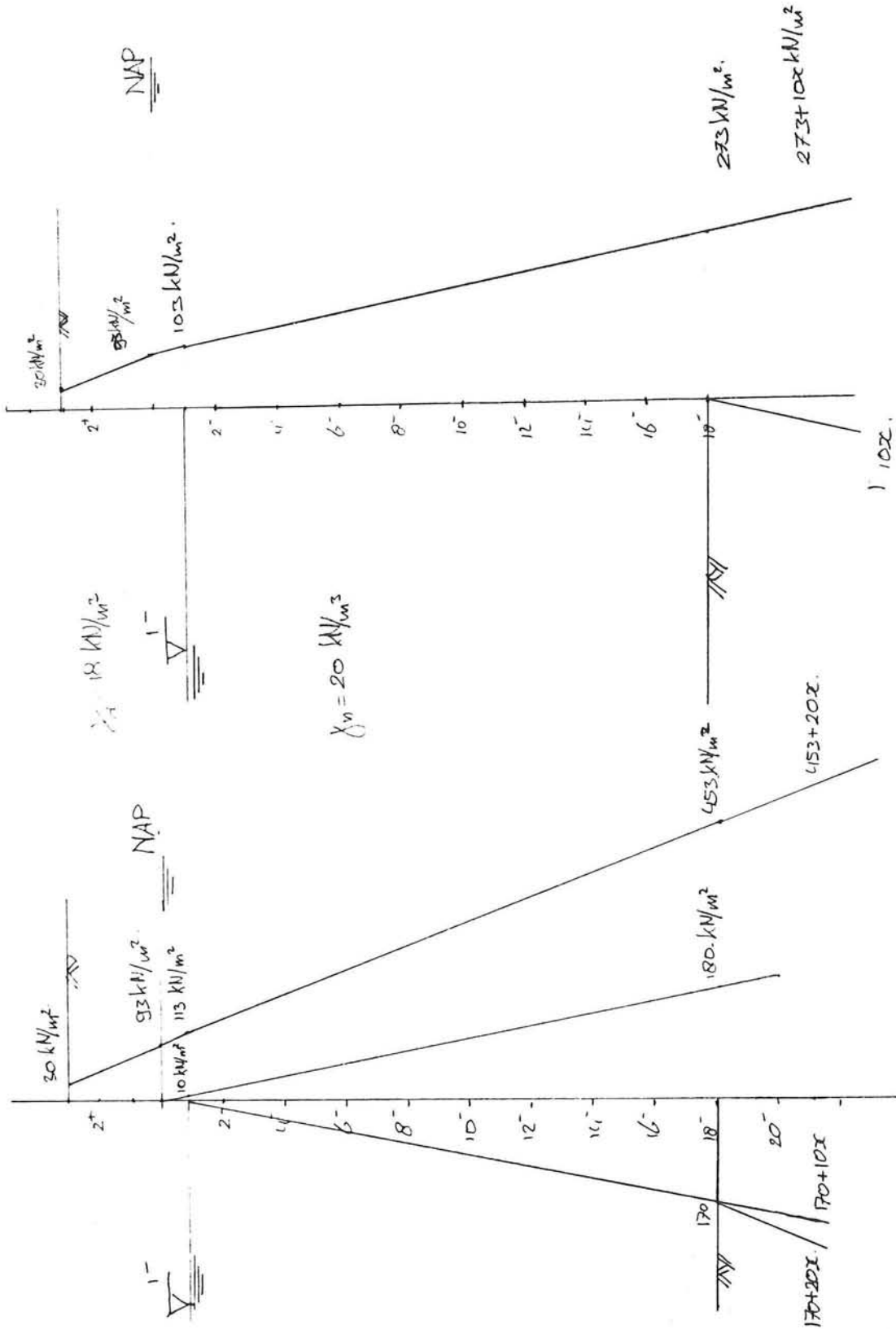
$$K_a = 0,33$$

$$K_p = 5,17$$

### 3.2 Grondrukken op de damwand

Met deze coëfficiënten is het mogelijk de horizontale gronddrukken te bepalen.

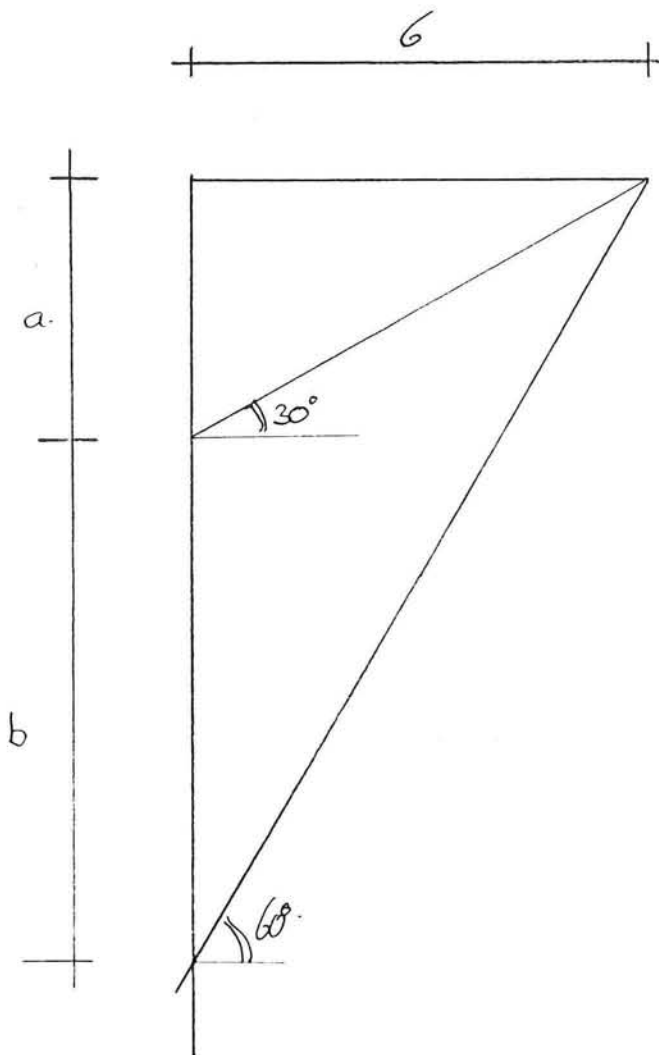
Vertikale grondspanningen.  
 " Korrelspanningen.  
 Zonder de invloed v. d. ontlast vloer.



Vertikale korrelsp

Vertikale grondsp

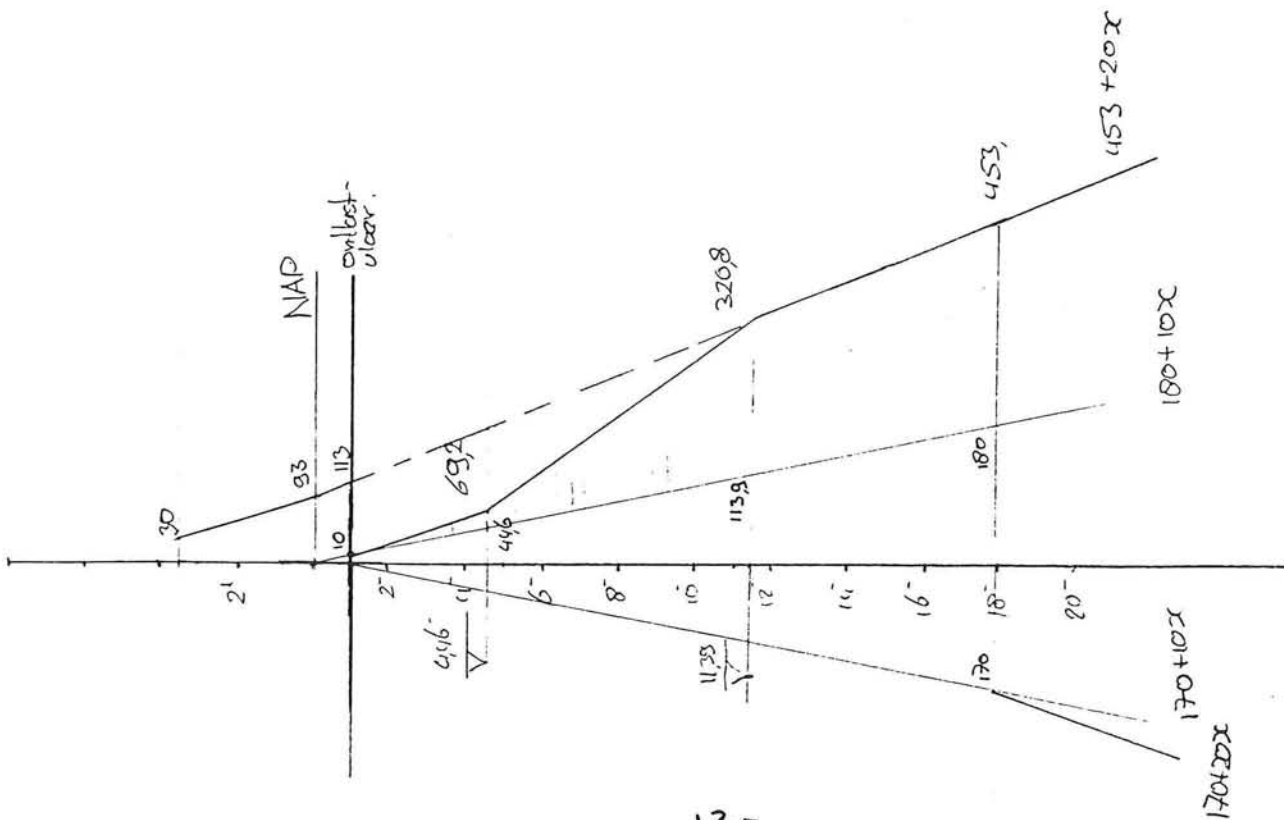
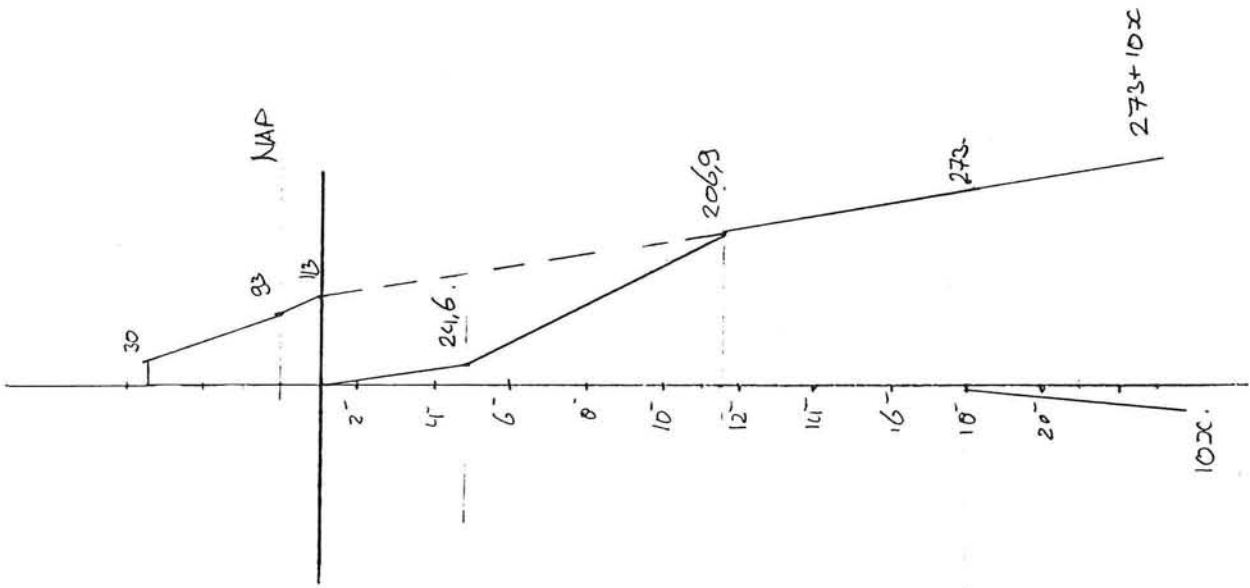
Invalde ontlastvloer:



$$\begin{aligned} a &= 6 \cdot \tan 30^\circ = 3,46 \text{ m.} \\ a+b &= 6 \cdot \tan 60^\circ = 10,39 \text{ m.} \\ b &= 6,93 \text{ m.} \end{aligned}$$

Vertikale grondspanningen.  
 " korrelspanningen.  
 met de invloed van de ontlastvlak.

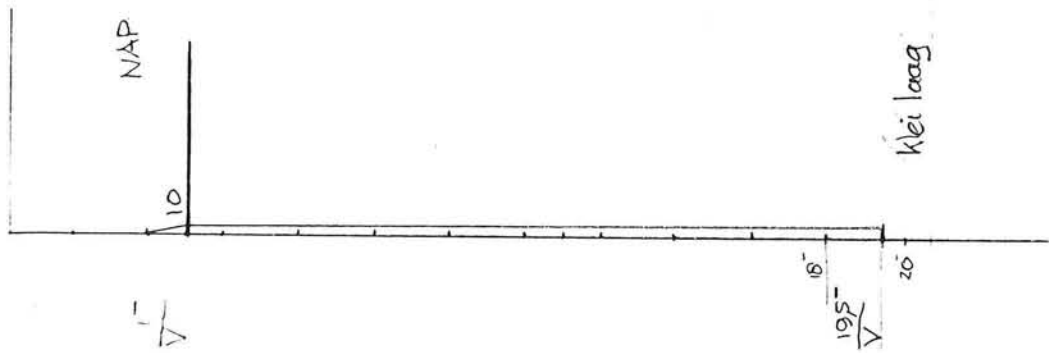
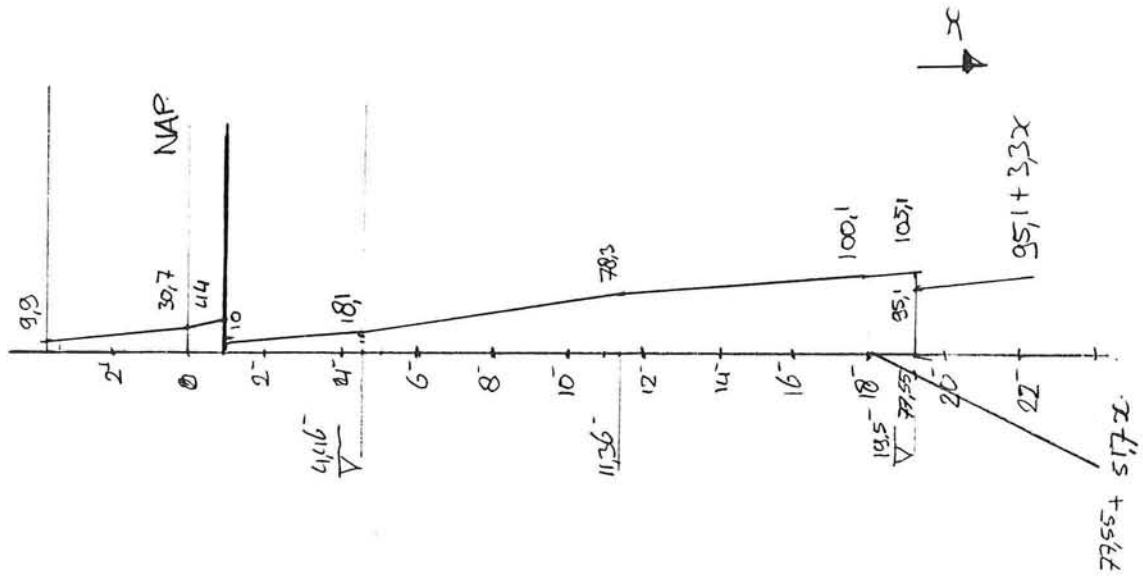
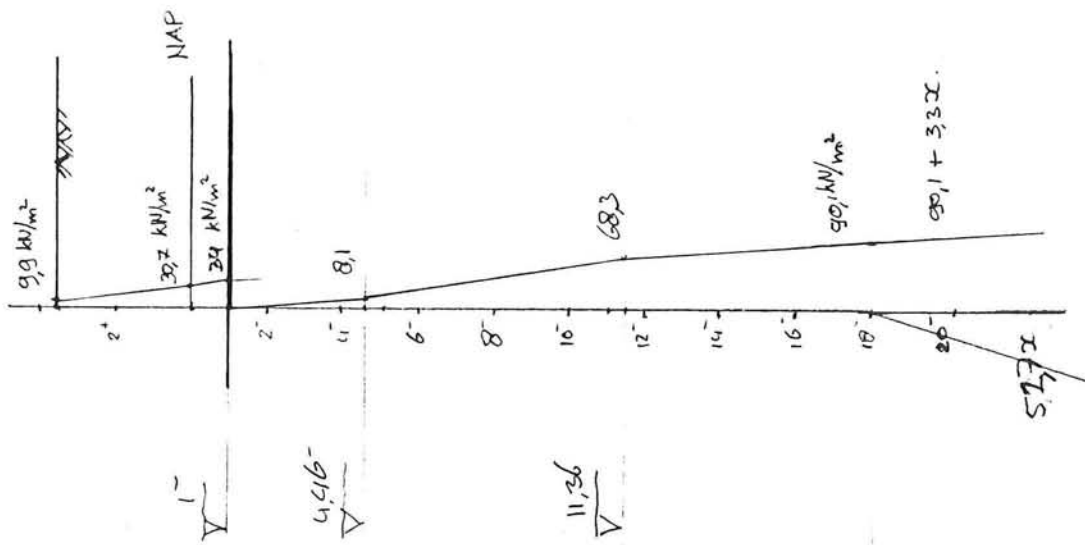
Vertikale korrel



Vertikale grondsp.

Horizontale korrelspanningen.  
 Resulterende waterbelasting  
 Resulterende horizontale spanning

$K_a = 0,33$   
 $K_p = 5,17$



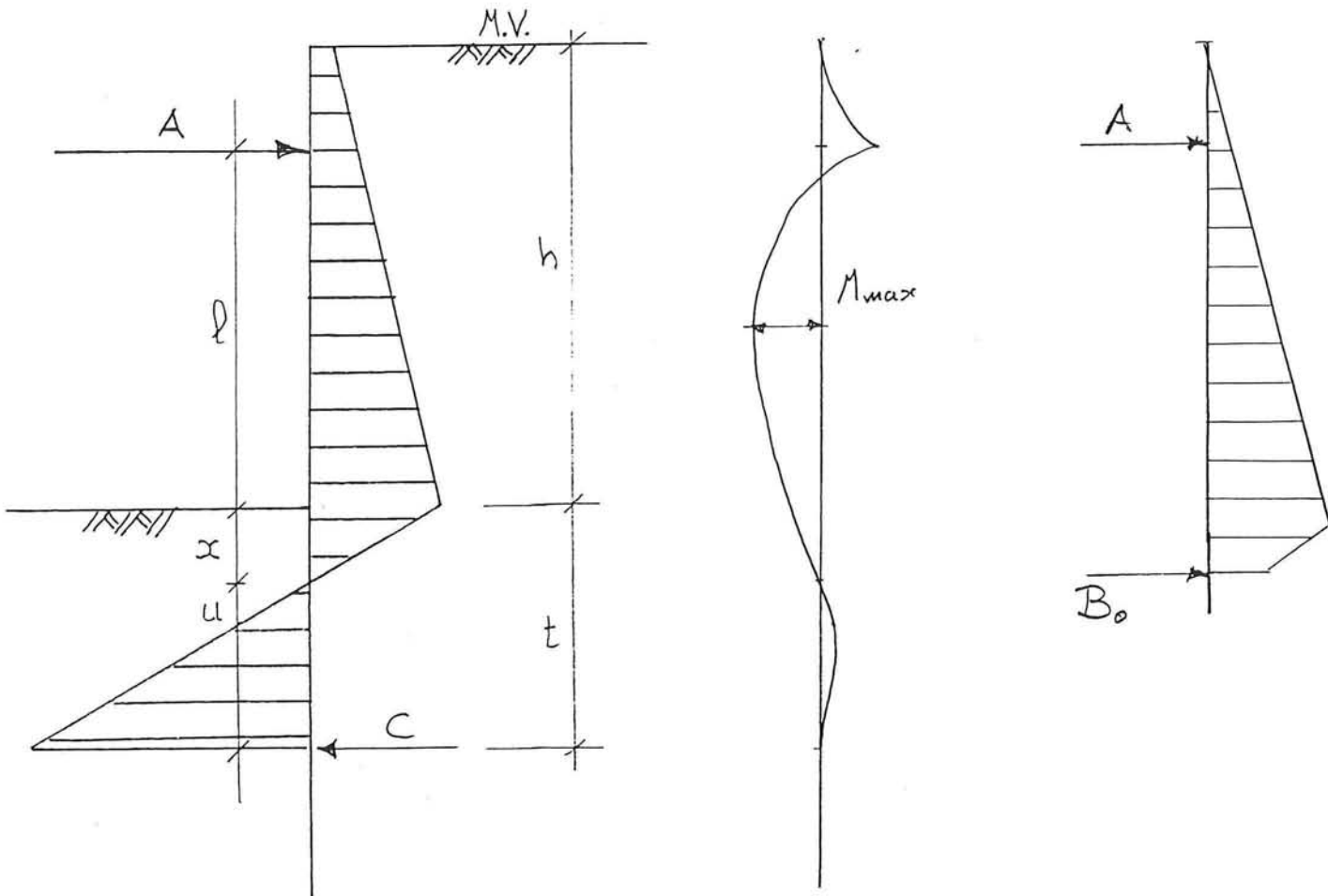
Resulterende  
waterstressingen

Horizontale korrelsp



4 Blum/Jenna, Ersatzbalken verfahren.

Volgens deze methode wordt de damwand, ter plaatse van het momentennulpunt dat op het gronddruknullpunt wordt aangenomen, als het ware doorgesneden. Op die plaats wordt de dwarskracht  $B_0$  als oplegreactie aangebracht. Deze situatie is weergegeven in afbeelding 7.



Afbeelding 7

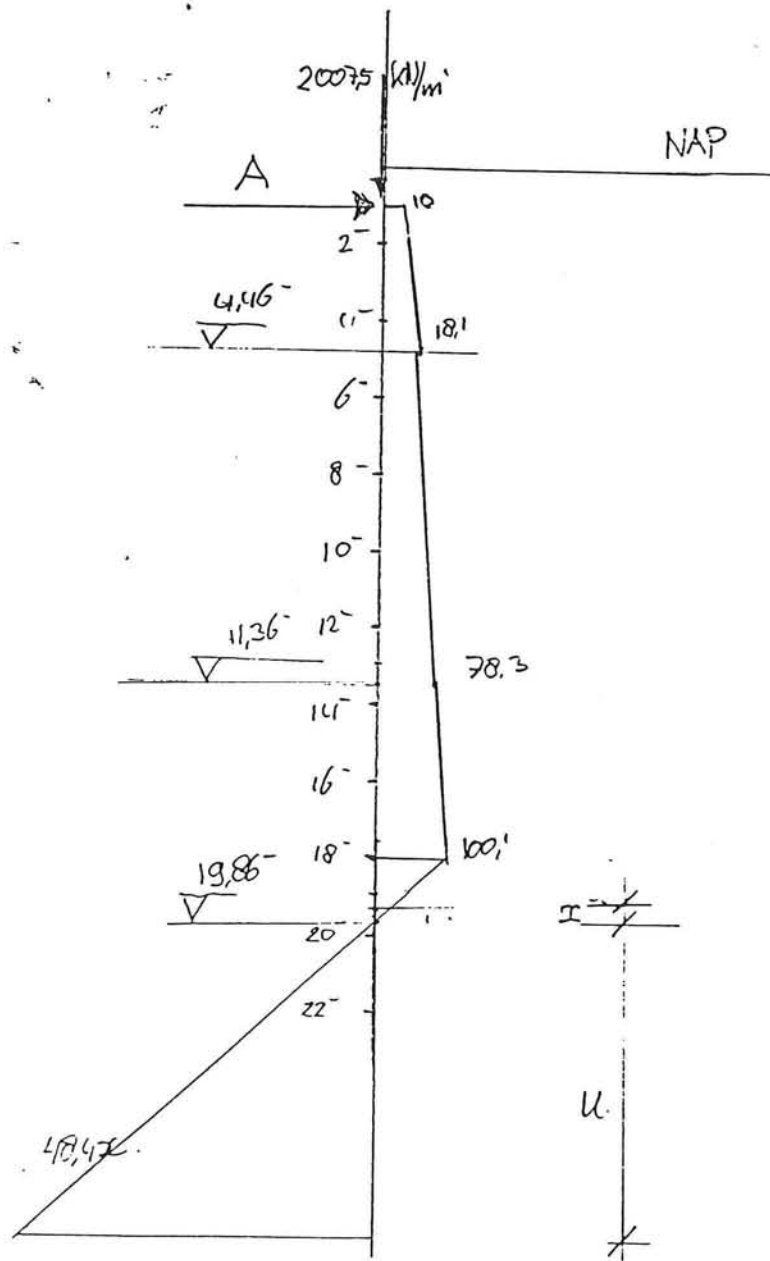
De diepte waarop de resulterende gronddruk nul is:

$$e_a = 95,1 + 3,3x \text{ kN/m}^2$$

$$e_p = 77,5 + 51,7x \text{ kN/m}^2$$

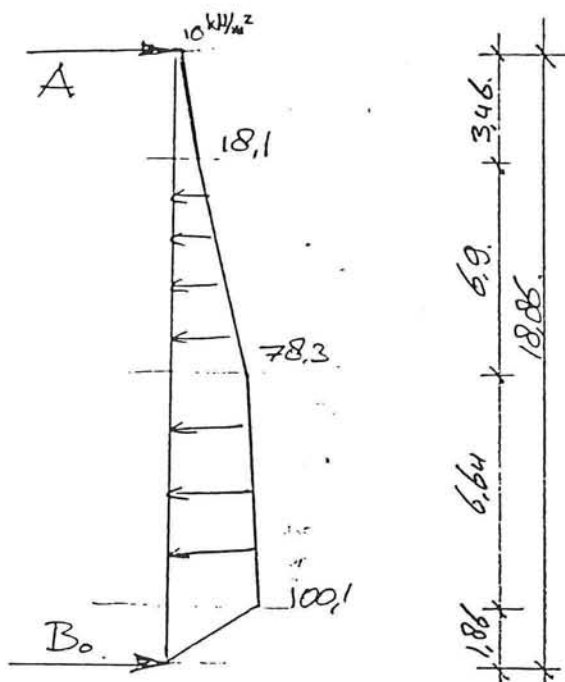
$$e_p = e_a \implies x = 0.36 \text{ m}$$

Aangezien de bovenbouw opgelegd is op een diepte van NAP -1 m , ontstaat er het volgende belastingsschema, afbeelding 8



figuur 8

De constructie boven het gronddrukken nulpunt wordt geschematiseerd tot een balk met twee opeleggingen. Zie figuur 9.



$$A = 406,3 \text{ kN}$$

$$B_0 = 660,2 \text{ kN}$$

$$\text{Maximaal moment} = 2893,6 \text{ kNm}$$

op een diepte van 10,7 m van het ankerpunt A.

figuur 9

Volgens Blum/Jenna is de inheidiepte nu te berekenen via:

$$t = x + 1,2 \cdot u$$

waarin:

$$u = \sqrt{\frac{6B_o}{\gamma K_R}}$$

$$K_R = K_p - K_a$$

$\gamma$  = volumiek gewicht van de grond in de passieve zone.

$B_o$  = dwarskracht in momentennulpunt

$K_R$  = resulterende grondrukcoëfficiënt

Voor  $u$  wordt dan gevonden:

$$u = \sqrt{\frac{6 \cdot 660,2}{20 \cdot (5,17 - 0,33)}} = 6,39 \text{ m}$$

De inheidiepte  $t$  wordt dan:

$$t = 1,86 + 1,2 \cdot 6,39 = 9,53 \text{ m}$$

De damwand heeft dan een lengte van  $27,7 \text{ m} / \cos 10 = 27,1 \text{ m}$ .

Het paalpunt niveau is NAP -18,1 m

Controle evenwicht:

$$E_p = 6,36^2 / 2 \cdot 48,4 = 1035,1 \text{ kN}$$

$$A = 406,3 \text{ kN}$$

$$B_o = 660,2 \text{ kN}$$

$$E_a = \begin{array}{ll} \text{grondspanning} \cdot \text{hoogte, figuur 9} & \\ 10 \cdot 3,46 & = 34,6 \text{ kN/m} \\ (18,1-10) \cdot 3,46 \cdot 0,5 & = 14,0 \text{ kN/m} \\ (78,3-18,1) \cdot 6,9 \cdot 0,5 & = 207,7 \text{ kN/m} \\ 78,3 \cdot 6,64 & = 519,9 \text{ kN/m} \\ (100,1-78,3) \cdot 6,44 \cdot 0,5 & = 70,2 \text{ kN/m} \\ 100,1 \cdot 1,86 \cdot 0,5 & = 93,1 \text{ kN/m} \end{array}$$

$$\sum E_a = 1064,3 \text{ kN/m}$$

$$\text{Eis: } \sum M_c = 0 \text{ (?)}$$

$$E_p \cdot a_p - E_a \cdot a_a + A \cdot a_{arm} = 0$$

$$1035,1 \cdot 6,39/3 - 1064,3 \cdot a_a + 406,3 \cdot (6,39 + 18,86) = 0$$

$$\text{Geschat } a_a = 11,8 \text{ m.}$$

O.K.

Opmerking: Als het momentennulpunt van de aangenomenliggen afwijkt, kan dat grote invloed hebben op het verdere ontwerp van de kadeconstructie. Er is daarom altijd nog een nauwkeurigere berekening noodzakelijk.

## 5 Bepaling afmetingen van de combiwand.

Maximaal moment: 2894 kNm/m

Toegepaste staal kwaliteit b.v. StE 445,7; Vloei grens = 445 N/mm<sup>2</sup>

Het benodigde weerstandsmoment wordt dan:

$$W \geq M/\sigma \Rightarrow W \geq 2894 \text{ kNm/m} / 445 \cdot 10^3 = 6,5 \cdot 10^{-3} \text{ m}^3/\text{m}$$

Het weerstands- en traagheidsmoment kan kerekend worden met de volgende formules:

$$W = \frac{\pi(d^4 - d_1^4)}{32d} \qquad I = \frac{\pi(d^4 - d_1^4)}{64}$$

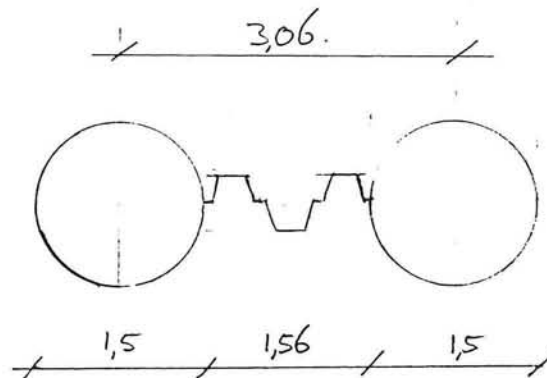
waarin:  $d$  = buitendiameter van de buis.

$d_1$  = binnendiameter van de buis.

Indien de buitendiameter  $d$  van de buizen 1,5 m is, moet de binnendiameter  $d_1$  zijn:

$$d_1 = 1,4769 \text{ m, ofwel een wanddikte van 12 mm.}$$

Tussen de buispalen worden 3 damwandplanken geplaatst. In figuur 10 zijn de hoofdafmetingen van de totale combiwand weergegeven.



figuur 10.

Het weerstandsmoment per strekkende meter wordt dan:

$$W = 6,76 \cdot 10^{-3} \text{ m}^3/\text{m}$$

Het traagheidsmoment van een buispaal is:  $1,55 \cdot 10^{-2} \text{ m}^4$

Per strekkende meter wordt het traagheidsmoment

$$I = 5,07 \cdot 10^{-3} \text{ m}^4/\text{m}$$

De in de handberekening berekende ankerkracht is per strekkende meter.

Indien iedere buispaal een verankering krijgt, wordt de horizontale kracht per anker:  $F_{\text{anker}} = 1243 \text{ kN}$ .

De rekenwaarde voor een anker wordt dan:  $F_{d, \text{anker}} = 1,25 \cdot 1243 = 1554 \text{ kN}$  in horizontale richting. Daar echter de ankerpaal onder een helling van 1:1 geplaatst is, wordt de kracht in de richting van de paal:  $F_{d, \text{anker}} = 2197 \text{ kN}$ .

De ankerstaaf wordt uitgevoerd als M.V. paal. Het H-profiel is een HE360-B profiel met een  $A_s$  van 18060 mm<sup>2</sup>. De staalkwaliteit is Fe 360,  $f_{y, \text{rep}} = 235 \text{ N/mm}^2$ . De maximale spanning in het profiel is dan 121,6 N/mm<sup>2</sup>.

O.K.

Het is duidelijk dat de trekpalen geschematiseerd kunnen worden als veren. Dit is van belang om te weten indien gebruik wordt gemaakt van nauwkeurigere computer programmas. Uit metingen die in het verleden zijn uitgevoerd op de Maasvlakte op M.V.-palen zijn veerconstanten af te leiden. De veerconstanten zijn evenwijdig aan de paal en per paal bepaald.

$$C = 2,3 * 10^5 \text{ kN/m per anker, ondergrens.}$$

$$C = 3,4 * 10^5 \text{ kN/m per anker, bovengrens.}$$

De hoek die tussen de damwand en het anker aanwezig is,  $= 45 - 15,94 = 29,06^\circ$

De h.o.h. afstand tussen de ankers is: 3,06 m.

De stijfheid per strekkende meter kade (loodrecht op de wand) wordt dan:

$$C = 65,7 * 10^3 \text{ kN/m per meter, ondergrens}$$

$$C = 97,1 * 10^3 \text{ kN/m per meter, boven grens}$$

# Bijlage 4

Voorlopig ontwerp L-muur

## Globaal ontwerp L-muur

### 1 Belastingen

De L-muur wordt door de volgende belastingen belast, zie tekening 11.7 van het hoofdverslag:

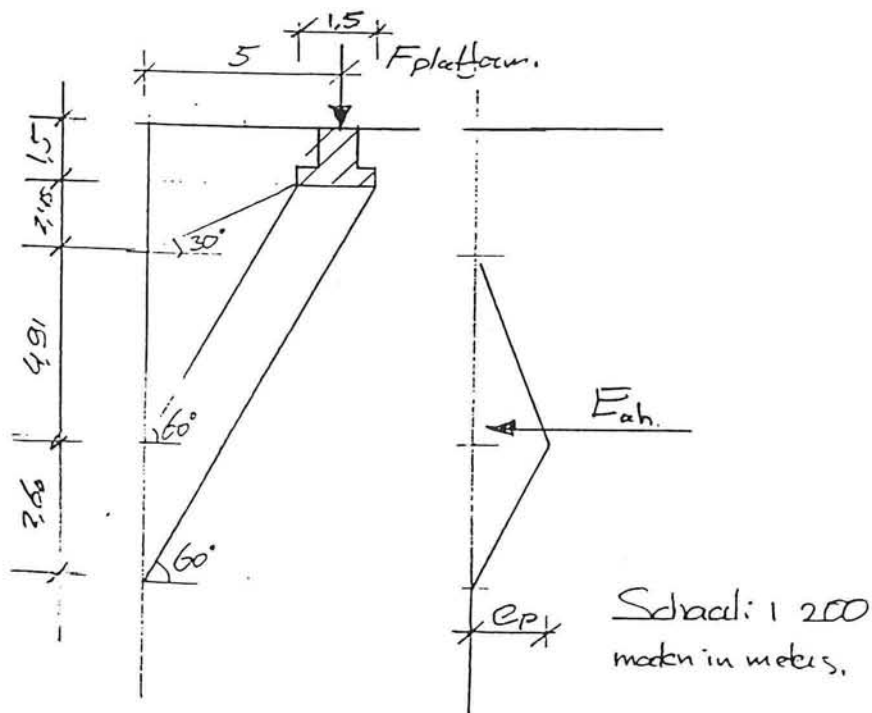
$F_{\text{kraan},1}$	= 833,3 kN/m over 8,4 m lengte
$Q_{\text{veranderlijk}}$	= 30 kN/m <sup>2</sup> .
$F_{\text{platform},1}$	= 1936,4 kN
$F_{\text{platform},2}$	= 3872,8 kN
$F_{\text{tros}}$	= 50 kN/m
$F_h$	= 80 kN/m

Grondwater op NAP

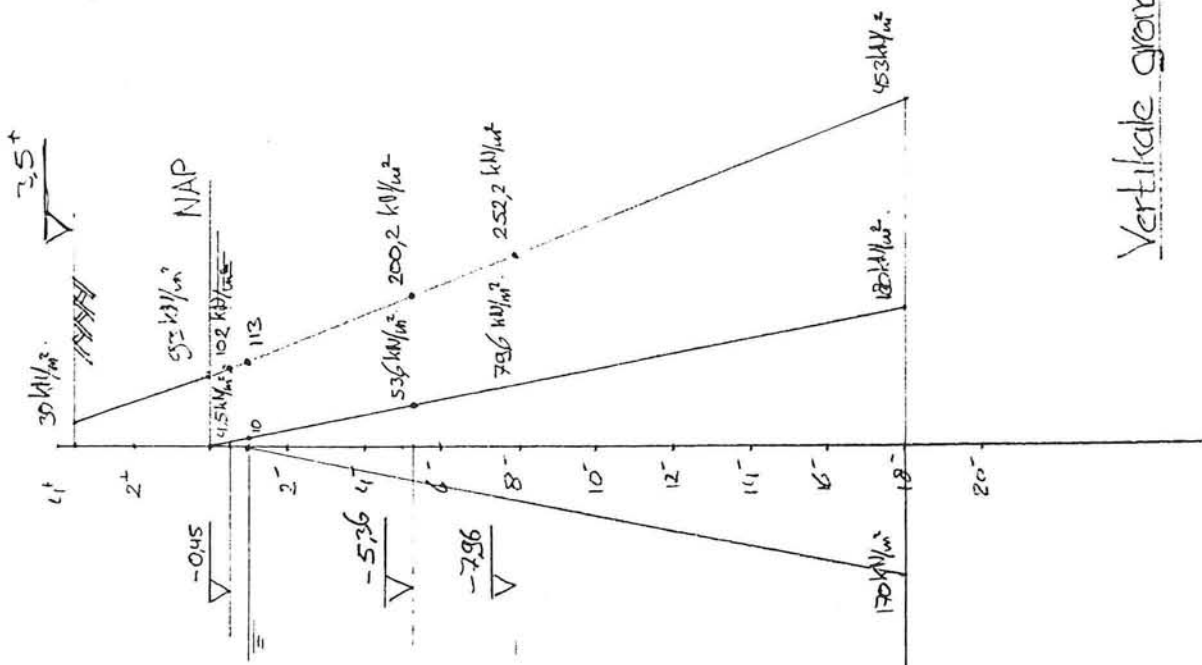
Laagwater op NAP -1,0 m

Grondbelasting: zie grondmechanische gegevens.

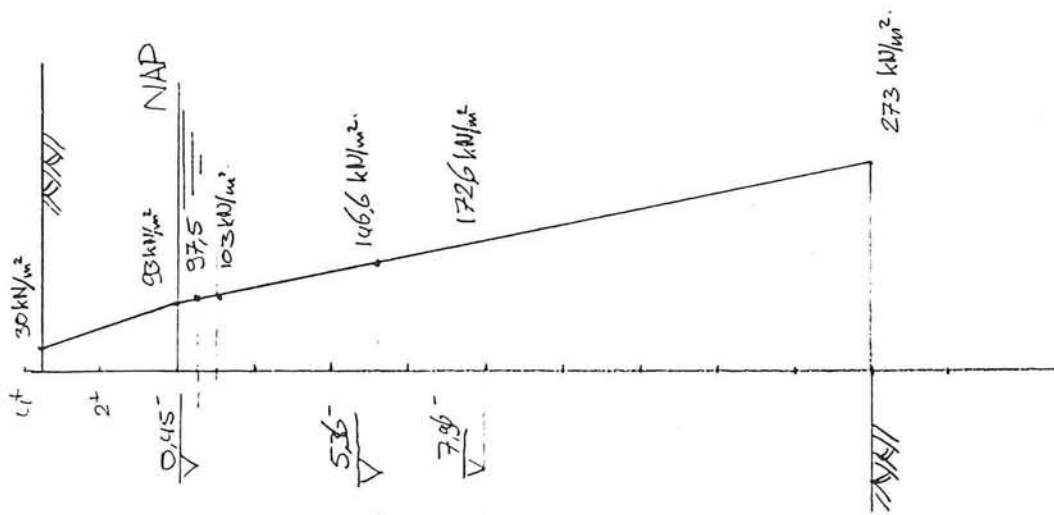
Extra horizontale korreldrukken t.g.v de verticale platform belasting: zie bijlage 3, dimensionering van een kadeconstructie met ontlast vloer. In figuur 1 zijn de resultaten van deze berekening volgens het handboek damwandconstructie van de CUR, beknopt weergegeven.



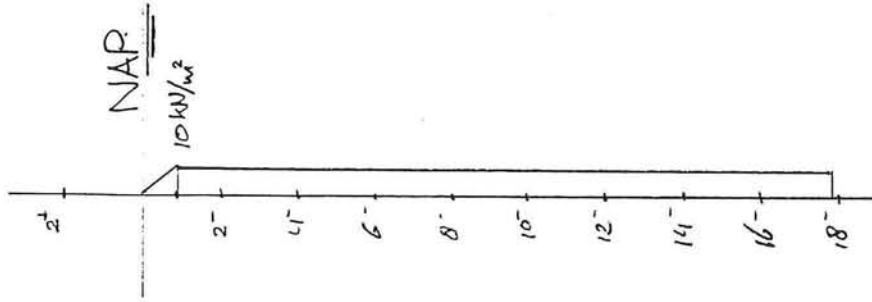
- Vertikale gronddrukken:
- Vertikale korrelatiedrukken:
- Resulterende waterdrukken:



Vertikale gronddrukken



Vertikale korrelatiedruk

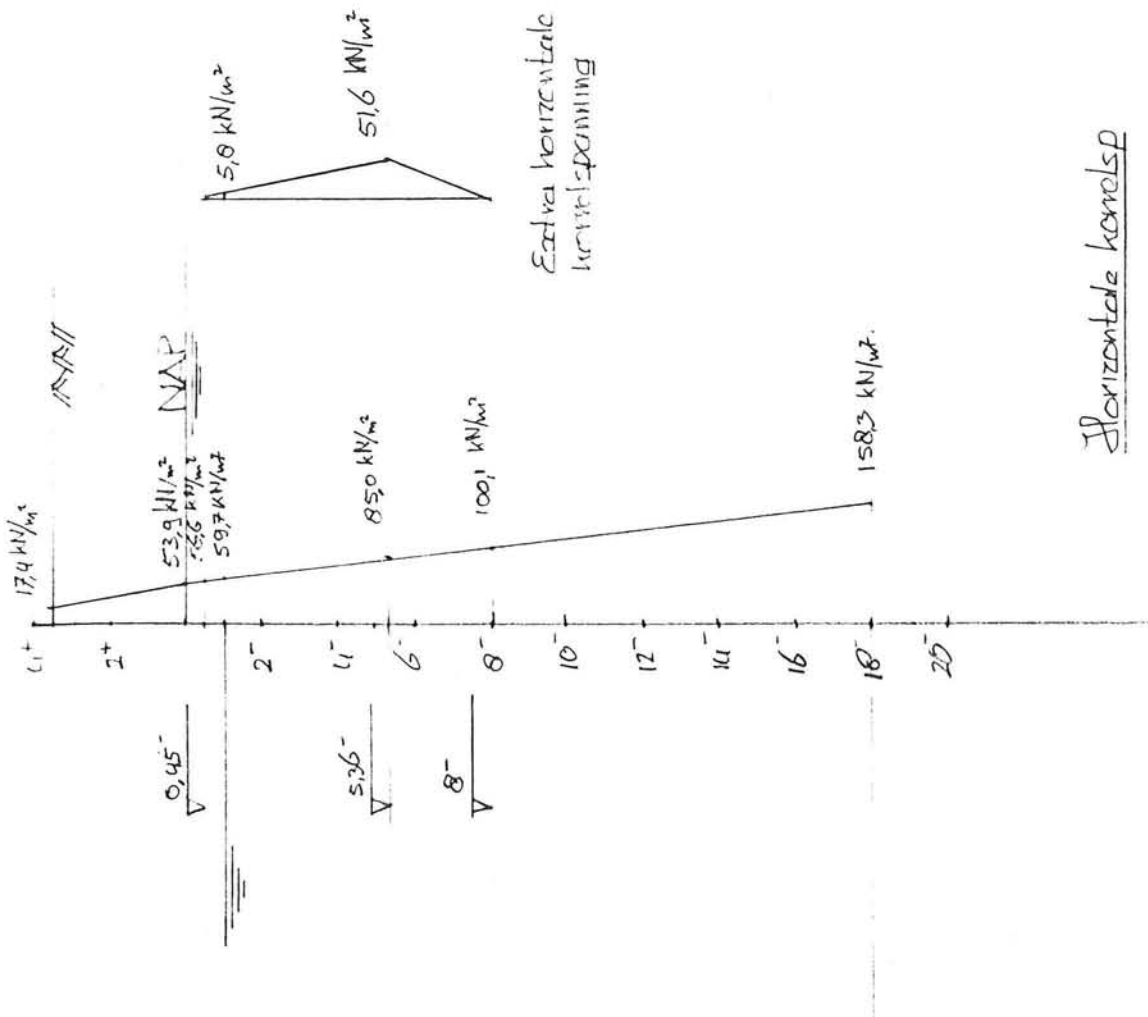
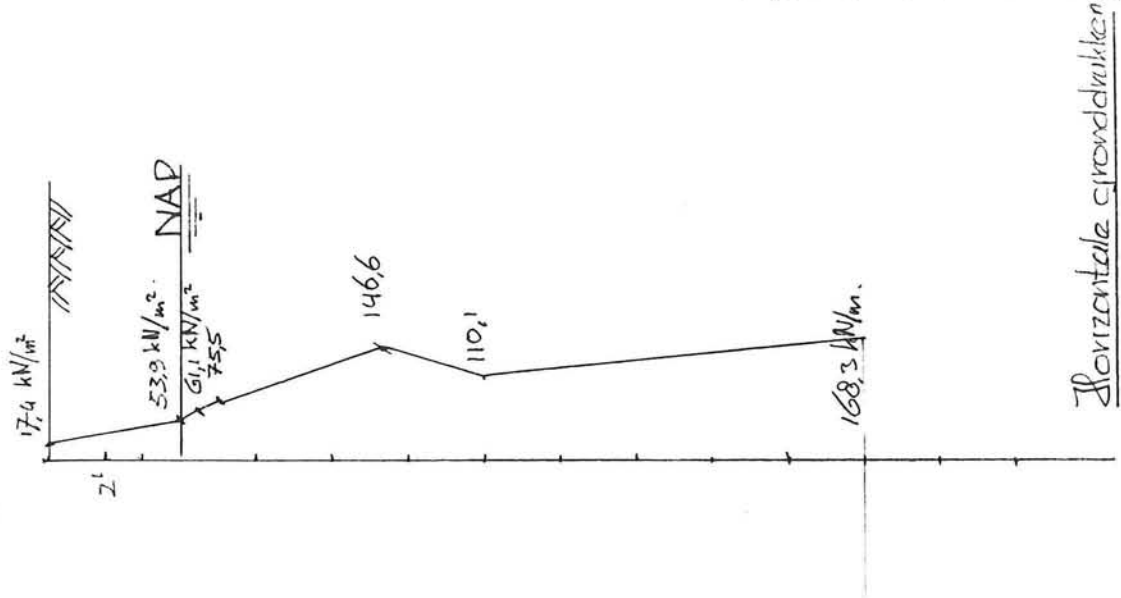


Resulterende waterdruk



- Horizontale korrel drukken
- Resulterende horizontale grondspanningen

Neutrale gronddruk:  $K_u = 1 - \sin \phi_d$   
 $K_u = 1 - \sin 25^\circ = 0,58$



## 2 Kademuur mag niet afschuiven

De voorwaarde hiervoor is:  $\gamma \cdot H < V \tan \delta$  .....(1)

waarin:  $V$  = totale verticale kracht op de L-muur  
 $H$  = totale horizontale kracht op de L-muur  
 $\delta$  = wrijvingshoek tussen de onderbouw en de ondergrond (karakteristieke waarde).  
 $\gamma$  = veiligheidscoëfficiënt = 1,2. Deze veiligheidscoëfficiënt is relatief groot, daar er een aantal onbekenden zijn. De laagwaterstand is niet de laagst mogelijk optredende waterstand,

In tekening 11.7 van het hoofdverslag is de situatie met alle belastingen weergegeven.

De kleilaag is vervangen door grondverbetering zodat de afschuiving onder de voetplaat optreedt. Tevens is de vloetplaat relatief glad zodat er gerekend dient te worden met de wrijvingshoek tussen zand en beton.

Geval 1: Volledige belasting op de kademuur

$\sum V$ : grond nat:	$20 * 18 * x = 360x$ kN/m	$\gamma_n = 20$ kN/m, $h = 18$ m
grond droog:	$18 * 3,5 * x = 63x$ kN/m	$\gamma_n = 18$ kN/m, $h = 3,5$ m
Opw. druk:	$-10 * 18 * x = -180$ kN/m	
belasting $q$ :	$30 * x = 30$ kN/m	
F kraan:	833,3 kN/m	
Pplatform:	258,2 kN/m	
	-----+	
$\sum V =$	$273x + 1091,5$ kN/m	

De horizontale krachten zijn voornamelijk de horizontale gronddrukken die weergegeven zijn de grafiek : resulterende horizontale grondspanningen.

$\sum H$ : $17,4 * 3,5 =$	60,9 kN/m
$(53,9 - 17,4) * 3,5 * 0,5 =$	63,9 kN/m
$53,9 * 0,45 =$	24,3 kN/m
$(61,1 - 53,9) * 0,45 * 0,5 =$	1,6 kN/m
$61,1 * 0,55 =$	33,6 kN/m
$(75,5 - 61,1) * 0,55 * 0,5 =$	3,9 kN/m
$75,5 * 4,36 =$	329,2 kN/m
$(146,6 - 75,5) * 4,36 * 0,5 =$	155,0 kN/m
$110,1 * 2,64 =$	290,7 kN/m
$(146,6 - 110,1) * 2,64 * 0,5 =$	48,2 kN/m
$110,1 * 10 =$	1101,0 kN/m
$(168,3 - 110,1) * 10 * 0,5 =$	291,0 kN/m
Fbolder =	50,0 kN/m
Fh,kraan =	50,0 kN/m
	-----+
$\sum H =$	$2533,3$ kN/m

De hier gevonden waarden worden ingevuld in voorwaarde (1):

$$\gamma \cdot H < V \cdot \tan \delta$$

$$1,2 * 2533,3 < (273x + 1091,2) * \tan (2/3 * \phi), \text{ met } \phi = 30$$

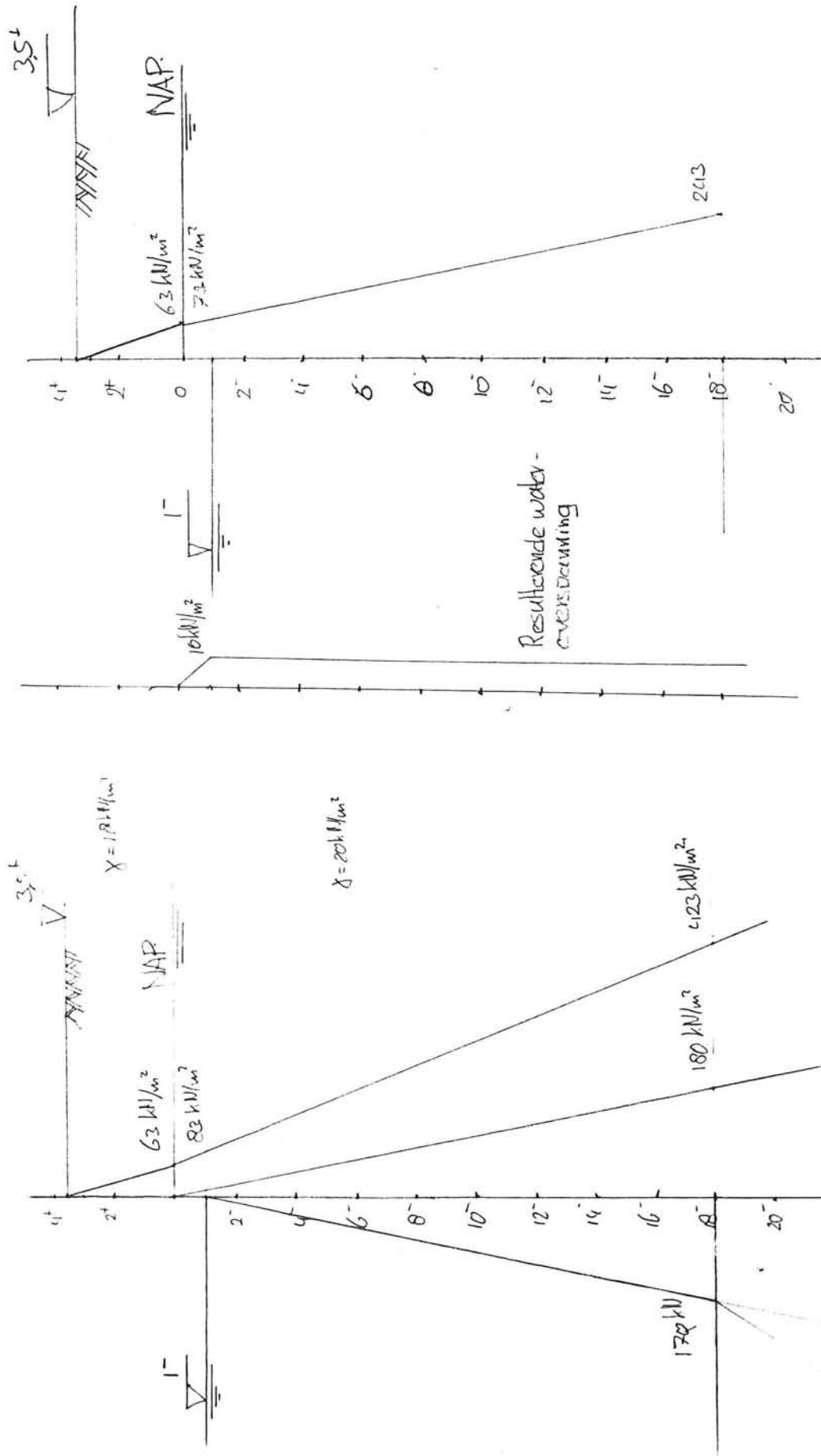
Hieruit volgt dat de lengte  $x$  van de vloerplaat groter moet zijn dan 26,6 m.

Geval 2: Geen belastingen behalve de horizontale troskracht.

$$\begin{array}{l} \sum V: \text{grond nat: } 20 * 18 * x = 360x \text{ kN/m} \quad \gamma_n = 20 \text{ kN/m, } h = 18 \text{ m} \\ \text{grond droog: } 18 * 3,5 * x = 63x \text{ kN/m} \quad \gamma_n = 18 \text{ kN/m, } h = 3,5 \text{ m} \\ \text{Opw. druk: } -10 * 18 * x = -180 \text{ kN/m} \\ \hline \sum V = 243x \text{ kN/m} \end{array}$$

De horizontale krachten zijn voornamelijk de horizontale gronddrukken die weergegeven zijn de grafiek grondspanningen zonder bovenbelasting op de volgende pagina.

# Grondspanningen onder bouwvlak

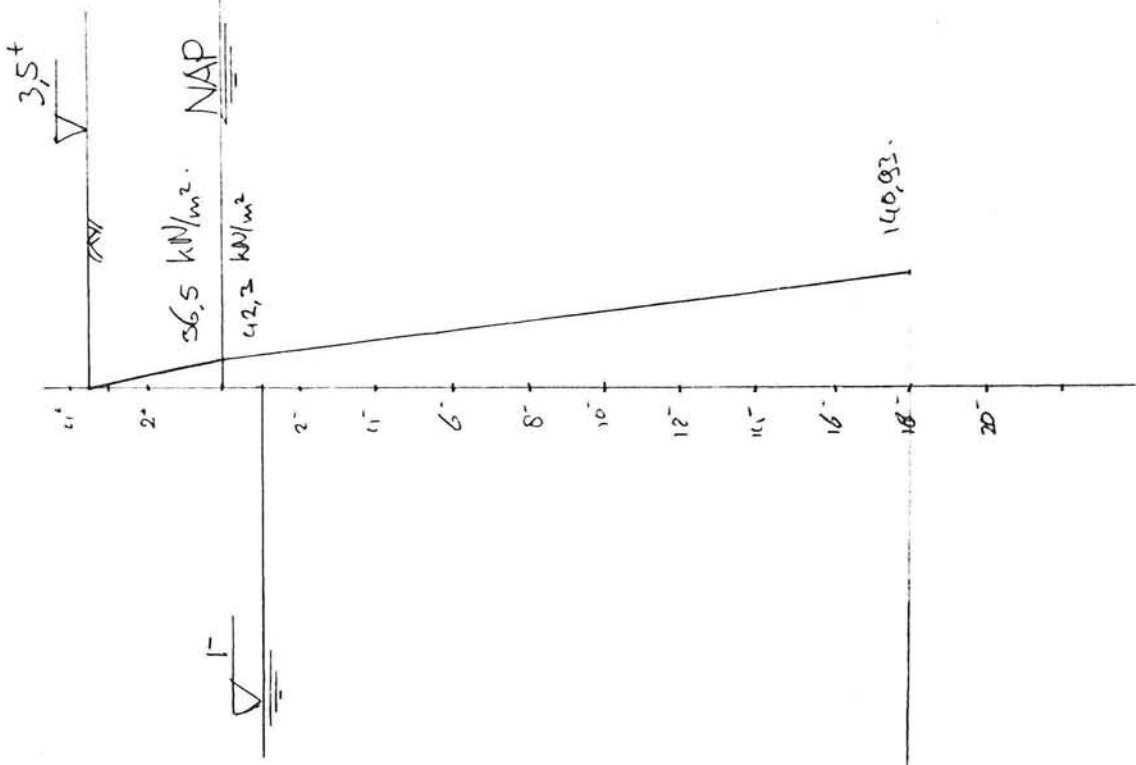


verticale gronddrukken

$$\sigma_{gv} = \sigma_w + \sigma_{kv}$$

Verticale porendrukken

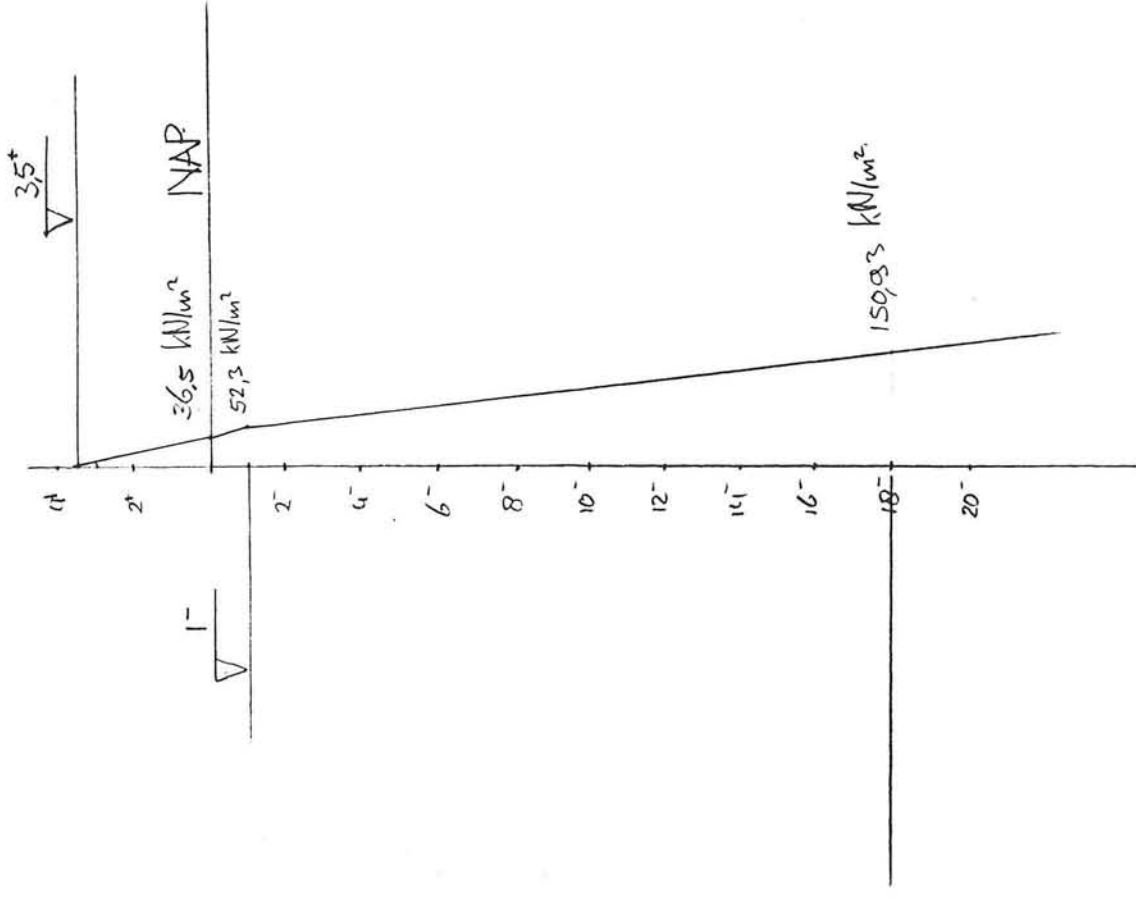
$$\sigma_{kv}$$



$$K_n = 0,58$$

Horizontale korrelSP

$$\sigma_{k,H}$$



Resultierende horizontale

spannsfanning

$$\sigma_{g,H} = \sigma_w + \sigma_{k,H}$$

De horizontale gronddrukken worden berekend:

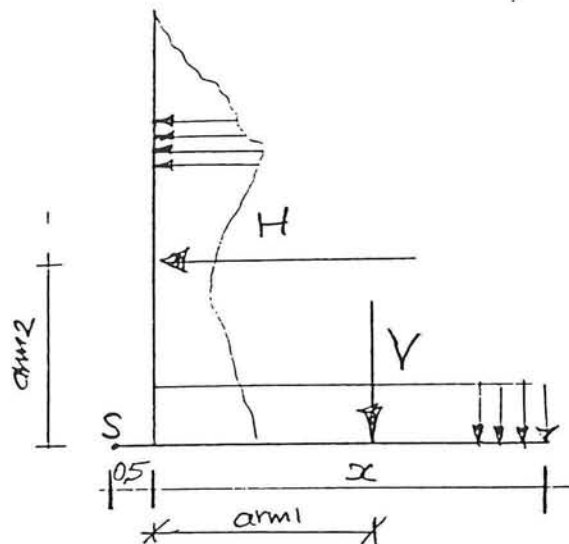
$$\begin{array}{rcl}
 \sum H: & 36,5 * 3,5 * 0,5 = & 63,9 \text{ kN/m} \\
 & 36,5 * 1 = & 36,5 \text{ kN/m} \\
 & (52,3-36,5)*1*0,5 = & 7,9 \text{ kN/m} \\
 & 52,3 * 17 = & 889,1 \text{ kN/m} \\
 & (150,9-52,3)*17*0,5 = & 838,3 \text{ kN/m} \\
 & F_{\text{border}} = & 50,0 \text{ kN/m} \\
 & \sum H = & \text{-----+} \\
 & & 1885,5 \text{ kN/m}
 \end{array}$$

Wanneer eis (1) wordt gebruikt voor de bepaling van de minimaal benodigde lengte, wordt gevonden:

$$\begin{array}{l}
 1,2 * 1885,5 < 243x * \tan(2/3*30) \\
 x > 25,6 \text{ m.}
 \end{array}$$

2 Kademuur mag niet kantelen:

De situatie is weergegeven in figuur 2. Het kantelpunt wordt aangenomen op 0,5 meter uit de teen van de voorzijde van de wand.



figuur 2

Geval 1: Volledige belasting op de kademuur:

Positieve bijdrage bij rotatie om S:

$$\begin{array}{rcl}
 \sum M_s = & 360x*(0,5x+0,5) \text{ kNm/m} & \text{(grond)} \\
 & 63x*(0,5x+0,5) \text{ kNm/m} & \text{,,} \\
 & -180x*(0,5x+0,5) \text{ kNm/m} & \text{,,} \\
 & 30x*(0,5x+0,5) \text{ kNm/m} & \text{,,} \\
 & 833,3*(2,5+0,5) \text{ kNm/m} & \text{(containerkraan)} \\
 & 258,2*(5+0,5) \text{ kNm/m} & \text{(platform)} \\
 & \text{-----+} & \\
 \sum M_s = & 136,5x^2 + 136,5x + 3920,1 \text{ kNm/m} &
 \end{array}$$

Negatieve bijdrage bijrotatie om punt S:

$\sum M_s =$	$60,9 \cdot (3,5/2 + 18) =$	1202,8 kNm/m	(hor. grond)
	$63,9 \cdot (3,5/3 + 18) =$	1224,8 kNm/m	
	$24,3 \cdot (0,45/2 + 17,55) =$	431,9 kNm/m	
	$1,6 \cdot (0,45/3 + 17,55) =$	28,3 kNm/m	
	$33,6 \cdot (0,55/2 + 17) =$	580,4 kNm/m	
	$3,9 \cdot (0,55/3 + 17) =$	67,0 kNm/m	
	$329,2 \cdot (4,36/2 + 12,64) =$	4878,7 kNm/m	
	$155 \cdot (4,36/3 + 12,64) =$	2184,5 kNm/m	
	$290,7 \cdot (2,64/2 + 10) =$	3290,7 kNm/m	
	$48,2 \cdot (2,64 \cdot 2/2 + 10) =$	566,8 kNm/m	
	$1101,0 \cdot 10/2 =$	5505,0 kNm/m	
	$291 \cdot 10/3 =$	970,0 kNm/m	
	$50 \cdot 21,5 =$	1075,0 kNm/m	(troskracht)
	$80 \cdot 21,5 =$	1720,0 kNm/m	(windkracht)
		-----+	
$\sum M_s =$		23725,9 kNm/m	

Er is evenwicht indien het stabiliserende moment gelijk is aan het kantelende moment. Er geldt dan:

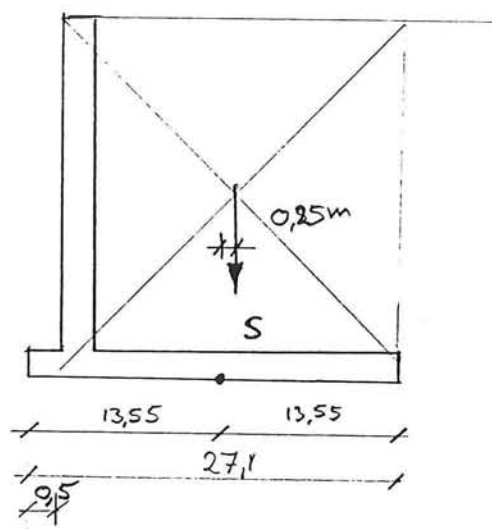
$$136,5x^2 + 136,5x + 3920,1 = 23725,9$$

$$x > 11,6 \text{ m}$$

Maatgevend is dus het geval "Kademuur mag niet afschuiven". Het tweede geval zonder bovenbelasting wordt niet nader berekend daar het verschil met het eerste geval groot is

### 3 Grondspanningen onder de funderingsplaat

In figuur 3 is de situatie geschetst. Het draaipunt S is in het midden van de funderingsplaat gesitueerd.



figuur 3

De optredende spanningen kunnen berekend worden via:

$$\sigma = F/A + M/W$$

De grootste spanningen ontstaan indien de kade vol belast is. De normaalkrachten zijn dan:

grond nat:	360 * 26,6	= 9576 kN/m
grond droog:	63 * 26,6	= 1675,8 kN/m
F opwaarts:	-180 * 26,6	= -4788 kN/m
q - last:	30 * 26,6	= 798 kN/m
F <sub>kraan</sub> :		= 833,3 kN/m
F <sub>platform</sub> :		= 258,2 kN/m
		-----+
$\sum N =$		8353,3 kN/m

De optredende momenten om punt S zijn als volgt:

grond nat:	9576 * 0,25	= +2394 kNm/m
grond droog:	419 * 0,25	= + 419 kNm/m
F opw:	-4788 * 0,25	= -1197 kNm/m
q-last:	798 * 0,25	= +200 kNm/m
F <sub>kraan</sub> :	833,3 * -10,55	= 8791,3 kNm/m
F <sub>platform</sub> :	258,2 * -8,05	= -2078,5 kNm/m
M <sub>grond horizontaal</sub> :		= -23725,9 kNm/m
		-----+
$\sum M$		= 32779,7 kNm/m

Het weerstandsmoment van de funderingsplaat is:

$$W = 1/6 * b * h^2$$

$$W = 1/6 * 1 * (26,6+0,5)^2 = 122 \text{ m}^3$$

De optredende grondspanningen zijn dan:

$$\sigma = -8353,3 / 27,1 - 32779,7 / 122 = -576,9 \text{ kN/m}^2$$

$$\sigma = -8353,3 / 27,1 + 32779,7 / 122 = -39,55 \text{ kN/m}^2$$

Onder de funderingsplaat heerst altijd een druk spanning.

#### 4 Piping

Er zijn verschillende empirische formules op dit gebied. De bekendste zijn die van Bligh en Lane, die reeds van het begin van deze eeuw dateren. Het meest recente model voor piping stamt uit 1991 en is afgeleid door Sellmeijer. Dit model neemt niet alleen het begin van piping mee, maar ook het transport van korrels door de "pijp".



#### 4.1 Bligh:

Voor het waterhoogte verschil  $\Delta h$  is gevonden door Bligh:

$$\Delta h < L/C_b$$

waarin:  $L$  = lengte van het constructie deel in meters.  
 $C_b$  = constante van Bligh.

Het waterstandsverschil  $\Delta h = 1\text{ m}$   
De constante van Bligh voor zand is 12 à 15.

$$L > \Delta h * C_b$$
$$L > 1 * 15 = 15 \text{ m.}$$

O.K.

#### 4.2 Lane:

Lane heeft de theorie van Bligh verbeterd door de situering van de constructie elementen in de grond mee te nemen.

$$\Delta h < (L_v + 1/3 * L_h) / C_l$$

waarin:  $L_v$  = lengte van alle verticale constructie delen in meters.  
 $L_h$  = lengte van alle horizontale constructie delen in meters.  
 $C_l$  = constante van Lane.

Het waterstandsverschil  $\Delta h = 1$  meter  
De constante van Lane is 5 à 7  
De verticale lengte  $L_v = 0$  m

$$L_v = 3 * C_l * \Delta h$$
$$L_v = 3 * 7 * 1 = 21 \text{ meter.}$$

O.K.

#### 4.3 Sellmeyer:

Het model dat door Sellmeyer is opgesteld, is oorspronkelijk bedoeld om piping onder dijken te beschrijven. Er is daarbij verondersteld dat er een watervoerendelaag ter dikte  $D$  onder de dijk aanwezig is. In het geval dat hier bekeken wordt, heeft de watervoerendelaag geen duidelijke ondergrens. Daarom is onderzocht hoe het maximaal haalbare waterstandsverschil  $\Delta h$  ontwikkelt bij toenemende dikte van de watervoerende laag.

$$\Delta h < 0,87 \alpha c \left( \frac{\rho_s - \rho_w}{\rho_w} \right) (0,68 - 0,1 * \ln(c)) L$$

waarin:

$$\alpha = \left( \frac{D}{L} \right)^{\left[ \frac{0,28}{\left( \frac{D}{L} \right)^{2,8} - 1} \right]}$$

$$c = 0,25 * d_{70} \left[ \frac{g}{v * k * L} \right]^{\frac{1}{3}}$$

$$k = [c_0 - 1,83 * 10^3 * \ln(u)] d_{10}^2$$

$$u = d_{60} / d_{10}$$

$C_0$  is een maat voor de porositeit van het zand, variërend van  $1,0 \cdot 10^4$  voor dicht gepakt zand en  $1,5 \cdot 10^4$  voor los gepakt zand.

D = de dikte van de watervoerende laag [m]

L = lengte van de constructie waaronder piping optreed. [m]

$\rho_s$  = soortelijk gewicht van steen.

$\rho_w$  = soortelijk gewicht van water.

$d_{70}$  = afmetingen van een kube met equivalent volume van de steen, die 70% weegt van het maximaal voorkomende gewicht van een steen of korrel in de zandbed.

$d_{60}$  = afmetingen van een kube met equivalent volume van de steen, die 60% weegt van het maximaal voorkomende gewicht van een steen of korrel in het zandbed.

$d_{10}$  = afmetingen van een kube met equivalent volume van de steen, die 10% weegt van het maximaal voorkomende gewicht van een steen of korrel in het zandbed.

g = zwaartekrachtversnelling.

U = kinematische viscositeit.

$C_0$  = constante.

Met behulp van een spreetsheetprogramma is berekend hoe het waterstandsverschil verloopt bij een toenemende diepte van de doorlatende laag. Twee gevallen met een verschillende grondsamenstelling zijn weergegeven als invoer in tabel 1. In de grafiek "Maximaal waterstandsverschil" zijn de berekeningsresultaten weergegeven voor: Bligh, Lane en Sellmeyer.

D= 200  
L= 27,1  
rho<sub>steen</sub> 2650  
rho<sub>water</sub> 1000  
alpha= 0,135781  
c= 0,218785  
d<sub>70</sub>= 0,0012  
g= 9,81  
nu= 0,000001  
k= 0,000701  
c<sub>0</sub>= 10000  
u= 3,333333  
d<sub>60</sub>= 0,001  
d<sub>10</sub>= 0,0003  
delta h= 0,961475

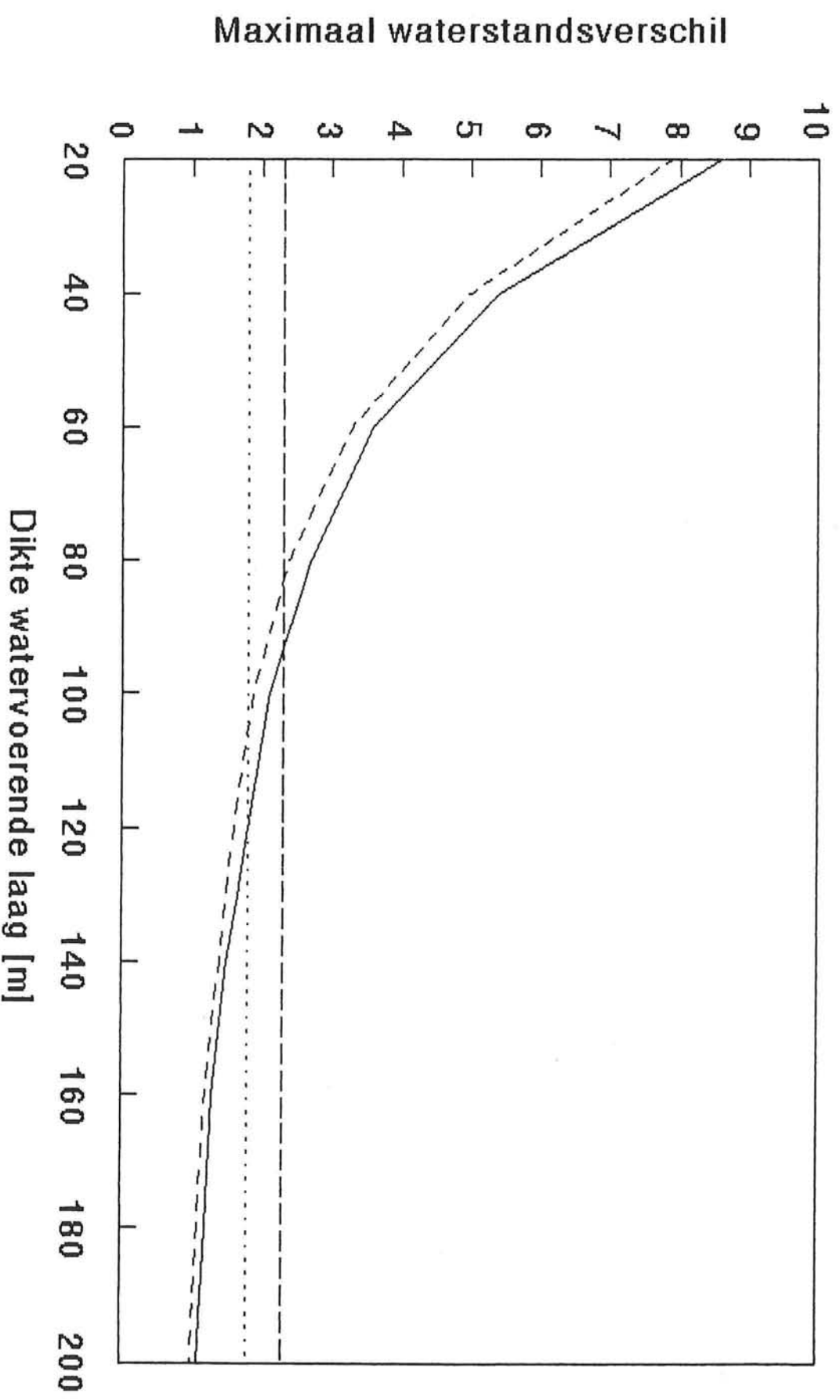
D= 200  
L= 27,1  
rho<sub>steen</sub> 2650  
rho<sub>water</sub> 1000  
alpha= 0,135781  
c= 0,242417  
d<sub>70</sub>= 0,001  
g= 9,81  
nu= 0,000001  
k= 0,000298  
c<sub>0</sub>= 10000  
u= 4  
d<sub>60</sub>= 0,0008  
d<sub>10</sub>= 0,0002  
delta h= 1,052192

tabel 1

# Maximaal waterstandsverschil

Lengte van de constructie = 27,1 m

— Sellmeyer    - - - Sellmeyer    - - - - - Bligh    ..... Lane



# Bijlage 5

Voorlopig ontwerp steigerconstructie

## Globale dimensionering steigerconstructie

- Uit gegevens van het IHR blijkt dat de draagkracht van een prefab betonpaal overkant 945m maximaal 2100 kN is.

- Aanlegbreedte: bodem onder een helling 1:3,5

De totale steiger breedte wordt dan:  $17 \cdot 3,5 = \underline{60 \text{ m}}$ .

- Belastingen:  $F_{\text{kraan}} = 8333 \text{ kN/m'}$  over 0,4 m lengte ↓

$q_{\text{verand}} = 30 \text{ kN/m}^2$

$F_{\text{platform I}} = 19369 \text{ kN}$

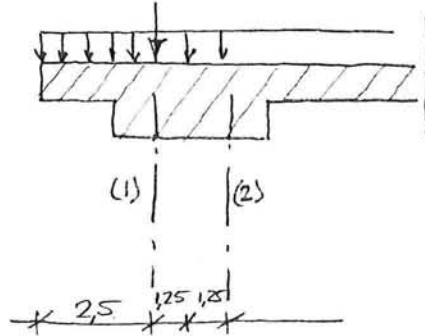
$F_{\text{platform II}} = 3872,8 \text{ kN}$

$F_{\text{troes}} = 50 \text{ kN/m'}$

$F_H = 80 \text{ kN/m'}$

$g.g. = 125 \text{ kN/m'}$  (vloer = 0,5 m dik)

• Bepaling krachten in de palen eerste paalrij



Belasting per strekkende meter:

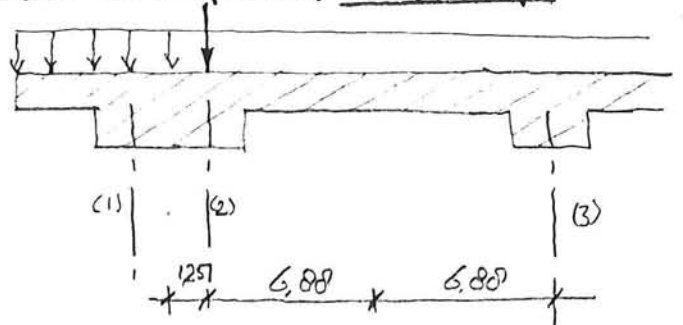
$$q_d = 8333 + (2,5 + 1,25) \cdot (1,2 \cdot 12,5 + 1,5 \cdot 30)$$

$$q_d = 1058 \text{ kN/m'}$$

Bij een maximaal draagvermogen van 2100 kN per paal is de h.o.h. afstand tussen de palen:

$$H.O.H._{(1)} = \frac{2100 \text{ kN}}{1058 \text{ kN/m}} = 1,98 \text{ m} \approx \underline{2 \text{ m}}$$

• Bepaling krachten in de palen 2<sup>de</sup> paalrij



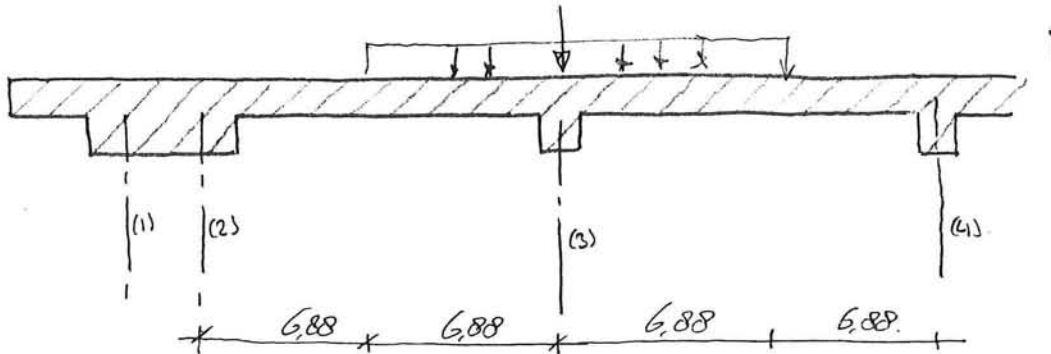
Belasting per strekkende meter:

$$q_d = \frac{19369}{2,5} + (1,25 + 6,88) \cdot (1,2 \cdot 12,5 + 1,5 \cdot 30)$$

$$q_d = 746 \text{ kN/m'}$$

$$H.O.H._{(2)} = \frac{2100 \text{ kN}}{746 \text{ kN/m}} = 2,82 \text{ m}$$

- Bepaling krachten in 3<sup>de</sup> paalrij



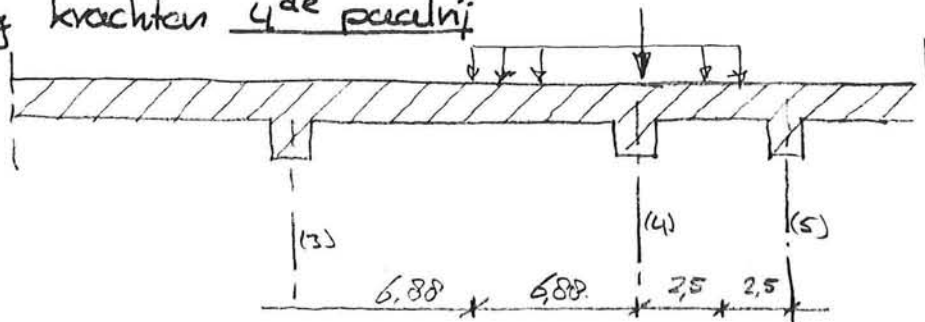
Belasting per strekkende meter:

$$q_d = \frac{3872,8}{7,5} + (6,88 + 6,88) \cdot (1,2 \cdot 12,5 + 1,5 \cdot 30)$$

$$q_d = 1342 \text{ kN}$$

$$H.O.H_{(3)} = \frac{2100}{1342} = 1,56 \text{ m.}$$

- Bepaling krachten 4<sup>de</sup> paalrij

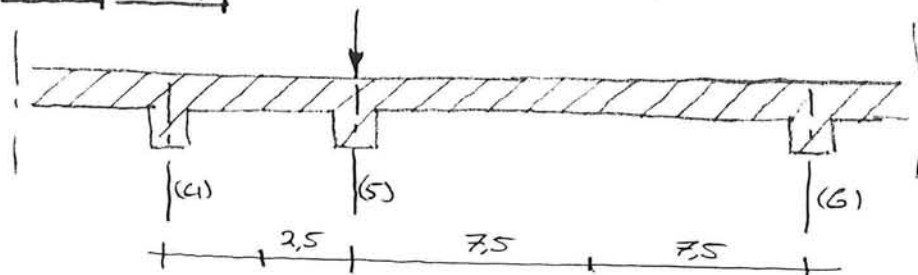


$$q_d = \frac{1936,4}{7,5} + (2,5 + 6,88) \cdot (1,2 \cdot 12,5 + 1,5 \cdot 30)$$

$$q_d = 821 \text{ kN/m'}$$

$$H.O.H_{(4)} = \frac{2100}{821} = 2,56 \text{ m.}$$

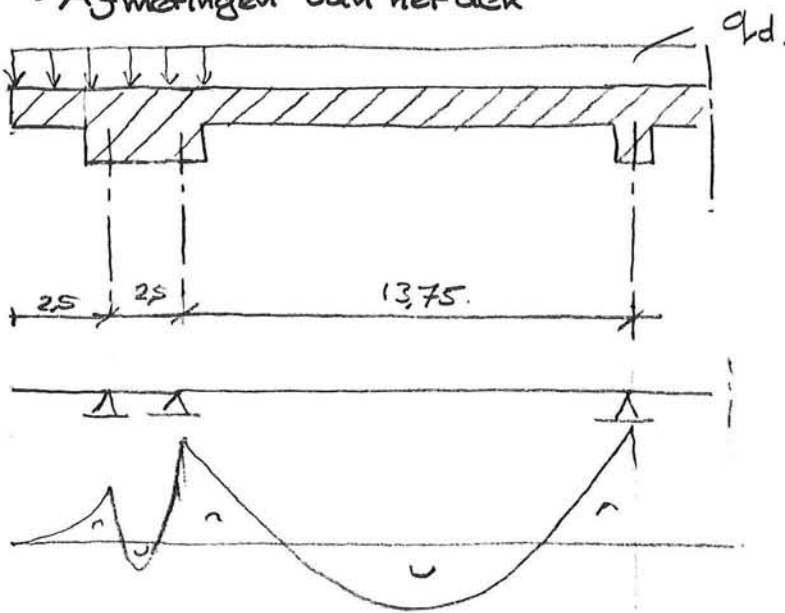
- Bepaling 5<sup>de</sup> paalrij



$$q_d = 833,3 + (2,5 + 7,5) \cdot (1,2 \cdot 12,5 + 1,5 \cdot 30) = 1433,3 \text{ kN}$$

$$H.O.H_{(5)} = \frac{2100}{1433,3} = 1,46 \text{ m}$$

• Afmetingen van het dek



$$q_d = 1,2 \cdot 12,5 + 1,5 \cdot 30 = 60 \text{ kN/m}$$

VBC, tabel 10  
GTB

$$M_d = 60 \cdot 0,001 \cdot 60 \cdot 13,75^2 = 681 \text{ kNm. (veld moment)}$$

Stel materiaal B35, FeB500

$$\frac{M_u}{b \cdot h^2} = \frac{681}{1 \cdot (0,5 - 40 \cdot 10^{-3})} = 1481$$

$\omega_o = 0,37\%$  , kan zo uitgevoerd worden.

$$M_d = 100 \cdot 0,001 \cdot 60 \cdot 13,75^2 = 1134 \text{ kNm. steunpunt moment.}$$

$$\frac{M_u}{b \cdot h^2} = \frac{1134}{1 \cdot (0,5 - 40 \cdot 10^{-3})} = 2465$$

$\omega_o = 0,51\%$  , kan zo uitgevoerd worden.



## Bijlage 6

In deze bijlage is het fictief volumiegewicht vastgesteld van de grond voor toepassing in het computerprogramma "Blum". Tevens is hier de schematisatie weergegeven, waarmee de grondopbouw is gemodelleerd.

# Bijlage

Vaststellen fictief volumiek gewicht grond.

laag 1 : NAP 1 - t/m NAP 4,46 -

$$\gamma_n = 20 \text{ kN/m}^3, \varphi = 25^\circ, \delta = 10, c = 0$$

laag 2 : NAP 4,46 - t/m NAP 11,39 -

$$\gamma_n = 36,3 \text{ kN/m}^3, \varphi = 25^\circ, \delta = 10, c = 0$$

laag 3 : NAP 11,39 - t/m NAP 18 -

$$\gamma_n = 20 \text{ kN/m}^3, \varphi = 25^\circ, \delta = 10, c = 0$$

laag 4 : NAP 18 - t/m NAP 19,5 -

$$\gamma_n = 20 \text{ kN/m}^3, \varphi = 25^\circ, \delta = 10, c = 0$$

laag 5 : NAP 19,5 - t/m NAP 21,5 -

$$\gamma_n = 17 \text{ kN/m}^3, \varphi = 20,8^\circ, \delta = 6,7^\circ, c = 9,$$

laag 6 : NAP 21,5 -

$$\gamma_n = 20 \text{ kN/m}^3, \varphi = 29,1^\circ, \delta = 11,3^\circ, c = 0$$

Uitgangspunt zijn de grondmechanische gegevens hoofdstuk 10.

Invoer in comp. prog. Blauw.

Bovenbelasting:  $10 \text{ kN/m}^2$

Verspanheid  $\gamma_a$ : 1

Hoogte damwandkop:  
bovenanker: 0

aantal grondlagen: 6.

Bovenkant laag 1

$z(1) \text{ (m)} = 0$

Links  $\gamma_w = 10$   
 $\gamma_n = 10$   
 $\varphi_i = 0$   
 $d = 0$   
 $c = 0$

Rechts  $\gamma_w = 10$   
 $\gamma_n = 20$   
 $\varphi = 25^\circ$   
 $d = 10$   
 $c = 0$

Bovenkant laag 2:

$z(2) \text{ m} = 3,46$

Links  $\gamma_w = 10$   
 $\gamma_n = 10$   
 $\varphi_i = 0$   
 $d = 0$   
 $c = 0$

Rechts  $\gamma_w = 10$   
 $\gamma_n = 36,3$   
 $\varphi = 25$   
 $d = 10$   
 $c = 0$

Bovenkant laag 3

$z(3) \text{ m} = 10,39$

Links  $\gamma_w = 10$   
 $\gamma_n = 10$   
 $\varphi = 0$   
 $d = 0$   
 $c = 0$

Rechts  $\gamma_w = 10$   
 $\gamma_n = 20$   
 $\varphi = 25$   
 $d = 10$   
 $c = 0$

Bovenkant laag 4.

$z(4) = 17$

Links  $\gamma_w = 10$   
 $\gamma_n = 20$   
 $\varphi = 25^\circ$   
 $\delta = -10^\circ$   
 $c = 0$

Rechts  $\gamma_w = 10$   
 $\gamma_n = 20$   
 $\varphi = 25^\circ$   
 $\delta = +10$   
 $c = 0$

### Berechnung Lage 5

Links  $\gamma_w = 10$   
 $\gamma_n = 17$   
 $\varphi = 20,0$   
 $\delta = -6,7$   
 $C = 9,1$

$$z(5) = 10,5$$

Rechts  $\gamma_w = 10$   
 $\gamma_n = 17$   
 $\varphi = 20,0$   
 $\delta = 6,7$   
 $C = 9,1$

### Berechnung Lage 6

Links  $\gamma_w = 10$   
 $\gamma_n = 20$   
 $\varphi = 29,1$   
 $\delta = -11,3$   
 $C = 0$

$$z(6) = 20 \text{ w.}$$

Rechts  $\gamma_w = 10$   
 $\gamma_n = 20$   
 $\varphi = 29,1$   
 $\delta = 11,3$   
 $C = 0$

Schiefstand:

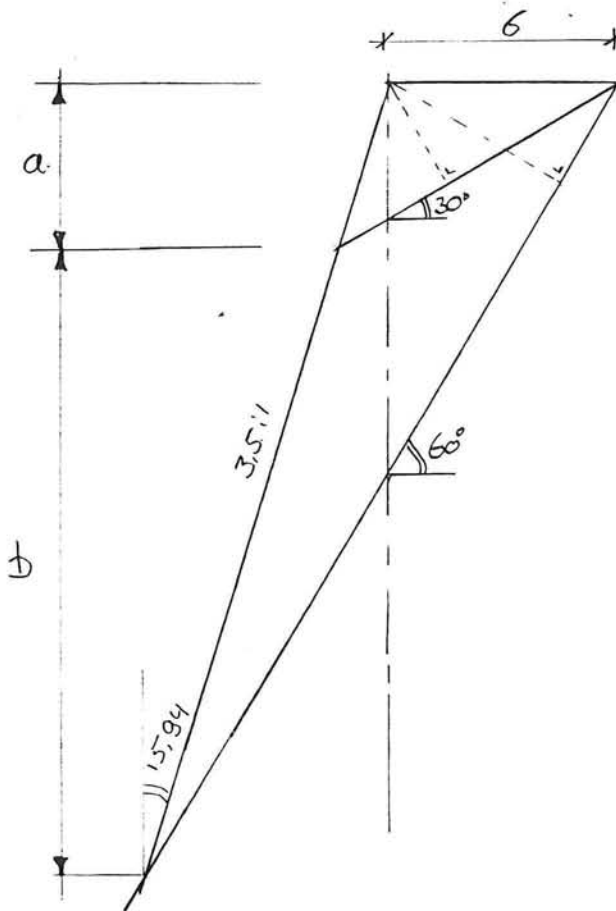
- 1:  $0^\circ$
- 2:  $5^\circ$
- 3:  $10^\circ$
- 4:  $15^\circ$
- 5:  $20^\circ$

## Bijlage 7

- Schematisatie van de grondlagen bij een aanlegdiepte op NAP. Lengte ontlastvloer = 6 m.
- Resultaten van de berekening m.b.v. Msheet voor twee gevallen: Hoge en lage beddingsconstanten.

Invalbed ontlastvloer:

Er wordt nu ook rekening gehouden met de scheefstand van de combiwand.



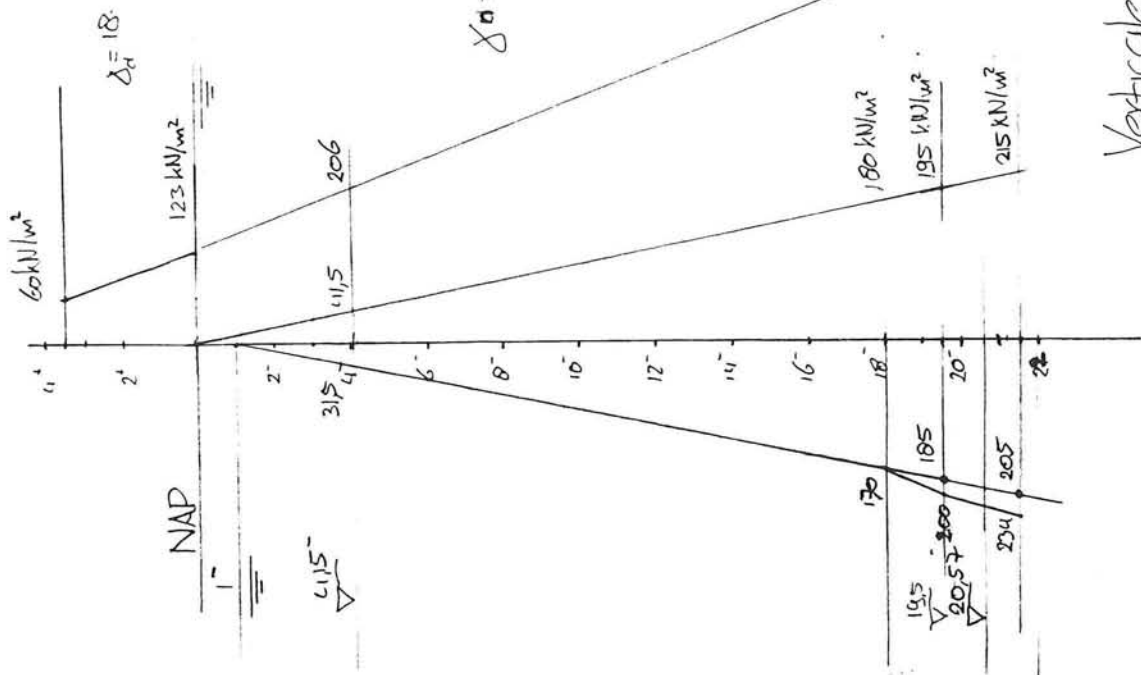
$$a = 4,15 \text{ m.}$$

$$b = 16,42 \text{ m.}$$

Scheefstand combiwand:  
3,5 : 1

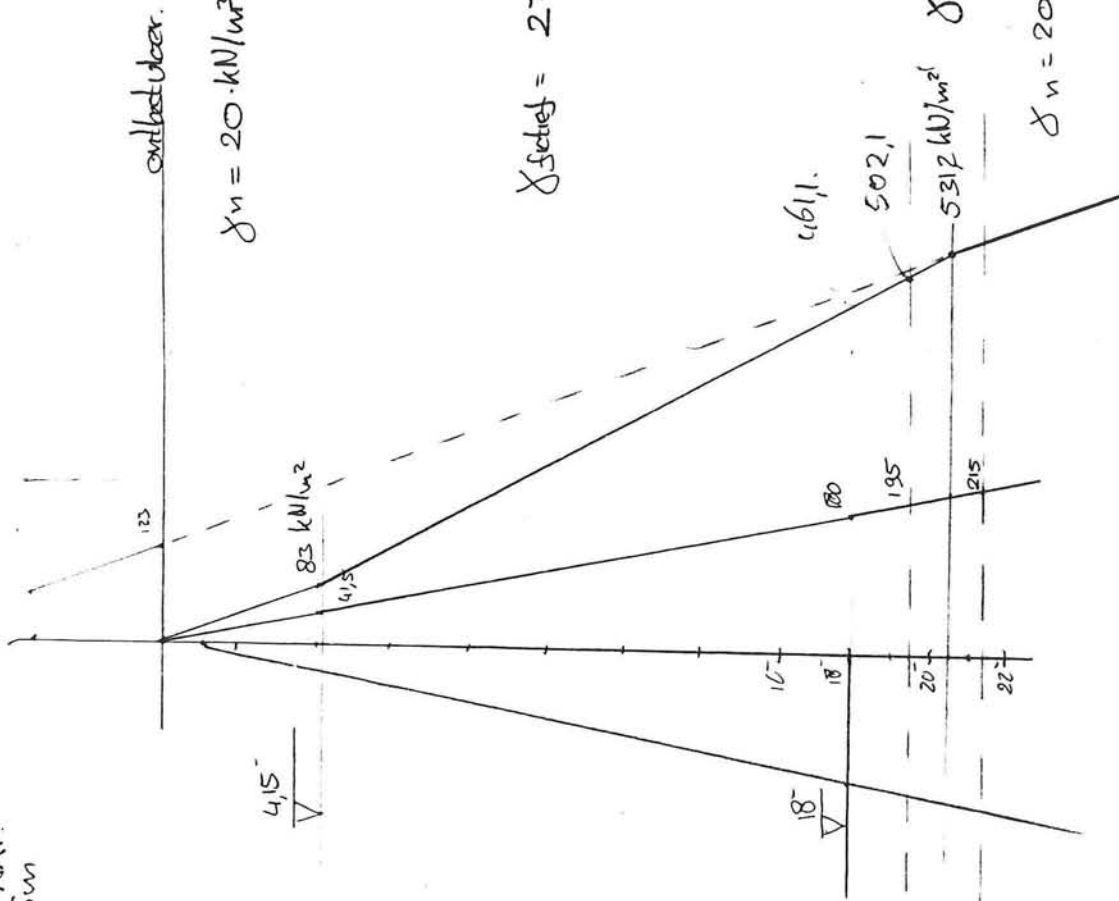
- Ontlast vloer op NAP
- Hoogte vloer = 5m

$a = 1,5 \text{ m}$   
 $b = 16,12 \text{ m}$



Verticale grondsp

Zonder invloed ontlastvloer



Verticale Grondsp

met invloed ontlast vloer

$\gamma_n = 20 \cdot \text{kN/m}^3$

$\gamma_{\text{satief}} = 27,3 \text{ kN/m}^3$

$\gamma_n = 17 \text{ kN/m}^3$

$\gamma_n = 20 \text{ kN/m}^3$

1,611

502,1

531,2  $\text{kN/m}^2$

## Schematisatie grondlagen met fictief volumiek gewicht, ontlastvloer op NAP:

### Laag 1 NAP tot NAP -4,15 m

$$\begin{aligned}\gamma_d &= 18 \text{ kN/m}^3 \\ \gamma_n &= 20 \text{ kN/m}^3 \\ \phi &= 25^\circ \\ \delta &= 10^\circ \\ c &= 0 \text{ kN/m}^2 \\ K_{\text{boven, laag}} &= 9200 \text{ kN/m}^2 \\ K_{\text{onder, laag}} &= 10440 \text{ kN/m}^2 \\ K_{\text{boven, hoog}} &= 27700 \text{ kN/m}^2 \\ K_{\text{onder, hoog}} &= 31637 \text{ kN/m}^2\end{aligned}$$

### Laag 2 NAP-4,15 m tot NAP -19.5 m

$$\begin{aligned}\gamma_d &= 22 \text{ kN/m}^3 \\ \gamma_n &= 27,3 \text{ kN/m}^3 \\ \phi &= 25^\circ \\ \delta &= 10^\circ \\ c &= 0 \text{ kN/m}^2 \\ K_{\text{boven, laag}} &= 10440 \text{ kN/m}^2 \\ K_{\text{onder, laag}} &= 15400 \text{ kN/m}^2 \\ K_{\text{boven, hoog}} &= 31637 \text{ kN/m}^2 \\ K_{\text{onder, hoog}} &= 46200 \text{ kN/m}^2\end{aligned}$$

### Laag 3 NAP-19,5 m tot NAP -20,57 m

$$\begin{aligned}\gamma_d &= 22 \text{ kN/m}^3 \\ \gamma_n &= 27,3 \text{ kN/m}^3 \\ \phi &= 20,83^\circ \\ \delta &= 6,7^\circ \\ c &= 9,1 \text{ kN/m}^2 \\ K_{\text{boven, laag}} &= 3800 \text{ kN/m}^2 \\ K_{\text{onder, laag}} &= 3800 \text{ kN/m}^2 \\ K_{\text{boven, hoog}} &= 11500 \text{ kN/m}^2 \\ K_{\text{onder, hoog}} &= 11500 \text{ kN/m}^2\end{aligned}$$

### Laag 4 NAP-20,57 m tot NAP -21,5 m

$$\begin{aligned}\gamma_d &= 15 \text{ kN/m}^3 \\ \gamma_n &= 17 \text{ kN/m}^3 \\ \phi &= 20,83^\circ \\ \delta &= 6,7^\circ \\ c &= 9,1 \text{ kN/m}^2 \\ K_{\text{boven, laag}} &= 3800 \text{ kN/m}^2 \\ K_{\text{onder, laag}} &= 3800 \text{ kN/m}^2 \\ K_{\text{boven, hoog}} &= 11500 \text{ kN/m}^2 \\ K_{\text{onder, hoog}} &= 11500 \text{ kN/m}^2\end{aligned}$$

### Laag 5 NAP-21,5 m tot

$$\begin{aligned}\gamma_d &= 18 \text{ kN/m}^3 \\ \gamma_n &= 20 \text{ kN/m}^3 \\ \phi &= 29,1^\circ \\ \delta &= 11,3^\circ \\ c &= 0 \text{ kN/m}^2 \\ K_{\text{boven, laag}} &= 30800 \text{ kN/m}^2 \\ K_{\text{onder, laag}} &= 30800 \text{ kN/m}^2 \\ K_{\text{boven, hoog}} &= 90000 \text{ kN/m}^2 \\ K_{\text{onder, hoog}} &= 90000 \text{ kN/m}^2\end{aligned}$$



Verloop van de momenten en krachten bij de lage beddingsconstanten:

Lengte wand [m]	Veldmoment [kNm/m]	Inklemmingsmoment [kNm/m]	Ankerkracht [kN/m]
26	2653.3	1009	362.9
26.5	2529.3	1264.8	351.7
27	2426.8	1469.7	342.9
27.5	2355.2	1650.5	336.1
28	2309	1786.3	331.3
28.5	2273.6	1881.1	328.1
29	2251.1	1929.8	326.1
29.5	2239.6	1968.5	325.0
30	2233.8	1989.8	324.5
30.5	2231.2	2000.7	324.3

Verloop van de momenten en krachten bij de hoge beddingsconstanten:

Lengte wand [m]	Veldmoment [kNm/m]	Inklemmingsmoment [kNm/m]	Ankerkracht [kN/m]
26	2472.3	1349.7	346.8
26.5	2333.4	1646.4	334
27	2237.0	1845.6	324.8
27.5	2179.7	1978.2	319.3
28	2142.5	2053.6	316.3
28.5	2125.3	2090.9	314.7
29	2119.3	2099.0	314.2
29.5	2117.7	2105.8	314.0

## Bijlage 8

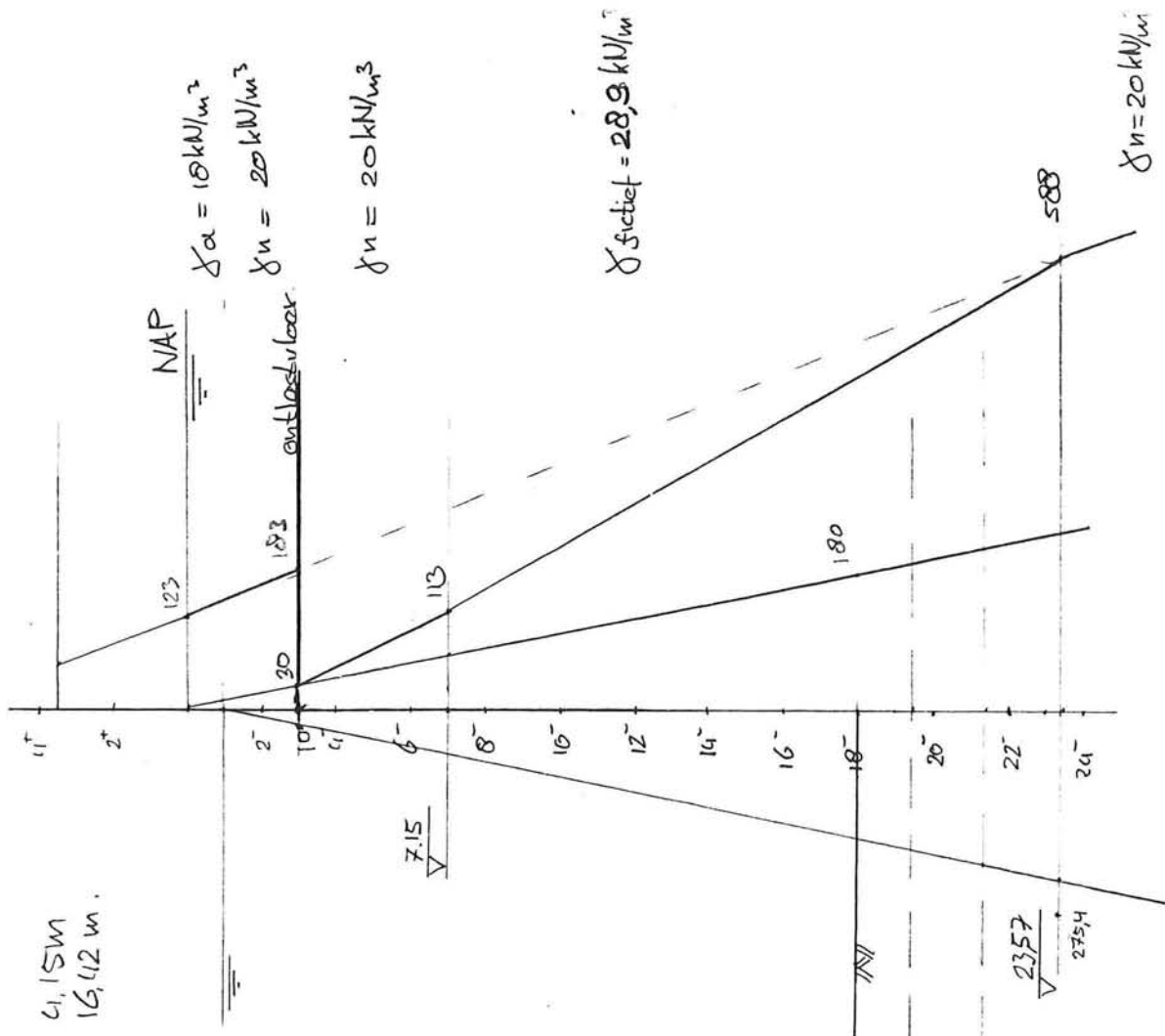
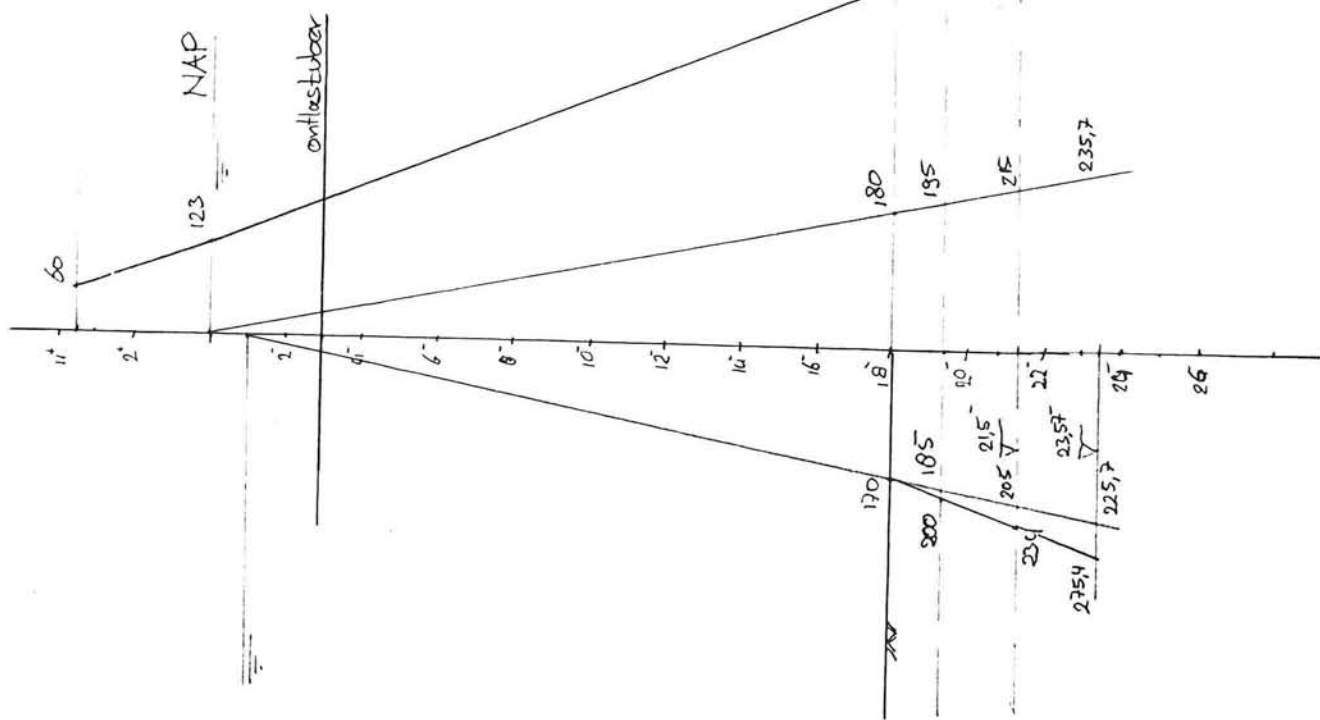
- Schematisatie van de grondlagen bij een aanlegdiepte op NAP-3 m. Lengte ontlastvloer = 6 m.
- Resultaten van de berekening m.b.v. Msheet voor twee gevallen: Hoge en lage beddingsconstanten.

- Ontlastvlak op NAP 3m

- Breedte vloer = 6 m

$a = 4,15m$

$b = 16,12m$



**Schematisatie grondlagen met fictief volumiek gewicht, ontlastvloer op NAP-3m:**

**Laag 1** NAP-3 m tot NAP -7,15 m

$$\begin{aligned}\gamma_d &= 18 \text{ kN/m}^3 \\ \gamma_n &= 20 \text{ kN/m}^3 \\ \phi &= 25^\circ \\ \delta &= 10^\circ \\ c &= 0 \text{ kN/m}^2 \\ K_{\text{boven, laag}} &= 9200 \text{ kN/m}^2 \\ K_{\text{onder, laag}} &= 10760 \text{ kN/m}^2 \\ K_{\text{boven, hoog}} &= 27700 \text{ kN/m}^2 \\ K_{\text{onder, hoog}} &= 32353 \text{ kN/m}^2\end{aligned}$$

**Laag 2** NAP-7,15 m tot NAP -19.5 m

$$\begin{aligned}\gamma_d &= 22 \text{ kN/m}^3 \\ \gamma_n &= 28.9 \text{ kN/m}^3 \\ \phi &= 25^\circ \\ \delta &= 10^\circ \\ c &= 0 \text{ kN/m}^2 \\ K_{\text{boven, laag}} &= 10760 \text{ kN/m}^2 \\ K_{\text{onder, laag}} &= 15400 \text{ kN/m}^2 \\ K_{\text{boven, hoog}} &= 32353 \text{ kN/m}^2 \\ K_{\text{onder, hoog}} &= 46200 \text{ kN/m}^2\end{aligned}$$

**Laag 3** NAP-19,5 m tot NAP -21.5 m

$$\begin{aligned}\gamma_d &= 22 \text{ kN/m}^3 \\ \gamma_n &= 28.9 \text{ kN/m}^3 \\ \phi &= 20,8^\circ \\ \delta &= 6,7^\circ \\ c &= 9,1 \text{ kN/m}^2 \\ K_{\text{boven, laag}} &= 3800 \text{ kN/m}^2 \\ K_{\text{onder, laag}} &= 3800 \text{ kN/m}^2 \\ K_{\text{boven, hoog}} &= 11500 \text{ kN/m}^2 \\ K_{\text{onder, hoog}} &= 11500 \text{ kN/m}^2\end{aligned}$$

**Laag 4** NAP-21,5 m tot NAP -23,57 m

$$\begin{aligned}\gamma_d &= 22 \text{ kN/m}^3 \\ \gamma_n &= 28.9 \text{ kN/m}^3 \\ \phi &= 29.1^\circ \\ \delta &= 11.3^\circ \\ c &= 0 \text{ kN/m}^2 \\ K_{\text{boven, laag}} &= 30800 \text{ kN/m}^2 \\ K_{\text{onder, laag}} &= 30800 \text{ kN/m}^2 \\ K_{\text{boven, hoog}} &= 90000 \text{ kN/m}^2 \\ K_{\text{onder, hoog}} &= 90000 \text{ kN/m}^2\end{aligned}$$

**Laag 5** NAP-23,57 m tot

$$\begin{aligned}\gamma_d &= 18 \text{ kN/m}^3 \\ \gamma_n &= 20 \text{ kN/m}^3 \\ \phi &= 29,1^\circ \\ \delta &= 11,3^\circ \\ c &= 0 \text{ kN/m}^2 \\ K_{\text{boven, laag}} &= 30800 \text{ kN/m}^2 \\ K_{\text{onder, laag}} &= 30800 \text{ kN/m}^2 \\ K_{\text{boven, hoog}} &= 90000 \text{ kN/m}^2 \\ K_{\text{onder, hoog}} &= 90000 \text{ kN/m}^2\end{aligned}$$

Verloop van de momenten en krachten bij de lage beddingsconstanten:

Lengte wand [m]	Veldmoment [kNm/m]	Inklemmingsmoment [kNm/m]	Ankerkracht [kN/m]
23	1533.8	745.4	322.9
23.5	1490.1	863.6	334.5
24	1457.9	957.0	333.4
24.5	1431.2	1026.3	316.7
25	1418.6	1073.7	304.7
25.5	1411.5	1103.2	288.1
26	1407.6	1121.8	285.5
26.5	1405.5	1133.0	270.7
27	1404.5	1139.2	256.4

Verloop van de momenten en krachten bij de hoge beddingsconstanten:

Lengte wand [m]	Veldmoment [kNm/m]	Inklemmingsmoment [kNm/m]	Ankerkracht [kN/m]
23	1290.9	1044.8	413.5
23.5	1268.0	1114.4	396.1
24	1255.8	1155.6	368.1
24.5	1258.5	1174.4	352.4
25	1257.0	1182.9	334.3

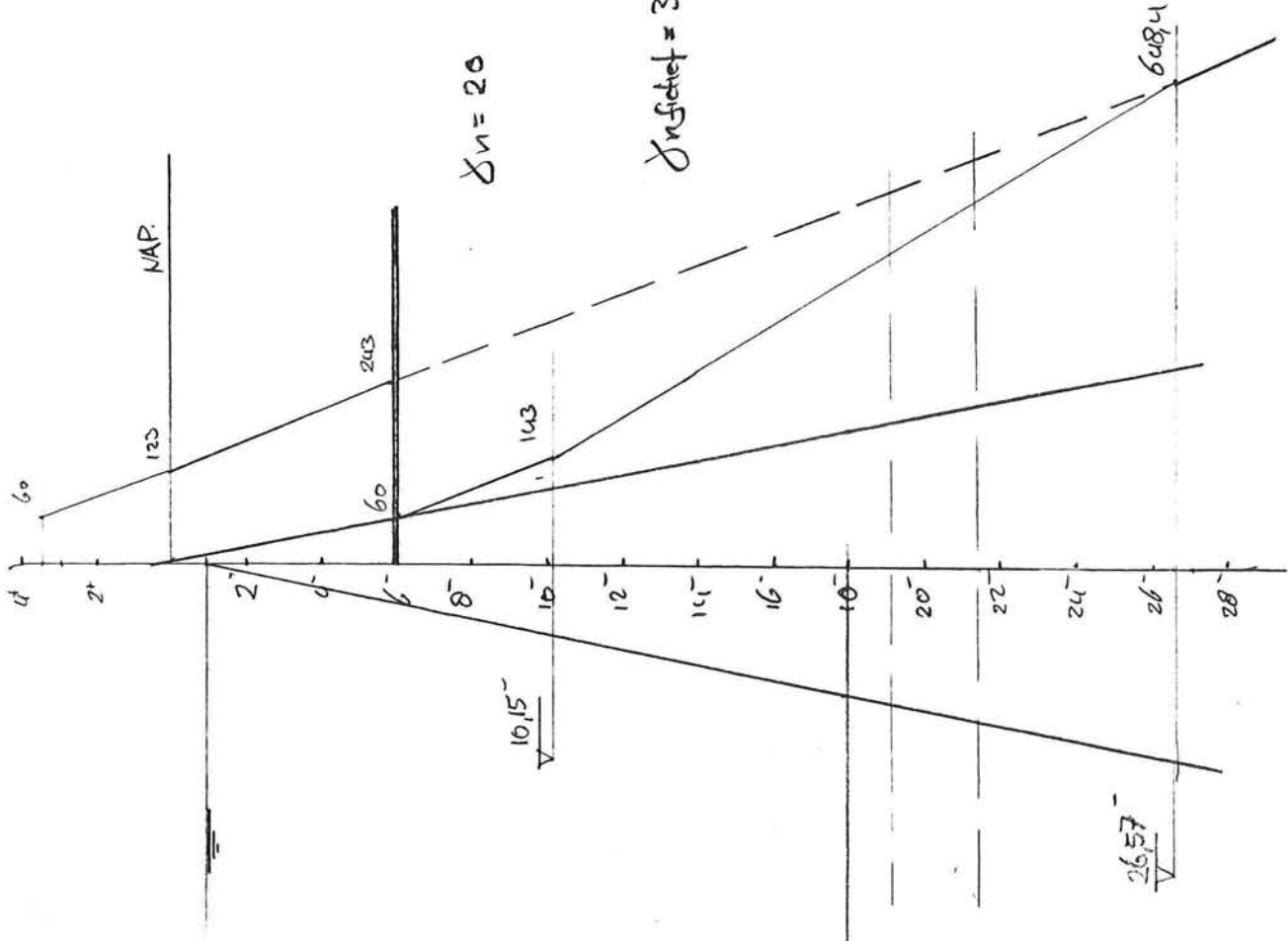
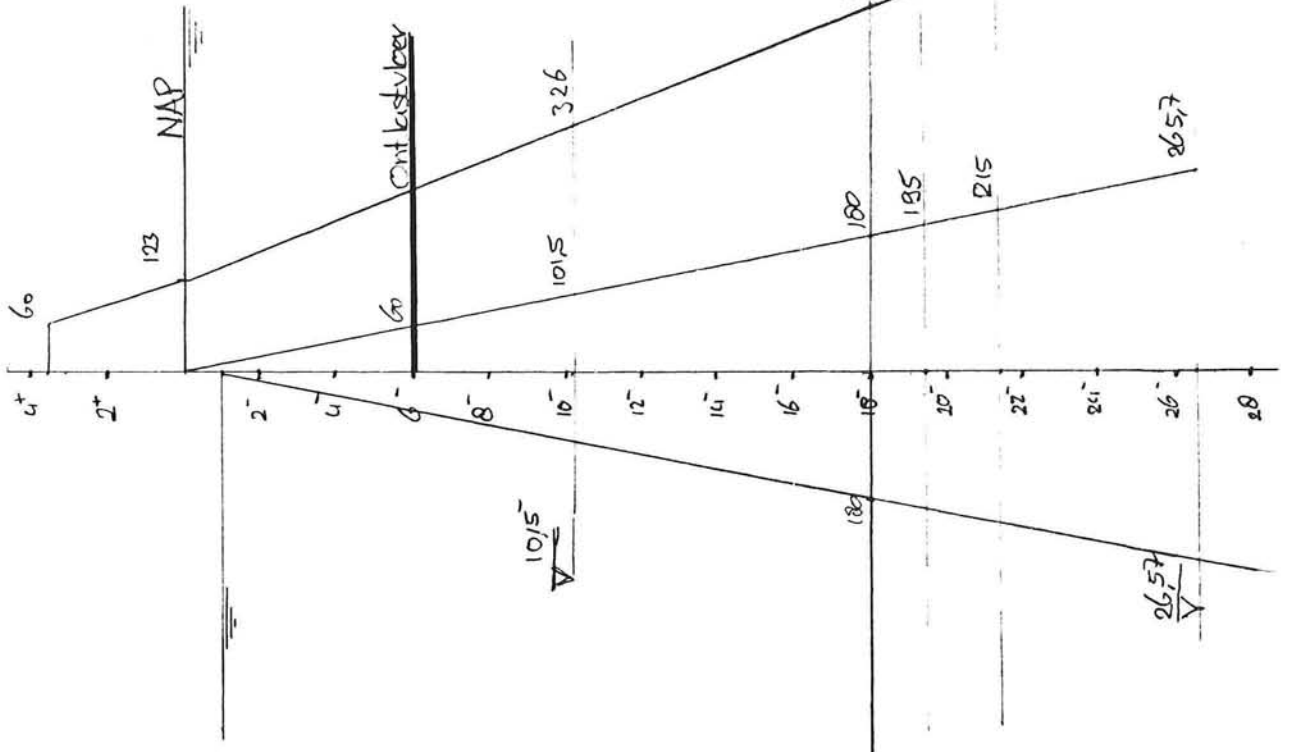
## Bijlage 9

- Schematisatie van de grondlagen bij een aanlegdiepte op NAP-6 m. Lengte ontlastvloer = 6 m.
- Resultaten van de berekening m.b.v. Msheet voor twee gevallen: Hoge en lage beddingsconstanten.
- Grafiek met het verloop van de veldmomenten van bijlage 7, 8 en 9. bij toenemende inheidiepte van de combiwand

- Ontlastvloer 6m
- Breedte vloer 6m

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

$$b = 16,12 \text{ m}$$



$$\Delta n = 20$$

$$\Delta n_{\text{gicht}} = 30,72$$

**Schematisatie grondlagen met fictief volumiek gewicht, ontlastvloer op NAP-6m:**

**Laag 1** NAP-6 m tot NAP -10,15 m

$$\begin{aligned} \gamma_d &= 18 \text{ kN/m}^3 \\ \gamma_n &= 20 \text{ kN/m}^3 \\ \phi &= 25^\circ \\ \delta &= 10^\circ \\ c &= 0 \text{ kN/m}^2 \\ K_{\text{boven, laag}} &= 9200 \text{ kN/m}^2 \\ K_{\text{onder, laag}} &= 11952 \text{ kN/m}^2 \\ K_{\text{boven, hoog}} &= 27700 \text{ kN/m}^2 \\ K_{\text{onder, hoog}} &= 35911 \text{ kN/m}^2 \end{aligned}$$

**Laag 2** NAP-10,15 m tot NAP -19.5 m

$$\begin{aligned} \gamma_d &= 22 \text{ kN/m}^3 \\ \gamma_n &= 30.8 \text{ kN/m}^3 \\ \phi &= 25^\circ \\ \delta &= 10^\circ \\ c &= 0 \text{ kN/m}^2 \\ K_{\text{boven, laag}} &= 11952 \text{ kN/m}^2 \\ K_{\text{onder, laag}} &= 15400 \text{ kN/m}^2 \\ K_{\text{boven, hoog}} &= 35911 \text{ kN/m}^2 \\ K_{\text{onder, hoog}} &= 46200 \text{ kN/m}^2 \end{aligned}$$

**Laag 3** NAP-19,5 m tot NAP -21.5 m

$$\begin{aligned} \gamma_d &= 22 \text{ kN/m}^3 \\ \gamma_n &= 30.8 \text{ kN/m}^3 \\ \phi &= 20,8^\circ \\ \delta &= 6,7^\circ \\ c &= 9,1 \text{ kN/m}^2 \\ K_{\text{boven, laag}} &= 3800 \text{ kN/m}^2 \\ K_{\text{onder, laag}} &= 3800 \text{ kN/m}^2 \\ K_{\text{boven, hoog}} &= 11500 \text{ kN/m}^2 \\ K_{\text{onder, hoog}} &= 11500 \text{ kN/m}^2 \end{aligned}$$

**Laag 4** NAP-21,5 m tot NAP -26,57 m

$$\begin{aligned} \gamma_d &= 22 \text{ kN/m}^3 \\ \gamma_n &= 30.8 \text{ kN/m}^3 \\ \phi &= 29.1^\circ \\ \delta &= 11.3^\circ \\ c &= 0 \text{ kN/m}^2 \\ K_{\text{boven, laag}} &= 30800 \text{ kN/m}^2 \\ K_{\text{onder, laag}} &= 30800 \text{ kN/m}^2 \\ K_{\text{boven, hoog}} &= 90000 \text{ kN/m}^2 \\ K_{\text{onder, hoog}} &= 90000 \text{ kN/m}^2 \end{aligned}$$

**Laag 5** NAP-26,57 m tot

$$\begin{aligned} \gamma_d &= 18 \text{ kN/m}^3 \\ \gamma_n &= 20 \text{ kN/m}^3 \\ \phi &= 29,1^\circ \\ \delta &= 11,3^\circ \\ c &= 0 \text{ kN/m}^2 \\ K_{\text{boven, laag}} &= 30800 \text{ kN/m}^2 \\ K_{\text{onder, laag}} &= 30800 \text{ kN/m}^2 \\ K_{\text{boven, hoog}} &= 90000 \text{ kN/m}^2 \\ K_{\text{onder, hoog}} &= 90000 \text{ kN/m}^2 \end{aligned}$$



Verloop van de momenten en krachten bij de lage beddingsconstanten:

Lengte wand [m]	Veldmoment [kNm/m]	Inklemmingsmoment [kNm/m]	Ankerkracht [kN/m]
18	1091.5	48.8	200.9
18.5	1052.5	120.0	196.4
19	1012.8	208.7	191.7
19.5	975.2	291.1	187.3
20	947.0	372.6	183.6
20.5	924	441.8	180.8
21	907.8	492.1	178.8
21.5	896.4	524.5	179.4
22	888.9	560.6	177.6
22.5	880.2	588.9	175.9
23	877.7	608.2	175.5
23.5	876.3	620.6	175.3

Verloop van de momenten en krachten bij de hoge beddingsconstanten:

Lengte wand [m]	Veldmoment [kNm/m]	Inklemmingsmoment [kNm/m]	Ankerkracht [kN/m]
18	876	231.7	184.4
18.5	833	351.4	206.7
19	802.4	436.8	220.2
19.5	780.4	517.7	238.2
20	762.5	565.7	229.6
20.5	755.8	594.1	215.0
21	752.8	612.5	203.1
21.5	751.5	622.8	192.4

- Gevel geen ontlastvloer, Lage beddingsconstante, geen kranen en platform.  $3,5 : 1$   $q = 60 \text{ kN/m}^2$

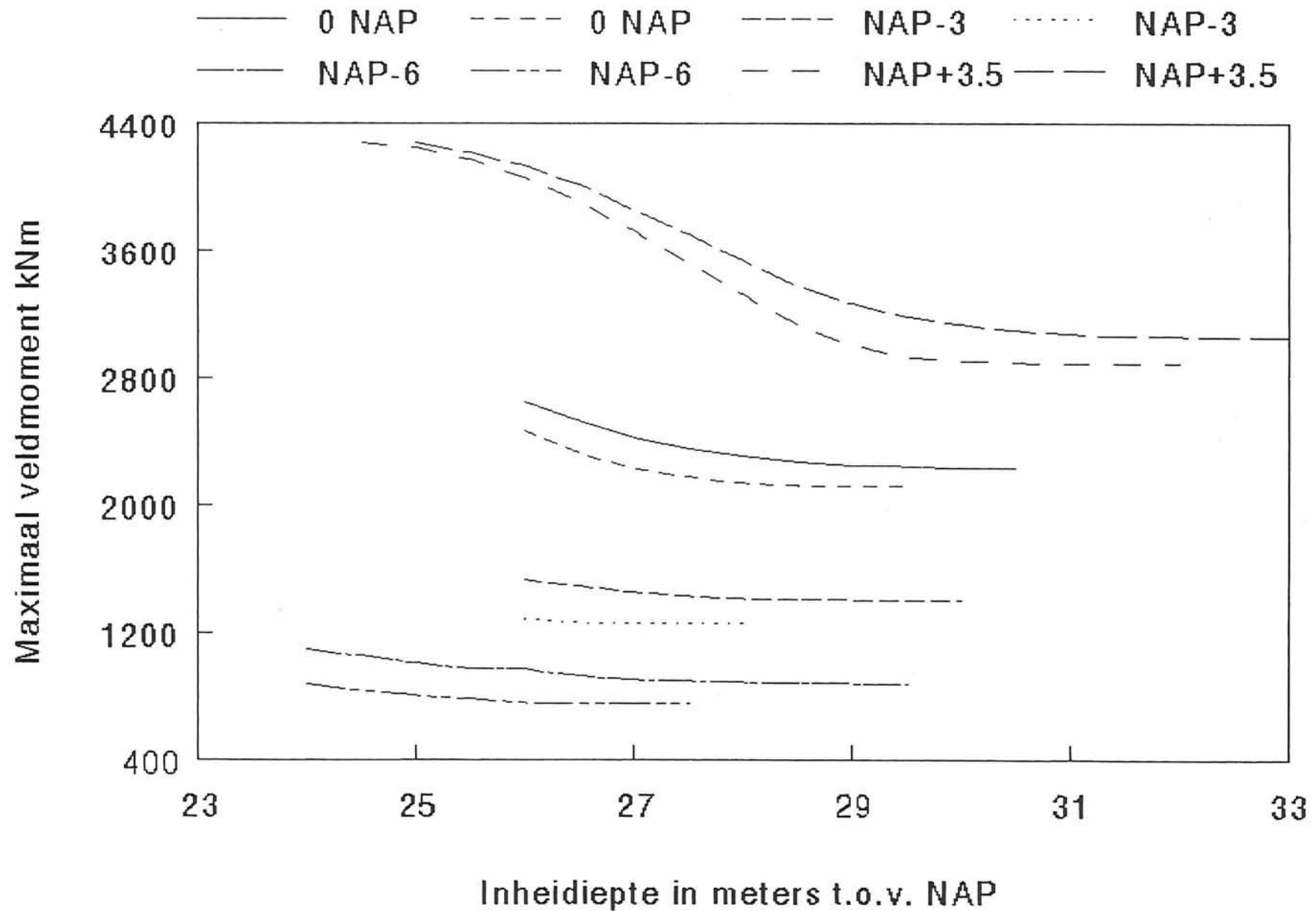
$x$	peil	$M_{\text{veld}}$	$M_{\text{ruk}}$	$F_{\text{anker}}$
28,5	25	4281,5	26,5	1387 (2)
29	25,5	4225,9	149,5	1387 (2)
29,5	-26	4137,1	270,3	1382 (2)
30	-26,5	4077,4 ?	356,4	1387 (2)
30,5	-27	3968,2	799,6	1387 (2)
31	-27,5	3708,7	1100,8	1387 (2)
31,5	-28	3540,2	1416,2	1382 (2)
32	-28,5	3384	1734	1383,7
32,5	-29	3273,4	2011,6	1348,9
33	-29,5	3187,1	2222,1	1320,7
33,5	-30	3139,6	2381,6	1300,3
34	-30,5	3101,7	2492,2	1286,3
34,5	-31	3078,6	2554,0	1277,5
35	-31,5	3067,4	2572,8	1273,1
35,5	-32	3062,7	2565,8	1270,6
36	-32,5	3060,2	2610,2	1269,5
36,5	-33	3059,3	2609	1269

geen kraan op platform 3,5 : 1

L.	(pail NAP)	Muelder	Minkt.	Faaker
28	-24,5	4285,6		1387 (v)
28,5	-25	4251,7		1387 (v)
29		4176		1387 (v)
29,5		4065,7		1387 (v)
30		3915,7		1387 (v)
30,5		3729,0		1387 (v)
31		3536,0		1387 (v)
31,5	-28	3327,7		1387 (v)
32	-28,5	3144,8		1387 (v)
32,5	-29	3016,0		1387 (v)
33	-29,5	2938,8	2510,4	1387 (v)
33,5	-30	2911,8	2593,1	1384,7
34	-30,5	2897,0	2641,0	1378,28
34,5	-31	2890,3	2656,3	1375,4
35	-31,5	2889,3	2645,0	1378,3
35,5	-32	2889,1	2621,7	1373,15

# Momentverloop bij toenemende inheidiepte

## Var. aanlegdiepte ontlastplaat



# Bijalge 10

In deze bijlage zijn de belastingen op de bovenbouw van de kademuur bepaald.

## Belastingen op de bovenbouw van de constructie.

De hier weergegeven belastingen zijn gebruikt in de laatste "rekengang". In eerdere situatie's in het optimalisatieproces kunnen sommige belastingen kleine afwijkingen vertonen.

### 1 Permanente belastingen

Bovenbouw:

Dek

dikte dek = 0,8 m

$\gamma_{\text{beton}} = 25 \text{ kN/m}^3$

$q_{\text{eg}} = 0,8 * 25 = 20 \text{ kN/m}^2$

Wanden

dikte wand = 0,9 m

$\gamma_{\text{beton}} = 25 \text{ kN/m}^3$

lengte wand: 6,1 m

$F_{\text{eg}} = 6,1 * 0,9 * 25 = 137,3 \text{ kN/m}$

Ontlastvloer (onder waterspiegel)

dikte vloerdeel 1 = 1 m

dikte vloerdeel 2 = 2 m

$\gamma_{\text{beton}} = (25-10) = 15 \text{ kN/m}^3$

$q_{\text{eg},1} = 1 * 15 = 15 \text{ kN/m}^2$

$q_{\text{eg},2} = 2 * 15 = 30 \text{ kN/m}^2$

Grond en waterdrukken:

buitenwaterstand = NAP -1,0 m

binnenwaterstand = NAP

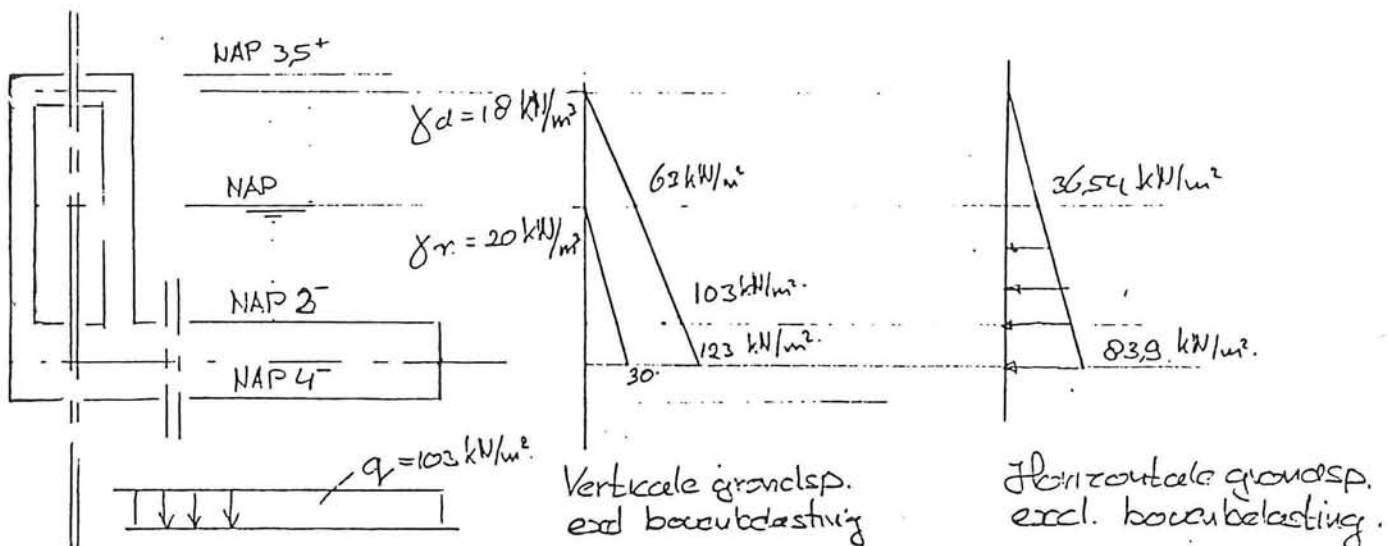
Door de kleine verplaatsingen van de op de ontlastplaat en tegen de koker, wordt er gerekend met neutrale gronddrukken.

$$K_n = 1 - \sin \varphi_d$$

$$\varphi_d = 25 \text{ graden}$$

$$K_n = 0,58$$

In navolgende figuren zijn de horizontale en verticale gronddrukken weergegeven. Gronddrukken = korreldrukken + waterdrukken.

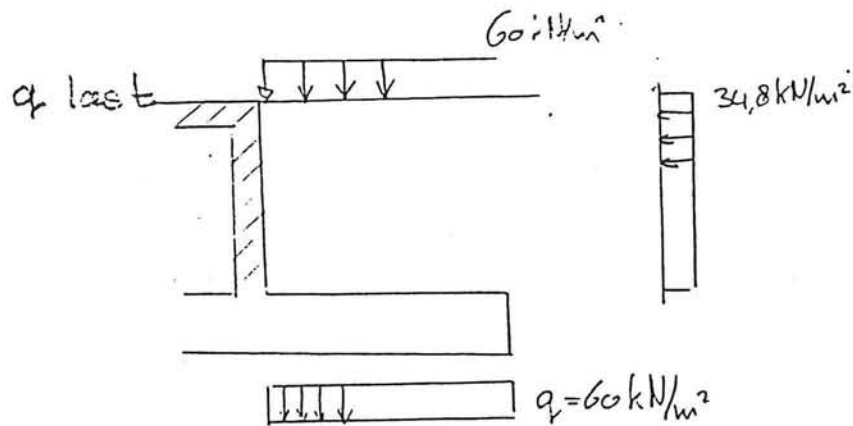


## 2 Veranderlijke belastingen

Veranderlijke belasting op maaiveld.

Hierin zijn tevens alle verkeersbelastingen in opgenomen.

$$q_q = 60 \text{ kN/m}^2$$



### Containerkraan

Maximale hoeklast = 7000 kN, de hoeklast van nevenstaande kraan bedraagt 5000 kN

$$P = 7000 \text{ kN of een lijnlast van } 7000 / (8 * 1,05) = 833,3 \text{ kN/m}$$

Horizontale winddrukken:

$$H = 80 \text{ kN/m (in beide richtingen mogelijk)}$$

### Bolders

De maximale trkkracht: 1000 kN

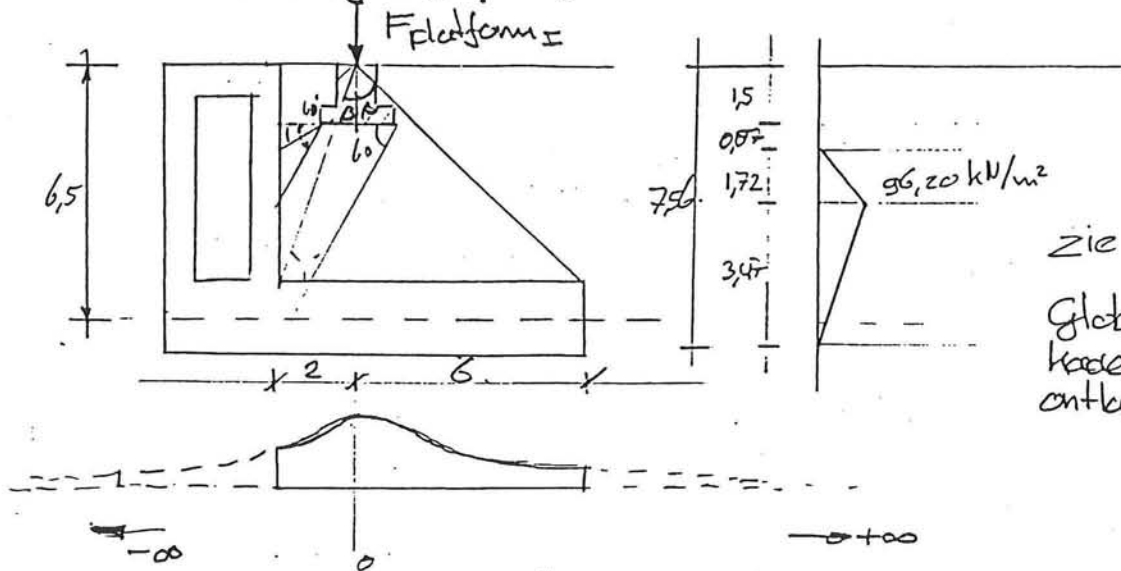
h.o.h afstanden bolders = 20 m,

$$F_{\text{bolder}} = 1000 / 20 = 50 \text{ kN/m}$$

### Belastingen uit het platform.

In onderstaande tekeningen is de invloed van de platformbelastingen geschematiseerd.

• Belasting uit platform:



Spreading terrein belasting in de overgrond:

Beschouw pool als puntlast  $F_{platform} = 1290,9 \text{ kN/m}^2$

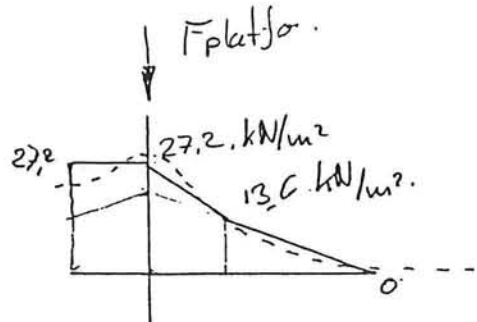
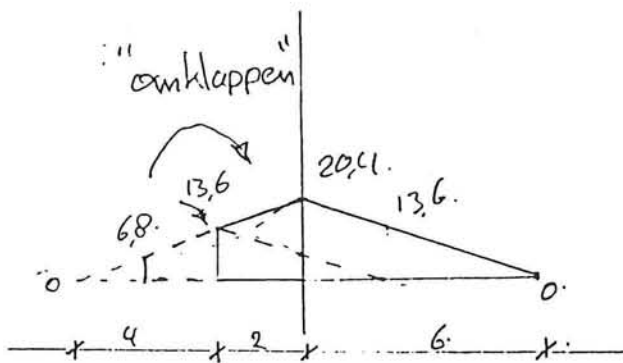
Boussinesq: 
$$\sigma_v = \frac{3P}{2\pi z^2} \cdot \cos^5 \beta$$

$\beta = 0$   
 $z = 5,5$   
 $\sigma_v = \frac{3 \cdot 1290,9}{2\pi \cdot 5,5^2} \cdot \cos^5 0^\circ = 20,4 \text{ kN/m}^2/\text{m}^2$

$\beta = 20^\circ$   
 $z = 5,5$   
 $\sigma_v = \frac{3 \cdot 1290,9}{2\pi \cdot 5,5^2} \cdot \cos^5 20^\circ = 14,9 \text{ kN/m}^2/\text{m}^2$

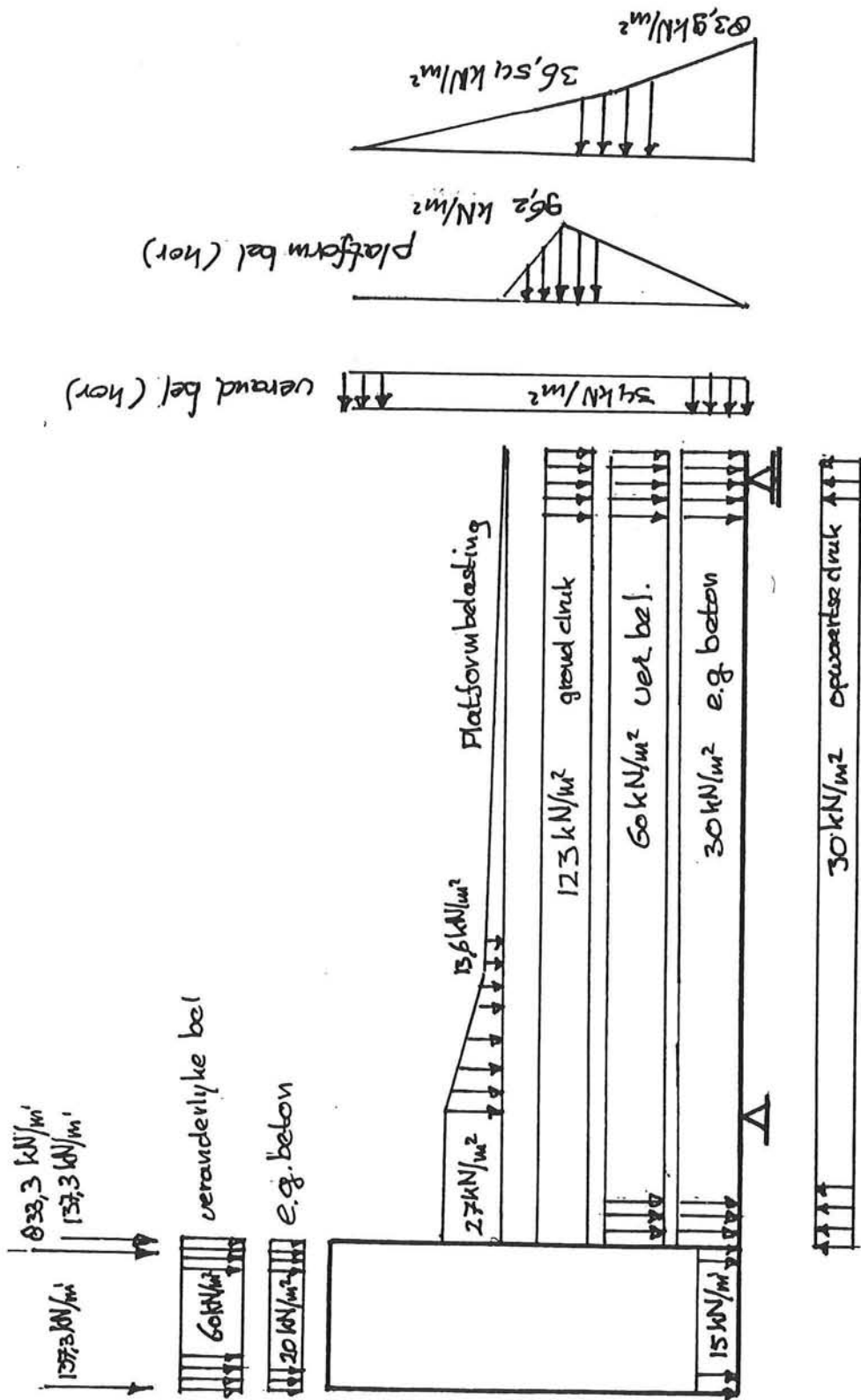
$\beta = 47,5^\circ$   
 $z = 5,5$   
 $\sigma_v = \frac{3 \cdot 1290,9}{2\pi \cdot 5,5^2} \cdot \cos^5 47,5^\circ = 2,86 \text{ kN/m}^2/\text{m}^2$

Vereenvoudig de werking gronddrukken tot vlakken:

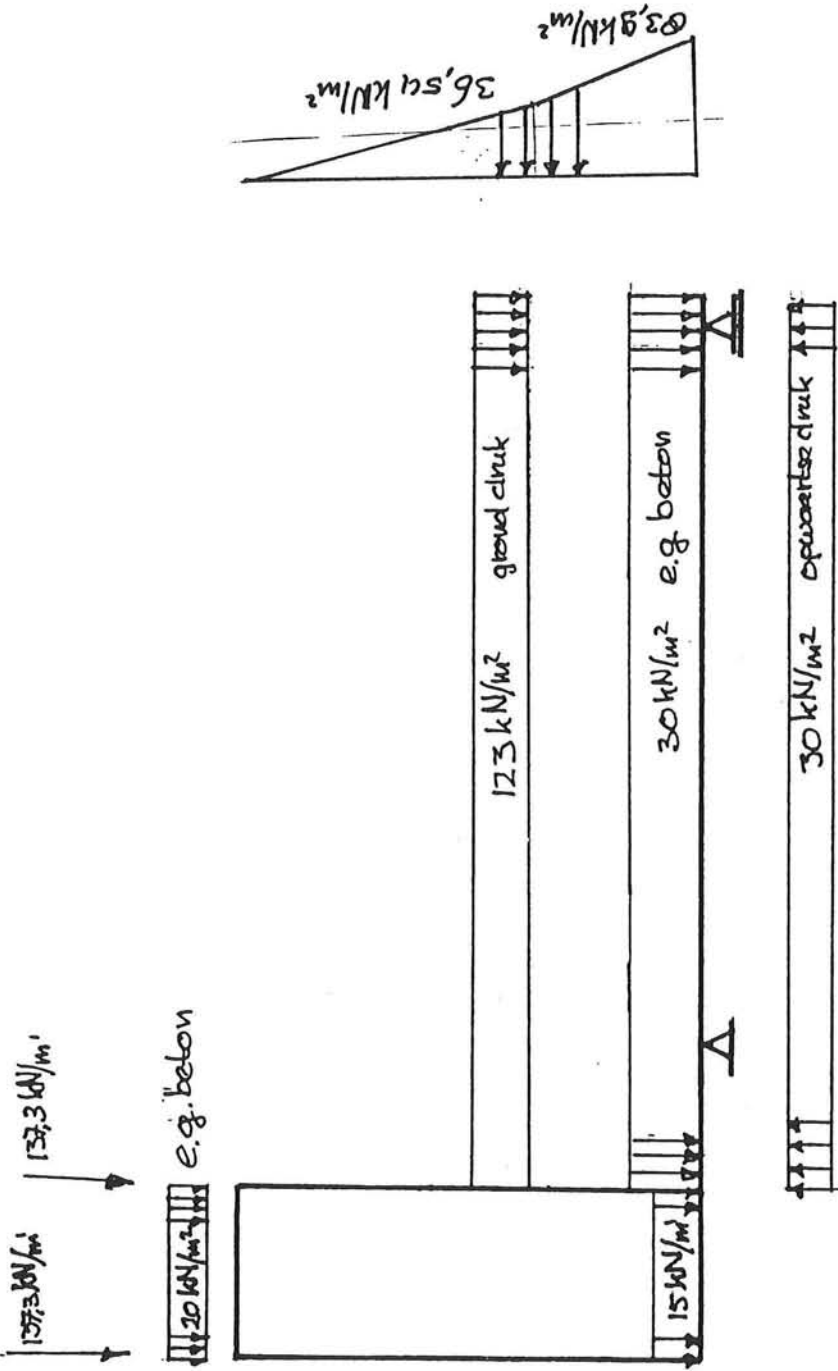




Belastingsgeval 1, Maximale belasting op de kademuur.



Belastingsgeval 2, Minimale belasting op de kademuur.



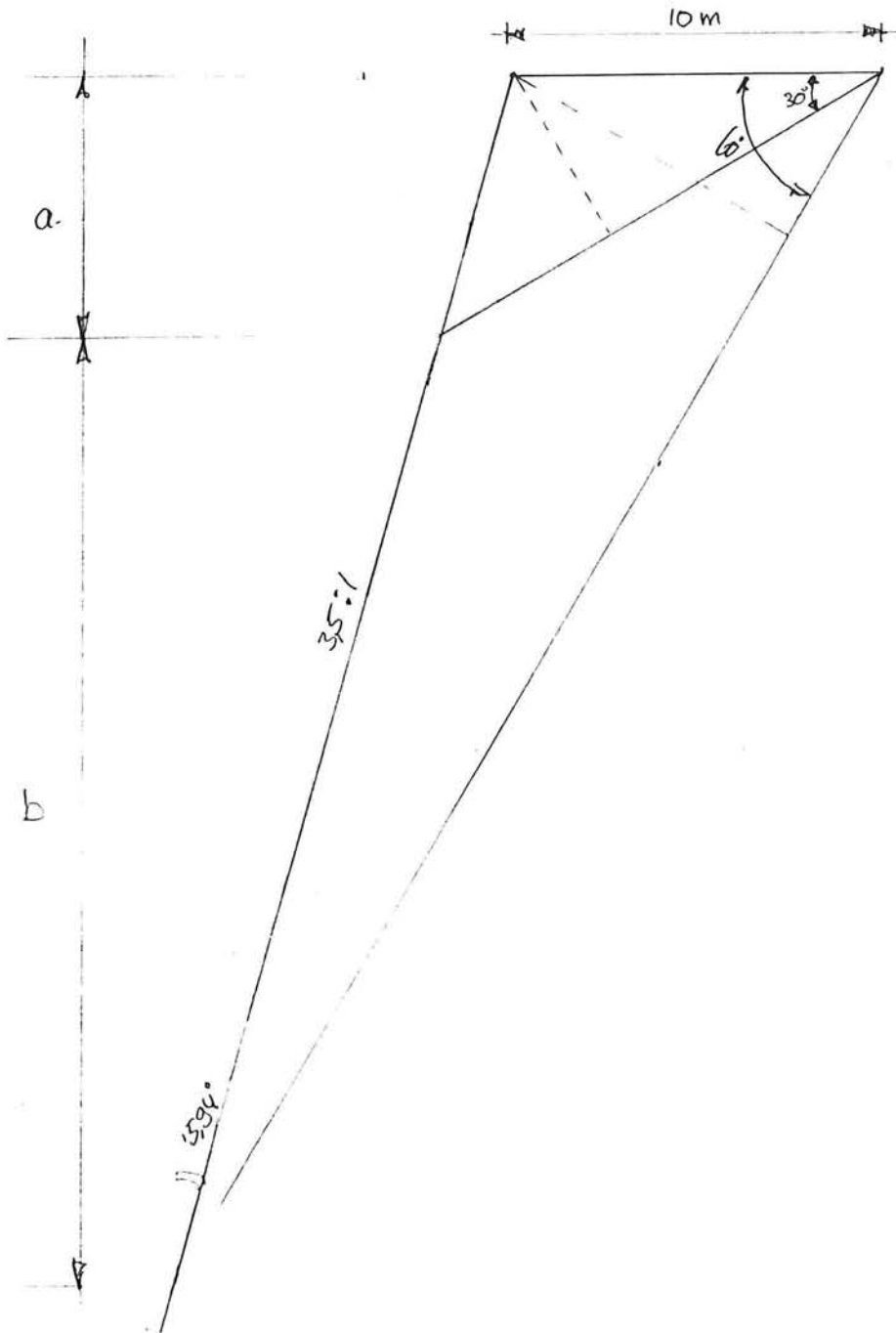
# Bijlage 11

In deze bijlage wordt de kademuur berekend indien de lengte van de ontlastvloer 10 m is. De aanlegdiepte is NAP-3 m. Tevens is het invloedsgebied van de ontlastvloer weergegeven en is het momenten verloop t.o.v. de inheidiepte van de combiwand in grafiekvorm weergegeven. Er is nog geen rekening gehouden met normaalkracht en momenten op de bovenzijde van de combiwand.

Variant: Diepte ontlasttoer NAP-3m.

Lengthe ontlasttoer (achter de combicoerd) = 10m.

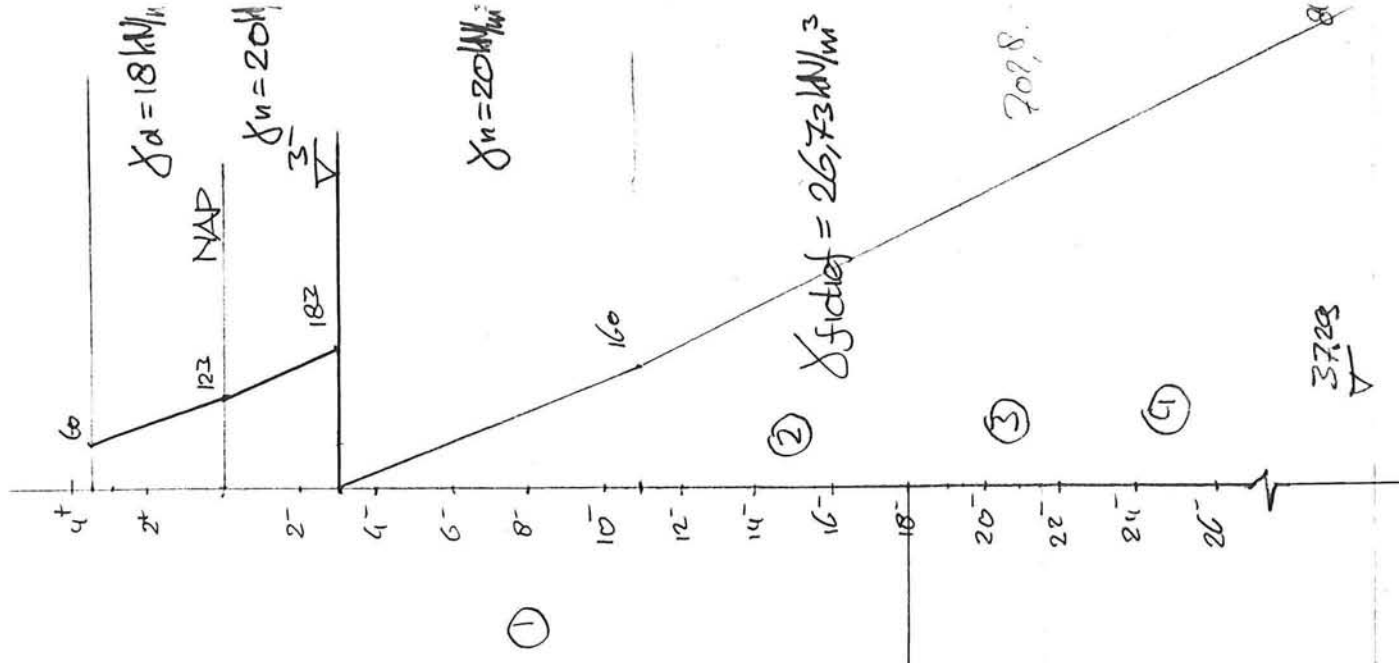
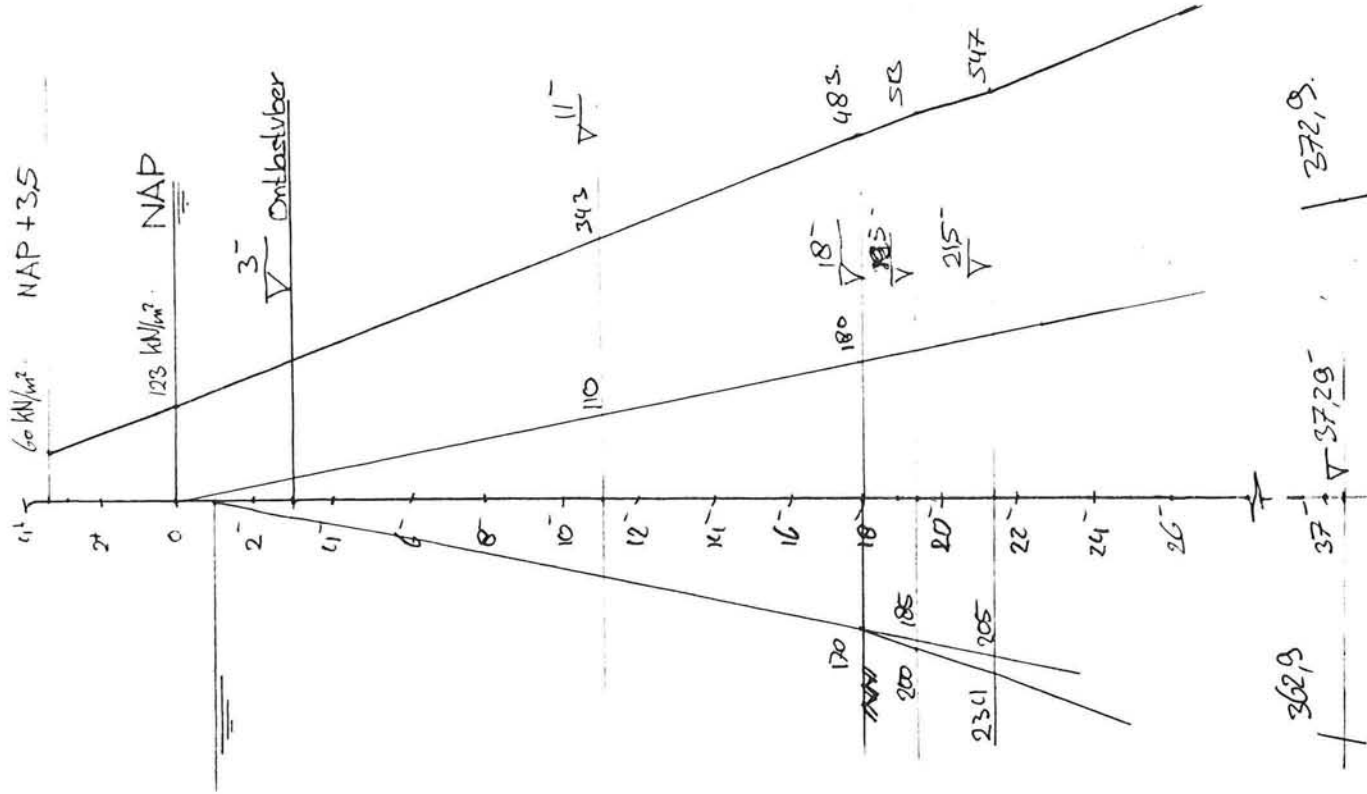
Inloed ontlasttoer:



$$a = 7,98m.$$

$$b = 26,29m.$$

Verticale grondsp. zonder  
ontlastvloer.



**Schematisatie grondlagen met fictief volumiek gewicht, ontlastvloer op NAP-3m, lengte ontlastvloer 10m:**

**Laag 1 NAP-3 m tot NAP -11 m**

$$\begin{aligned} \gamma_d &= 18 \text{ kN/m}^3 \\ \gamma_n &= 20 \text{ kN/m}^3 \\ \phi &= 25^\circ \\ \delta &= 10^\circ \\ c &= 0 \text{ kN/m}^2 \\ K_{\text{boven, laag}} &= 9200 \text{ kN/m}^2 \\ K_{\text{onder, laag}} &= 13333 \text{ kN/m}^2 \\ K_{\text{boven, hoog}} &= 27700 \text{ kN/m}^2 \\ K_{\text{onder, hoog}} &= 40033 \text{ kN/m}^2 \end{aligned}$$

**Laag 2 NAP-11 m tot NAP -19.5 m**

$$\begin{aligned} \gamma_d &= - \text{ kN/m}^3 \\ \gamma_n &= 26,7 \text{ kN/m}^3 \\ \phi &= 25^\circ \\ \delta &= 10^\circ \\ c &= 0 \text{ kN/m}^2 \\ K_{\text{boven, laag}} &= 13333 \text{ kN/m}^2 \\ K_{\text{onder, laag}} &= 15400 \text{ kN/m}^2 \\ K_{\text{boven, hoog}} &= 40033 \text{ kN/m}^2 \\ K_{\text{onder, hoog}} &= 46200 \text{ kN/m}^2 \end{aligned}$$

**Laag 3 NAP-19,5 m tot NAP -21.5 m**

$$\begin{aligned} \gamma_d &= - \text{ kN/m}^3 \\ \gamma_n &= 26,7 \text{ kN/m}^3 \\ \phi &= 20,8^\circ \\ \delta &= 6,7^\circ \\ c &= 9,1 \text{ kN/m}^2 \\ K_{\text{boven, laag}} &= 3800 \text{ kN/m}^2 \\ K_{\text{onder, laag}} &= 3800 \text{ kN/m}^2 \\ K_{\text{boven, hoog}} &= 11500 \text{ kN/m}^2 \\ K_{\text{onder, hoog}} &= 11500 \text{ kN/m}^2 \end{aligned}$$

**Laag 4 NAP-21,5 m en dieper:**

$$\begin{aligned} \gamma_d &= - \text{ kN/m}^3 \\ \gamma_n &= 26,7 \text{ kN/m}^3 \\ \phi &= 29.1^\circ \\ \delta &= 11.3^\circ \\ c &= 0 \text{ kN/m}^2 \\ K_{\text{boven, laag}} &= 30800 \text{ kN/m}^2 \\ K_{\text{onder, laag}} &= 30800 \text{ kN/m}^2 \\ K_{\text{boven, hoog}} &= 90000 \text{ kN/m}^2 \\ K_{\text{onder, hoog}} &= 90000 \text{ kN/m}^2 \end{aligned}$$

Verloop van de momenten en krachten bij de lage beddingsconstanten:

Lengte wand [m]	Veldmoment [kNm/m]	Inklemmingsmoment [kNm/m]	Ankerkracht [kN/m]
19	1475	0	234.5
19.5	1516.3	0	238.4
20	1518.2	0.1	238.6
20.5	1484.6	44.7	235.2
21	1435.1	133.0	230.2
21.5	1375.4	240.9	224.3
22	1314.8	374.4	218.2
22.5	1259.4	493.8	212.7
23	1213.2	600.5	208.1
23.5	1181.8	698.4	204.5
24	1158.5	771.1	202.0
24.5	1143	825.5	200.31
25	1133.7	860.9	199.3
25.5	1128.1	887.3	198.7
26	1124.9	905.3	198.3
26.5	1123.2	911.8	198.2
27	1122.5	920.1	198.1
27.5	1122.2	925.2	198.0

Verloop van de momenten en krachten bij de hoge beddingsconstanten:

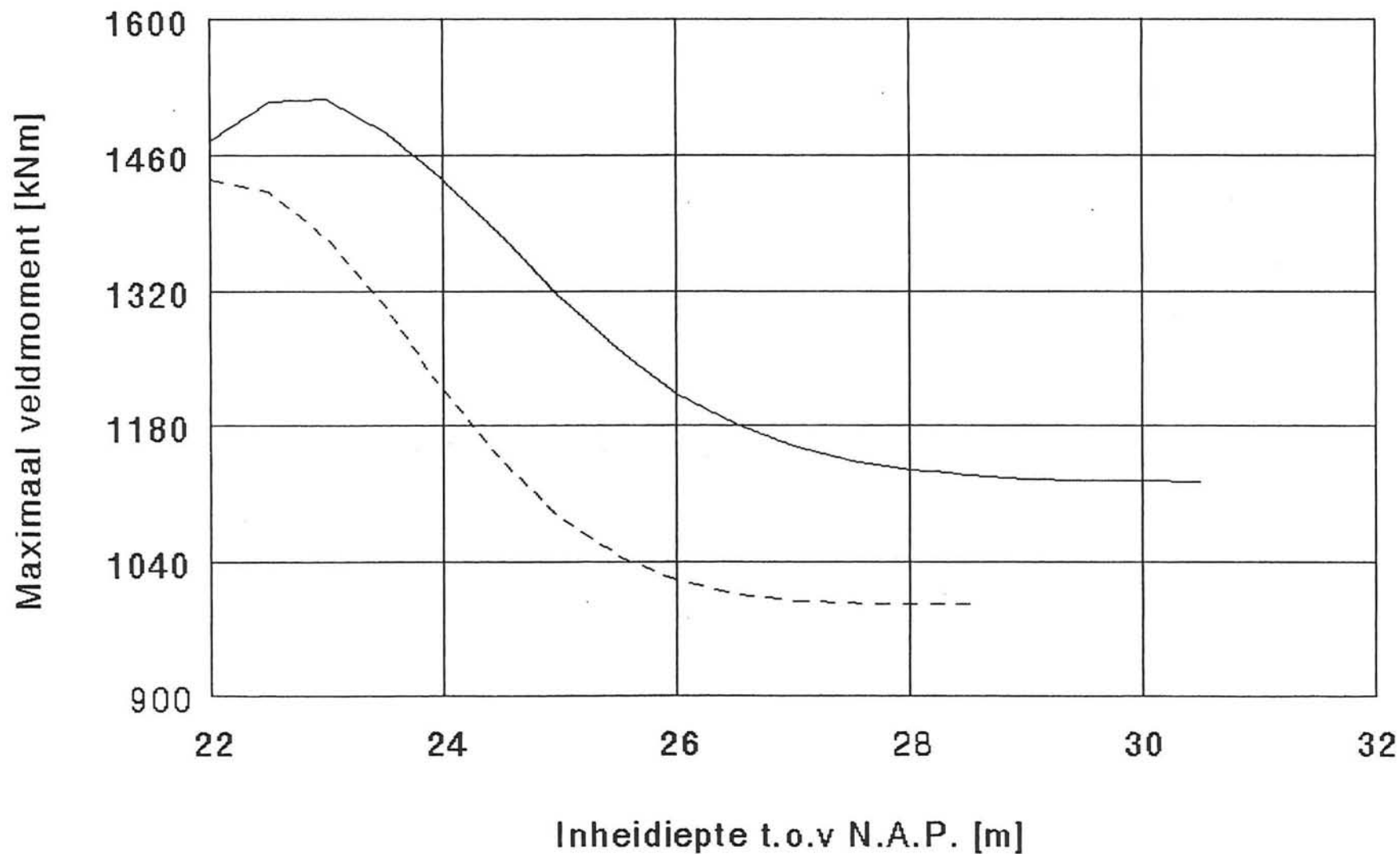
Lengte wand [m]	Veldmoment [kNm/m]	Inklemmingsmoment [kNm/m]	Ankerkracht [kN/m]
19	1435	0	230.5
19.5	1423	15.6	229.3
20	1375.9	76.8	224.4
20.5	1304	210.8	217.1
21	1219.9	369.9	208.9
21.5	1143.8	525.7	200.57
22	1086.3	662.9	194.2
22.5	1046.2	755.3	189.7
23	1021.5	816.7	187.0
23.5	1006.5	888	185.4
24	999.5	907.1	184.7
24.5	997.2	909.3	184.4
25	996.3	929.3	184.3
25.5	996.1	923.6	184.3



# Momentenverloop

## Bij toenemende combiwand-lengte

— Lage const.      - - - - Hoge const.



## Bijlage 12

Indeze bijlage wordt de invloed van de normaalkracht en moment op de kop van de combiwand meegenomen. Alleen de laatste rekengang is weergegeven.

In het eerste deel wordt uitgegaan van maximale belasting, in het tweede deel van minimale belasting. De gebruikte belastingen zijn in het hoofdverslag weergegeven.

=====

Leerversie Hogeschool Midden-Brabant

Bestandsnaam : GEVAL6L  
Project : Kadeconstructie  
Leerling : E.S.  
Datum : 17/10/1996

=====

Berekeningsresultaten van programma PC-FRAME      Versie 3.02      februari 1990

Eenheden: (m)            Lengte  
          (kN)            Kracht  
          (Rad)          Hoekverdraaiing

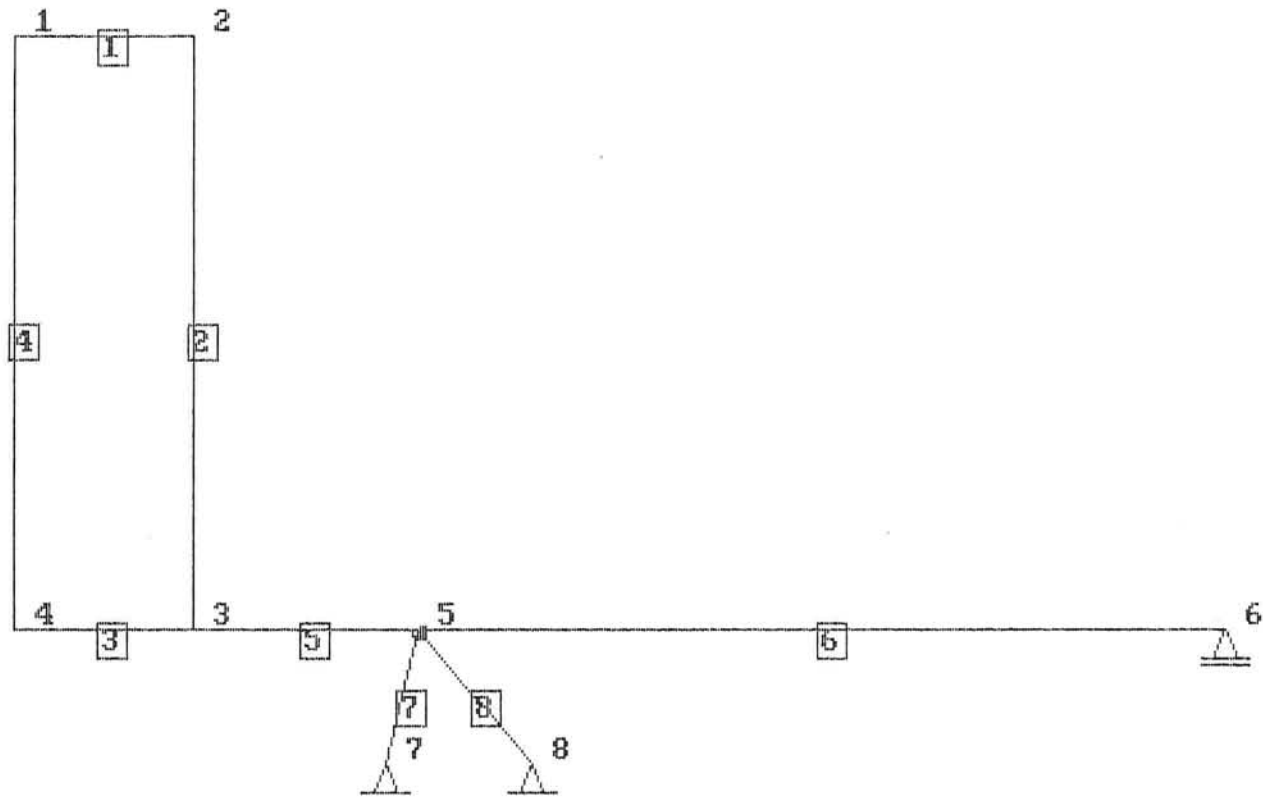
Probleem specificatie

=====

8 Knopen  
8 Staven  
5 Profielen  
3 Opleggingen  
0 Voorgescreven verplaatsingen  
1 Belastinggevallen  
0 Belastingcombinaties  
6 Knoopkrachten  
17 Staafkrachten

Belastinggeval: volledige belasting, incl. belastingen uit het platform.

Project: Kadeconstructie



Druk de spatiebalk in om verder te gaan

Knoopcoördinaten

Knoop Nummer	X Coördinaat (m)	Y Coördinaat (m)
1	0.0000	0.0000
2	2.2000	0.0000
3	2.2000	6.1000
4	0.0000	6.1000
5	5.0000	6.1000
6	15.0000	6.1000
7	4.6000	7.5000
8	6.4000	7.5000

Staafegevens

Staafl Nummer	Start Knoop	Eind Knoop	Staafl Type	Profiel Nr/Type	Lengte (m)	Staafl type :
1	1	2	1	1	2.200	1 ---- 3 ----o
2	2	3	1	2	6.100	2 o---- 4 o----o
3	3	4	1	3	2.200	
4	4	1	1	2	6.100	
5	3	5	1	4	2.800	
6	5	6	1	4	10.000	
7	5	7	2	HE 200A	1.456	
8	5	8	2	HE 200A	1.980	

Profielgegevens

Profiel Nummer	Elasticiteits Modulus (kN/m <sup>2</sup> )	Oppervlakte Doorsnede (m <sup>2</sup> )	Traagheids Moment (m <sup>4</sup> )	Weerstand Moment (m <sup>3</sup> )	Naam Profiel
1	3.10000E+07	8.00000E-01	4.27000E-02	1.06000E-01	wand 0,8 m
2	3.10000E+07	9.00000E-01	6.07000E-02	1.35000E-01	wand 0.9 m
3	3.10000E+07	1.00000E+00	8.33000E-02	1.66670E-01	wand 1.0
4	3.10000E+07	2.00000E+00	6.66670E-01	6.66670E-01	wand 2.0
5	2.10000E+08	5.38300E-03	3.69215E-05	3.88648E-04	HE 200A

Opleggingen

Oplegging Nummer	Knoop Nummer	Oplegging Type	Oplegging type :
1	6	2	1 X-translatie vast
2	7	3	2 Y-translatie vast
3	8	3	3 Scharnier
			4 Inklemming

Knoopkrachten (kN) (kN\*m)

KnoopKr. Nummer	Belasting Nummer	Knoop Nummer	Richting	Kracht	Richting: 1 X-richting 2 Y-richting 3 X-Y rotatie
1	1	1	2	70.50000	
2	1	2	2	70.50000	
3	1	5	1	-260.00000	
4	1	2	2	833.30000	
5	1	1	1	-50.00000	
6	1	2	1	-80.00000	

Staafrachten (kN) (kN\*m) (kN/m)

Bel. type: 1 Moment 4 F gbl x 7 p lkl y 10 p gbl x gbl verd  
 2 F lkl x 5 F gbl y 8 p gbl x lkl verd 11 p gbl y gbl verd  
 3 F lkl y 6 p lkl x 9 p gbl y lkl verd

StKr. nr.	Bel. gev.	Staafr. nr.	Bel. type	Start	Kracht bij start	Eind	Kracht bij eind
1	1	1	11	0.00000	12.5000	1.00000	12.5000
2	1	3	11	0.00000	15.0000	1.00000	15.0000
3	1	5	11	0.00000	30.0000	1.00000	30.0000
4	1	6	11	0.00000	30.0000	1.00000	30.0000
5	1	1	11	0.00000	60.0000	1.00000	60.0000
6	1	2	10	0.00000	0.0000	0.49200	-36.5400
7	1	2	10	0.49200	-36.5400	1.00000	-83.9000
8	1	5	11	0.00000	103.0000	1.00000	103.0000
9	1	6	11	0.00000	103.0000	1.00000	103.0000
10	1	2	10	0.00000	-34.8000	1.00000	-34.8000
11	1	6	11	0.00000	27.2000	0.25000	13.6000
12	1	5	11	0.00000	60.0000	1.00000	60.0000
13	1	6	11	0.00000	60.0000	1.00000	60.0000
14	1	5	11	0.00000	27.2000	1.00000	27.2000
15	1	2	10	0.27000	0.0000	0.56000	-96.2000
16	1	2	10	0.56000	-96.2000	1.00000	0.0000
17	1	6	11	0.25000	13.6000	1.00000	0.0000

Inwendige staafkrachten belastinggeval 1

Stf nr.	St knp	Eind knp	N start (kN)	N eind (kN)	D start (kN)	D eind (kN)	M start (kN*m)	M eind (kN*m)
1	1	2	48.248	-48.248	-416.738	257.238	-361.653	-379.721
2	2	3	646.562	-646.562	31.752	-699.663	379.721	1446.980
3	3	4	-98.248	98.248	520.238	-487.238	1345.882	-237.658
4	4	1	487.238	-487.238	98.248	-98.248	237.658	361.653
5	3	5	-797.911	797.911	1166.800	-1783.360	-2792.862	6923.086
6	5	6	0.000	0.000	-1728.142	-303.858	-6923.086	0.000
7	5	7	3696.203	-3696.203	0.000	-0.000	0.000	0.000
8	5	8	-60.084	60.084	-0.000	0.000	0.000	-0.000

Extreme veldmomenten belastinggeval 1

Stf nr.	St knp	Eind knp	M start (kN*m)	M eind (kN*m)	M Min (kN*m)	MMin Plaats	M Max (kN*m)	MMax Plaats
6	5	6	-6923.086	0.000	-238.030	0.8437081	6923.086	0.0000000

Oplegreacties belastinggeval 1

Oplegging nummer	Knoop nummer	Oplegging type	X kracht (kN)	Y kracht (kN)	X - Y moment (kN*m)
1	6	2	0.00000	-303.85803	0.00000
2	7	3	1015.42510	-3553.98783	0.00000
3	8	3	42.48586	42.48586	0.00000

Verplaatsingen bel.gev. 1

Knoop nummer	X verplaatsing (m)	Y verplaatsing (m)	X naar Y rotatie (Rad)
1	-0.01900	0.01271	-0.00220
2	-0.01901	0.00803	-0.00226
3	-0.00400	0.00789	-0.00173
4	-0.00401	0.01260	-0.00240
5	-0.00397	0.00382	-0.00109
6	-0.00397	0.00000	-0.00023
7	0.00000	0.00000	-0.00190
8	0.00000	0.00000	-0.00278

```

=====
MM   MM   SSSSSS HH HH EEEEE EEEEE TTTTTT
MMM  MMM  SS     HH HH EE   EE   T
MM  MM MM  SSSSS  HHHHHH EEEE  EEEE  T
MM  M  MM   SS    HH HH EE   EE   T
MM   MM   SSSSSS HH HH EEEEE EEEEE  T

```

Versie : 3.2  
 Update : 950724  
 Licentie : 0216  
 Bedrijf : TUD

Probleem titels : Ontlastvloer op 3-NAP  
 : Breedte ontlastvloer = 10m  
 Datum : 1996-10-17  
 Tijd : 23:36:34

Naam uitvoerfile : GEVAL5L.SHO  
 Naam invoerfile : GEVAL5L.SHI  
 Naam dumpfile : GEVAL5L.SHD

=====

OVERZICHT VAN ALGEMENE INVOER GEGEVENS :

=====

Aantal takken in veer karakteristiek : 1  
 Ontlastingsstak voor veer karakteristiek : Nee  
 Aantal bouwfasen : 1

Damwand gegevens :

Lengte : 25.00 [m]  
 Peil bovenkant : -3.00 [m]  
 Aantal stukken : 1

Stuk nr	[m] tov Peil Van - Tot	Stijfheid EI [kNm <sup>2</sup> /Bm]	W-breed. [m]
1	-3.00 - -28.00	1.065E+0006	1.00

Gegevens grondlaag : 1

Volumieke massa droog :	18.00 [kN/m <sup>3</sup> ]	Lambda actief :	0.30
nat :	20.00 [kN/m <sup>3</sup> ]	Lambda neutraal :	0.58
Cohesie :	0.00 [kN/m <sup>2</sup> ]	Lambda passief :	5.30
Beddingskonstanten :	Nr Boven Onder		
[kN/m <sup>3</sup> ]	K[1] 9200.00 13330.00		

Gegevens grondlaag : 2

Volumieke massa droog :	22.00 [kN/m <sup>3</sup> ]	Lambda actief :	0.30
nat :	26.70 [kN/m <sup>3</sup> ]	Lambda neutraal :	0.58
Cohesie :	0.00 [kN/m <sup>2</sup> ]	Lambda passief :	5.30
Beddingskonstanten :	Nr Boven Onder		
[kN/m <sup>3</sup> ]	K[1] 13330.00 15400.00		



Gegevens grondlaag : 3

Volumieke massa droog :	22.00 [kN/m3]	Lambda actief :	0.37
nat :	26.70 [kN/m3]	Lambda neutraal :	0.64
Cohesie :	9.10 [kN/m2]	Lambda passief :	3.59
Beddingskonstanten :	Nr Boven Onder		
[kN/m3]	K[1] 3800.00 3800.00		

Gegevens grondlaag : 4

Volumieke massa droog :	15.00 [kN/m3]	Lambda actief :	0.24
nat :	26.70 [kN/m3]	Lambda neutraal :	0.51
Cohesie :	0.00 [kN/m2]	Lambda passief :	7.47
Beddingskonstanten :	Nr Boven Onder		
[kN/m3]	K[1] 30800.00 30800.00		

De invoer is gecontroleerd en goed bevonden.

\*\*\*\*\*  
 \*\*\*\*\* B O U W F A S E 1 : Uitvoer voor alle knopen ! \*\*\*\*\*  
 \*\*\*\*\*

Overzicht ingevoerde gegevens voor bouwfase 1

Maaiveld LINKS : (Maaiveldnr. 1) Maaiveld RECHTS : (Maaiveldnr. 2)

Punt nr.	X-coördinaat [m] tov DAMWAND	Y-coördinaat [m] tov. PEIL	Punt nr.	X-coördinaat [m] tov DAMWAND	Y-coördinaat [m] tov. PEIL
1	0.00	-18.00	1	0.00	-3.00

Water Peil Links / Rechts : -1.00 / -1.00 [m]

Grondgegevens LINKS : (Grond profiel 1)

Laag nr	Grondlaag Naam	Peil bovenkant grondlaag [m]	Wosp-B [kN/m2]	Wosp-0 [kN/m2]
1	1	-3.00	0.00	0.00
2	2	-11.00	0.00	0.00
3	3	-19.50	0.00	0.00
4	4	-21.50	0.00	0.00

Grondgegevens RECHTS : (Grond profiel 2)

Laag nr	Grondlaag Naam	Peil bovenkant grondlaag [m]	Wosp-B [kN/m2]	Wosp-0 [kN/m2]
1	1	-3.00	10.00	10.00
2	2	-11.00	10.00	10.00
3	3	-19.50	10.00	10.00
4	4	-21.50	10.00	10.00

Waarschuwing : Aan de onderkant van de damwand (RECHTER-zijde) is de  
waterover(onder)spanning gelijk aan 10.00

Gebruikte methode aan LINKER-zijde van de damwand : lambda  
Gebruikte methode aan RECHTER-zijde van de damwand : lambda

Anker 1 is RECHTS van de damwand geplaatst.

Plaats tov Peil : -3.00 [m] Veerstijfheid : 7.001E+0004 [kN/m/Bm]  
Doorsnede : 5.901E-0003 [m2] Vloeikracht : 1387.00 [kN/Bm]  
Lengte : 17.70 [m] Voorspankracht : 0.00 [kN/Bm]

Normaalkracht opgegeven.

Top damwand : 3700.00 [kN/Bm]  
maaiveld links : 3700.00 [kN/Bm]  
maaiveld rechts : 3700.00 [kN/Bm]  
Voet damwand : 3700.00 [kN/Bm]

Moment 1 van 925.00 [kNm/Bm] op -3.00 [m] tov Peil.

Resultaten van de berekening van bouwfase 1

Aantal iteraties : 4

Kn nr	Peil m	Verpl mm	Moment kNm/Bm	DwarsK kN/Bm	KorSpL Stat kN/m2 %	KorSpR Stat kN/m2 %	WatSpL kN/m2	WatSpR kN/m2
1	-3.00	-3.7	925.0	-260.6	0.00	0.00 A	20.00	30.00
2	-4.14	-6.7	622.9	-249.1	0.00	0.43 A	31.43	41.43
2	-4.14	-6.7	622.9	-249.1	0.00	0.43 A	31.43	41.43
3	-5.29	-10.4	332.1	-235.2	0.00	3.86 A	42.86	52.86
3	-5.29	-10.4	332.1	-235.2	0.00	3.86 A	42.86	52.86
4	-6.43	-14.5	57.8	-217.4	0.00	7.29 A	54.29	64.29
4	-6.43	-14.5	57.8	-217.4	0.00	7.29 A	54.29	64.29
5	-7.57	-18.6	-194.1	-195.7	0.00	10.71 A	65.71	75.71
5	-7.57	-18.6	-194.1	-195.7	0.00	10.71 A	65.71	75.71
6	-8.71	-22.6	-418.1	-170.1	0.00	14.14 A	77.14	87.14
6	-8.71	-22.6	-418.1	-170.1	0.00	14.14 A	77.14	87.14
7	-9.86	-26.0	-608.6	-140.5	0.00	17.57 A	88.57	98.57
7	-9.86	-26.0	-608.6	-140.5	0.00	17.57 A	88.57	98.57
8	-11.00	-28.7	-760.4	-107.1	0.00	21.00 A	100.00	110.00
8	-11.00	-28.7	-760.4	-107.1	0.00	21.00 A	100.00	110.00
9	-12.17	-30.5	-869.6	-67.5	0.00	26.85 A	111.67	121.67
9	-12.17	-30.5	-869.6	-67.5	0.00	26.85 A	111.67	121.67
10	-13.33	-31.2	-924.4	-21.1	0.00	32.69 A	123.33	133.33
10	-13.33	-31.2	-924.4	-21.1	0.00	32.69 A	123.33	133.33
11	-14.50	-30.7	-916.8	32.1	0.00	38.54 A	135.00	145.00
11	-14.50	-30.7	-916.8	32.1	0.00	38.54 A	135.00	145.00
12	-15.67	-29.0	-838.9	92.2	0.00	44.38 A	146.67	156.67
12	-15.67	-29.0	-838.9	92.2	0.00	44.38 A	146.67	156.67
13	-16.83	-26.3	-683.0	159.0	0.00	50.23 A	158.33	168.33
13	-16.83	-26.3	-683.0	159.0	0.00	50.23 A	158.33	168.33
14	-18.00	-22.7	-441.9	232.7	0.00	56.07 A	170.00	180.00
14	-18.00	-22.7	-441.9	232.7	0.00 P	56.07 A	170.00	180.00

15-18.75	-20.1	-245.0	258.8	66.38	P	59.83	A	177.50	187.50
15-18.75	-20.1	-245.0	258.8	66.38	P	59.83	A	177.50	187.50
16-19.50	-17.4	-45.6	237.9	132.76	P	63.59	A	185.00	195.00
16-19.50	-17.4	-45.6	237.9	82.06	66	69.62		185.00	195.00
17-20.50	-13.7	209.3	249.5	78.74	43	94.32		195.00	205.00
17-20.50	-13.7	209.3	249.5	78.74	43	94.32		195.00	205.00
18-21.50	-10.2	489.0	288.5	76.17	31	118.26		205.00	215.00
18-21.50	-10.2	489.0	288.5	344.01	79	58.88	A	205.00	215.00
19-22.58	-6.9	671.9	44.1	252.72	44	63.23	A	215.83	225.83
19-22.58	-6.9	671.9	44.1	252.72	44	63.23	A	215.83	225.83
20-23.67	-4.4	639.2	-108.6	183.64	26	67.57	A	226.67	236.67
20-23.67	-4.4	639.2	-108.5	183.64	26	67.57	A	226.67	236.67
21-24.75	-2.5	477.4	-193.3	135.89	16	74.41		237.50	247.50
21-24.75	-2.5	477.4	-193.5	135.89	16	74.41		237.50	247.50
22-25.83	-1.2	259.7	-202.8	104.18	11	124.58		248.33	258.33
22-25.83	-1.2	259.7	-202.7	104.18	11	124.58		248.33	258.33
23-26.92	-0.2	74.8	-134.1	81.37	7	165.83		259.17	269.17
23-26.92	-0.2	74.8	-134.1	81.37	7	165.83		259.17	269.17
24-28.00	0.8	-0.0	-0.0	61.42		204.24	8	270.00	280.00
-----									
Maxima :	-31.2	925.0	288.5						

Ankergegevens einde bouw fase : 1

Nr	Peil [m]	Aanwezigheid zijde	Knoop	Ankerkracht [kN/Bm]	Anker toestand
1	-3.00	Rechts	1	-260.58	Elastisch

Horizontale grondkracht op de damwand [kN/Bm] :

	Links	Rechts
Korrel	1290.82	1301.38
Water	3625.00	3875.00
Totaal	4915.82	5176.38

Als passieve zijde wordt beschouwd : Links

Maximale passieve korrelweerstand	5941.67 [kNm/Bm]
Gemobiliseerde passieve korrelweerstand	1290.82 [kNm/Bm]
Percentage gemobiliseerde weerstand	21.7 [%]

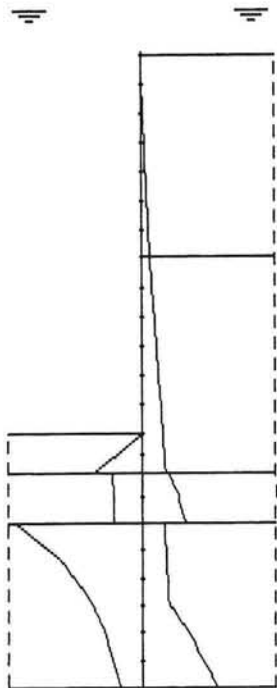
Positie enkelvoudige ondersteuning op : -3.00 [m] tov Peil.

Maximale passieve moment	-129982.72 [kNm/Bm]
Gemobiliseerde passieve moment	-25900.99 [kNm/Bm]
Percentage gemobiliseerde moment	19.9 [%]

Maxima over de alle bouwfases :

Verplaatsing	-31.2 [mm]
Moment	925.0 [kNm/Bm]
Dwarskracht	288.5 [kN/Bm]

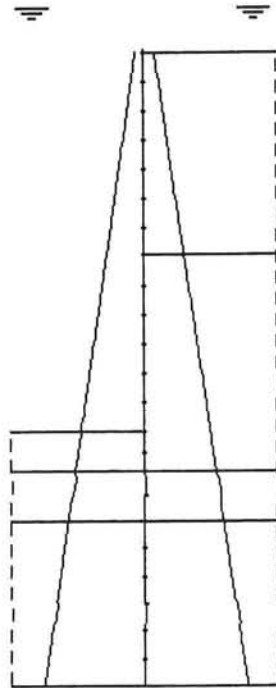
SPANNINGEN BOUWFASE : 1



Hor. Korrelsp. [kN/m<sup>2</sup>]

Links Max : 344.0

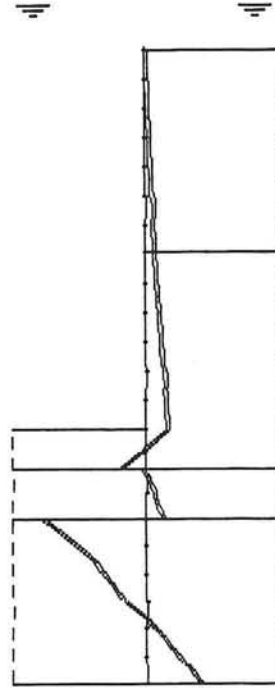
Rechts Max : 204.2



Waterspanning [kN/m<sup>2</sup>]

Links Max : 270.0

Rechts Max : 280.0



Result. Span. [kN/m<sup>2</sup>]

Max KorrelSp : 285.1

Max GrondSp : 275.1

TUD

Maaiveld L/R : 1 / 2 Lengte : 25.00

Lic:0216 Educational

Water L/R : -1.00 / -1.00



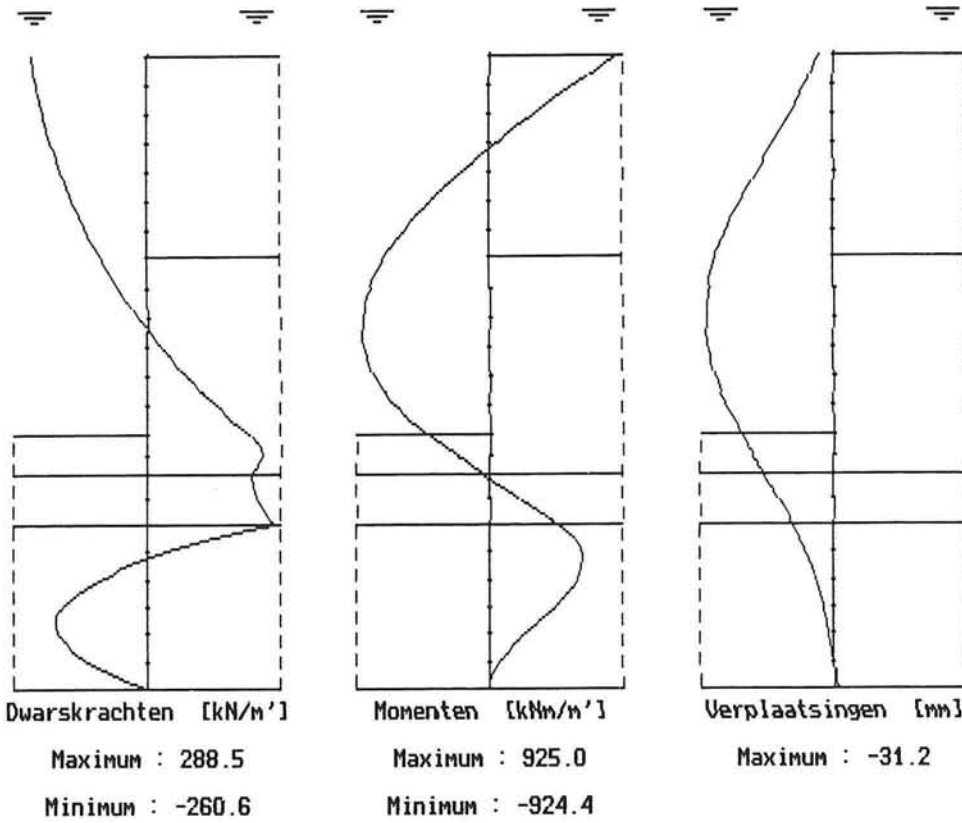
MSHEET [3.21]

Ontlastvloer op 3-NAP

File : GEVAL5L

Breedte ontlastvloer = 10m

KRACHTEN EN VERPLAATSINGEN BOUWFASE : 1



TUD

Maaiveld L/R : 1 / 2    Lengte : 25.00

Lic:0216 Educational

Water    L/R : -1.00 / -1.00



MSHEET [3.21]

Ontlastvloer op 3-NAP

File : GEVAL5L

Breedte ontlastvloer = 10m

=====

Leerversie Hogeschool Midden-Brabant

Bestandsnaam :       : *permanent*  
Project       : Kadeconstructie  
Leerling      : E.S.  
Datum         : 17/10/1996

=====

Berekeningsresultaten van programma PC-FRAME       Versie 3.02   februari 1990

Eenheden: (m)        Lengte  
          (kN)        Kracht  
          (Rad)       Hoekverdraaiing

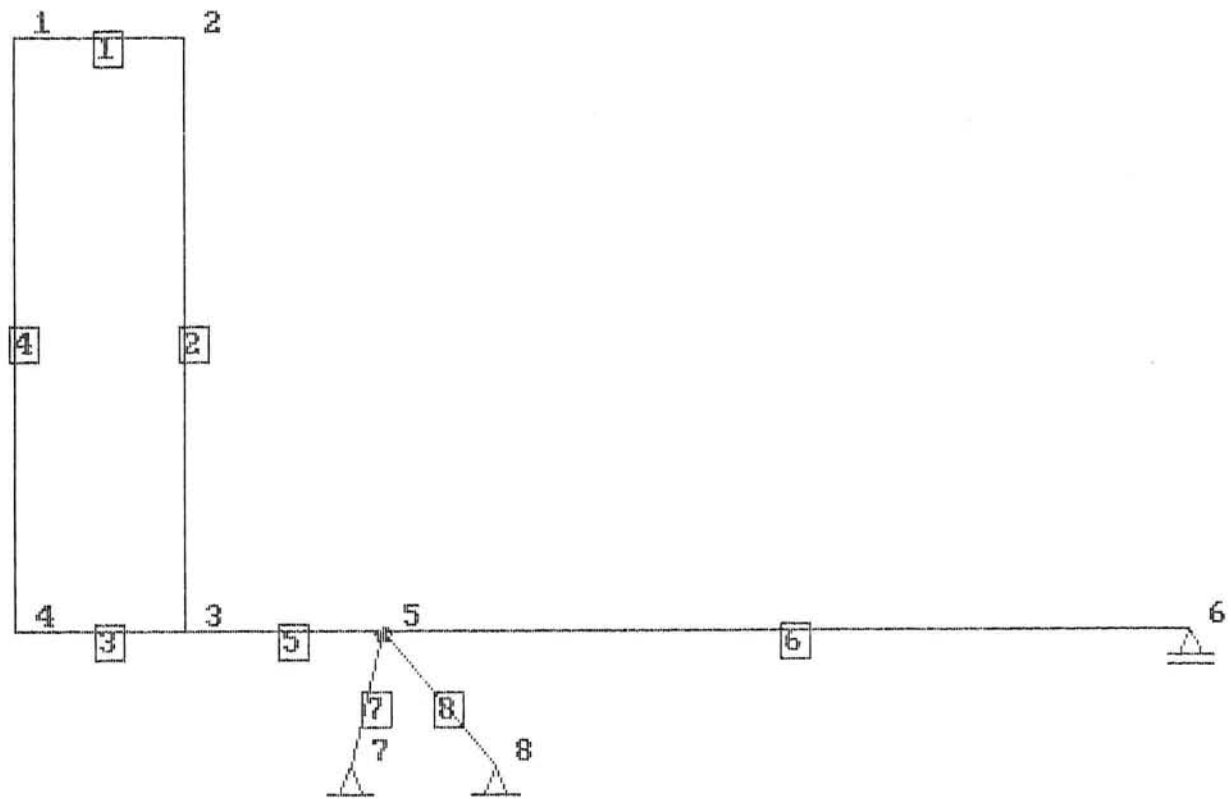
Probleem specificatie

=====

8 Knopen  
8 Staven  
5 Profielen  
3 Opleggingen  
0 Voorgeschreven verplaatsingen  
1 Belastinggevallen  
0 Belastingcombinaties  
6 Knoopkrachten  
17 Staafkrachten

Belastinggeval : *Alleen permanente belastingen,  
excl. belastingen uit het platform.*

Project: Kadeconstructie



Druk de spatiebalk in om verder te gaan

Knoopcoördinaten

Knoop Nummer	X Coördinaat (m)	Y Coördinaat (m)
1	0.0000	0.0000
2	2.1000	0.0000
3	2.1000	6.1000
4	0.0000	6.1000
5	4.5500	6.1000
6	14.5500	6.1000
7	4.1500	7.5000
8	5.9500	7.5000

Staaftgegevens

Staaft Nummer	Start Knoop	Eind Knoop	Staaft Type	Profiel Nr/Type	Lengte (m)	Staaft type :
1	1	2	1	1	2.100	1 ---- 3 ----o
2	2	3	1	2	6.100	2 o---- 4 o----o
3	3	4	1	3	2.100	
4	4	1	1	2	6.100	
5	3	5	1	4	2.450	
6	5	6	1	4	10.000	
7	5	7	2	HE 400A	1.456	
8	5	8	2	HE 400A	1.980	

Profielgegevens

Profiel Nummer	Elasticiteits Modulus (kN/m <sup>2</sup> )	Oppervlakte Doorsnede (m <sup>2</sup> )	Traagheids Moment (m <sup>4</sup> )	Weerstand Moment (m <sup>3</sup> )	Naam Profiel
1	3.10000E+07	8.00000E-01	4.27000E-02	1.06000E-01	wand0,8
2	3.00000E+00	9.00000E-01	6.07000E-02	1.35000E-01	wand0.9
3	3.10000E+07	1.00000E+00	8.33000E-02	1.66670E-01	wand1.0
4	3.10000E+07	2.00000E+00	6.66670E-01	6.66670E-01	wand2.0
5	2.10000E+08	1.58980E-02	4.50690E-04	2.31125E-03	HE 400A

Opleggingen

Oplegging Nummer	Knoop Nummer	Oplegging Type	Oplegging type :
1	6	2	1 X-translatie vast
2	7	3	2 Y-translatie vast
3	8	3	3 Scharnier
			4 Inklemming



Knoopkrachten (kN) (kN\*m)

=====  
 KnoopKr. Belasting Knoop Richting Kracht Richting: 1 X-richting  
 Nummer Nummer Nummer 2 Y-richting  
 3 X-Y rotatie  
 =====

KnoopKr. Nummer	Belasting Nummer	Knoop Nummer	Richting	Kracht
1	1	1	2	137.25000
2	1	2	2	137.25000
3	1	5	1	-230.00000
4	1	2	2	0.00000
5	1	1	1	0.00000
6	1	2	1	0.00000

=====

Staafrachten (kN) (kN\*m) (kN/m)

=====  
 Bel. type: 1 Moment 4 F glbl x 7 p lkl y 10 p glbl x glbl verd  
 2 F lkl x 5 F glbl y 8 p glbl x lkl verd 11 p glbl y glbl verd  
 3 F lkl y 6 p lkl x 9 p glbl y lkl verd  
 =====

StKr. nr.	Bel. gev.	Staafr. nr.	Bel. type	Start	Kracht bij start	Eind	Kracht bij eind
1	1	1	11	0.00000	20.0000	1.00000	20.0000
2	1	3	11	0.00000	15.0000	1.00000	15.0000
3	1	5	11	0.00000	30.0000	1.00000	30.0000
4	1	6	11	0.00000	30.0000	1.00000	30.0000
5	1	1	11	0.00000	0.0000	1.00000	0.0000
6	1	2	10	0.00000	0.0000	0.49200	-36.5400
7	1	2	10	0.49200	-36.5400	1.00000	-83.9000
8	1	5	11	0.00000	103.0000	1.00000	103.0000
9	1	6	11	0.00000	103.0000	1.00000	103.0000
10	1	2	10	0.00000	0.0000	1.00000	0.0000
11	1	6	11	0.00000	0.0000	0.25000	0.0000
12	1	5	11	0.00000	0.0000	1.00000	0.0000
13	1	6	11	0.00000	0.0000	1.00000	0.0000
14	1	5	11	0.00000	0.0000	1.00000	0.0000
15	1	2	10	0.27000	0.0000	0.56000	0.0000
16	1	2	10	0.56000	0.0000	1.00000	0.0000
17	1	6	11	0.25000	0.0000	1.00000	0.0000

=====

Inwendige staafkrachten belastinggeval 1

Stf nr.	St knp	Eind knp	N start (kN)	N eind (kN)	D start (kN)	D eind (kN)	M start (kN*m)	M eind (kN*m)
1	1	2	34.799	-34.799	-73.456	31.456	-102.498	-7.659
2	2	3	105.795	-105.795	-34.779	-206.662	7.659	256.190
3	3	4	-34.711	34.711	242.204	-210.704	584.791	-109.237
4	4	1	210.704	-210.704	34.711	-34.711	109.237	102.498
5	3	5	-241.373	241.373	347.999	-673.849	-840.981	2092.745
6	5	6	0.000	-0.000	-874.274	-455.726	-2092.745	-0.000
7	5	7	1633.573	-1633.573	0.000	-0.000	0.000	0.000
8	5	8	-31.956	31.956	-0.000	0.000	0.000	-0.000

Extreme veldmomenten belastinggeval 1

Stf nr.	St knp	Eind knp	M start (kN*m)	M eind (kN*m)	M Min (kN*m)	MMin Plaats	M Max (kN*m)	MMax Plaats
2	2	3	7.659	256.190	-63.079	0.3918395	256.190	1.0000000
6	5	6	-2092.745	-0.000	-780.774	0.6573492	2092.745	0.0000000

Oplegreacties belastinggeval 1

Oplegging nummer	Knoop nummer	Oplegging type	X kracht (kN)	Y kracht (kN)	X - Y moment (kN*m)
1	6	2	-0.00000	-455.72552	0.00000
2	7	3	448.77699	-1570.71948	0.00000
3	8	3	22.59604	22.59604	0.00000

Verplaatsingen bel.gev. 1

Knoop nummer	X verplaatsing (m)	Y verplaatsing (m)	X naar Y rotatie (Rad)
1	-3949.70071	476.03786	-112.86637
2	-3949.70072	239.01857	-112.86631
3	-0.00061	0.00111	-0.00029
4	-0.00061	0.00209	-0.00057
5	-0.00060	0.00057	-0.00013
6	-0.00060	0.00000	-0.00016
7	0.00000	0.00000	-0.00029
8	0.00000	0.00000	-0.00042

```

=====
MM   MM   SSSSSS  HH  HH  EEEEE  EEEEE  TTTTTT
MMM  MMM  SS      HH  HH  EE     EE     T
MM  MMM  MM   SSSSS  HHHHHH  EEEE  EEEE  T
MM  M  MM     SS     HH  HH  EE     EE     T
MM   MM   SSSSSS  HH  HH  EEEEE  EEEEE  T

```

Versie : 3.2  
 Update : 950724  
 Licentie : 0216  
 Bedrijf : TUD

Probleem titels : Ontlastvloer op 3-NAP  
 : Breedte ontlastvloer = 10m  
 Datum : 1996-10-18  
 Tijd : 0:00:19

Naam uitvoerfile : ONBELAST.SHO  
 Naam invoerfile : ONBELAST.SHI  
 Naam dumpfile : ONBELAST.SHD

=====

OVERZICHT VAN ALGEMENE INVOER GEGEVENS :

=====

Aantal takken in veer karakteristiek : 1  
 Ontlastingsstak voor veer karakteristiek : Nee  
 Aantal bouwfasen : 1

Damwand gegevens :

Lengte : 25.00 [m]  
 Peil bovenkant : -3.00 [m]  
 Aantal stukken : 1

Stuk nr	[m] tov Peil Van -	Peil Tot	Stijfheid EI [kNm <sup>2</sup> /Bm]	W-breed. [m]
1	-3.00	-28.00	1.065E+0006	1.00

Gegevens grondlaag : 1

Volumieke massa droog	: 18.00 [kN/m <sup>3</sup> ]	Lambda actief	: 0.30
nat	: 20.00 [kN/m <sup>3</sup> ]	Lambda neutraal	: 0.58
Cohesie	: 0.00 [kN/m <sup>2</sup> ]	Lambda passief	: 5.30
Beddingskonstanten [kN/m <sup>3</sup> ]	: Nr K[1]	Boven	Onder
		9200.00	13330.00

Gegevens grondlaag : 2

Volumieke massa droog	: 22.00 [kN/m <sup>3</sup> ]	Lambda actief	: 0.30
nat	: 26.70 [kN/m <sup>3</sup> ]	Lambda neutraal	: 0.58
Cohesie	: 0.00 [kN/m <sup>2</sup> ]	Lambda passief	: 5.30
Beddingskonstanten [kN/m <sup>3</sup> ]	: Nr K[1]	Boven	Onder
		13330.00	15400.00

Gegevens grondlaag : 3

Volumieke massa droog :	22.00 [kN/m3]	Lambda actief :	0.37
nat :	26.70 [kN/m3]	Lambda neutraal :	0.64
Cohesie :	9.10 [kN/m2]	Lambda passief :	3.59
Beddingskonstanten :	Nr Boven Onder		
[kN/m3]	K[1] 3800.00 3800.00		

Gegevens grondlaag : 4

Volumieke massa droog :	15.00 [kN/m3]	Lambda actief :	0.24
nat :	26.70 [kN/m3]	Lambda neutraal :	0.51
Cohesie :	0.00 [kN/m2]	Lambda passief :	7.47
Beddingskonstanten :	Nr Boven Onder		
[kN/m3]	K[1] 30800.00 30800.00		

De invoer is gecontroleerd en goed bevonden.

\*\*\*\*\*  
 \*\*\*\*\* B O U W F A S E 1 : Uitvoer voor alle knopen ! \*\*\*\*\*  
 \*\*\*\*\*

Overzicht ingevoerde gegevens voor bouwfase 1

Maaiveld LINKS : (Maaiveldnr. 1) Maaiveld RECHTS : (Maaiveldnr. 2)

Punt nr.	X-coördinaat [m] tov DAMWAND	Y-coördinaat [m] tov.PEIL	Punt nr.	X-coördinaat [m] tov DAMWAND	Y-coördinaat [m] tov.PEIL
1	0.00	-18.00	1	0.00	-3.00

Water Peil Links / Rechts : -1.00 / -1.00 [m]

Grondgegevens LINKS : (Grond profiel 1)

Laag nr	Grondlaag Naam	Peil bovenkant grondlaag [m]	Wosp-B [kN/m2]	Wosp-O [kN/m2]
1	1	-3.00	0.00	0.00
2	2	-11.00	0.00	0.00
3	3	-19.50	0.00	0.00
4	4	-21.50	0.00	0.00

Grondgegevens RECHTS : (Grond profiel 2)

Laag nr	Grondlaag Naam	Peil bovenkant grondlaag [m]	Wosp-B [kN/m2]	Wosp-O [kN/m2]
1	1	-3.00	10.00	10.00
2	2	-11.00	10.00	10.00
3	3	-19.50	10.00	10.00
4	4	-21.50	10.00	10.00

Waarschuwing : Aan de onderkant van de damwand (RECHTER-zijde) is de  
waterover(onder)spanning gelijk aan 10.00

Gebruikte methode aan LINKER-zijde van de damwand : lambda  
Gebruikte methode aan RECHTER-zijde van de damwand : lambda

Anker 1 is RECHTS van de damwand geplaatst.

Plaats tov Peil : -3.00 [m] Veerstijfheid : 7.001E+0004 [kN/m/Bm]  
Doorsnede : 5.901E-0003 [m2] Vloeikracht : 1387.00 [kN/Bm]  
Lengte : 17.70 [m] Voorspankracht : 0.00 [kN/Bm]

Normaalkracht opgegeven.

Top damwand : 1650.00 [kN/Bm]  
maaiveld links : 1650.00 [kN/Bm]  
maaiveld rechts : 1650.00 [kN/Bm]  
Voet damwand : 1650.00 [kN/Bm]

Moment 1 van 413.00 [kNm/Bm] op -3.00 [m] tov Peil.

Resultaten van de berekening van bouwfase 1

Aantal iteraties : 4

Kn nr	Peil m	Verpl mm	Moment kNm/Bm	DwarsK kN/Bm	KorSpL Stat kN/m2 %	KorSpR Stat kN/m2 %	WatSpL kN/m2	WatSpR kN/m2
1	-3.00	-3.2	413.0	-226.2	0.00	0.00 A	20.00	30.00
2	-4.14	-8.7	152.1	-214.7	0.00	0.43 A	31.43	41.43
2	-4.14	-8.7	152.1	-214.7	0.00	0.43 A	31.43	41.43
3	-5.29	-14.3	-95.1	-200.8	0.00	3.86 A	42.86	52.86
3	-5.29	-14.3	-95.1	-200.8	0.00	3.86 A	42.86	52.86
4	-6.43	-19.9	-323.9	-183.0	0.00	7.29 A	54.29	64.29
4	-6.43	-19.9	-323.9	-183.0	0.00	7.29 A	54.29	64.29
5	-7.57	-25.0	-529.5	-161.3	0.00	10.71 A	65.71	75.71
5	-7.57	-25.0	-529.5	-161.3	0.00	10.71 A	65.71	75.71
6	-8.71	-29.5	-706.9	-135.7	0.00	14.14 A	77.14	87.14
6	-8.71	-29.5	-706.9	-135.7	0.00	14.14 A	77.14	87.14
7	-9.86	-33.1	-851.5	-106.1	0.00	17.57 A	88.57	98.57
7	-9.86	-33.1	-851.5	-106.1	0.00	17.57 A	88.57	98.57
8	-11.00	-35.7	-958.3	-72.6	0.00	21.00 A	100.00	110.00
8	-11.00	-35.7	-958.3	-72.6	0.00	21.00 A	100.00	110.00
9	-12.17	-37.1	-1022.9	-33.1	0.00	26.85 A	111.67	121.67
9	-12.17	-37.1	-1022.9	-33.1	0.00	26.85 A	111.67	121.67
10	-13.33	-37.3	-1035.3	13.3	0.00	32.69 A	123.33	133.33
10	-13.33	-37.3	-1035.3	13.3	0.00	32.69 A	123.33	133.33
11	-14.50	-36.1	-987.4	66.5	0.00	38.54 A	135.00	145.00
11	-14.50	-36.1	-987.4	66.5	0.00	38.54 A	135.00	145.00
12	-15.67	-33.6	-871.4	126.6	0.00	44.38 A	146.67	156.67
12	-15.67	-33.6	-871.4	126.6	0.00	44.38 A	146.67	156.67
13	-16.83	-30.1	-679.6	193.4	0.00	50.23 A	158.33	168.33
13	-16.83	-30.1	-679.6	193.4	0.00	50.23 A	158.33	168.33
14	-18.00	-25.7	-404.3	267.1	0.00	56.07 A	170.00	180.00
14	-18.00	-25.7	-404.3	267.1	0.00 P	56.07 A	170.00	180.00

15-18.75	-22.5	-186.1	293.2	66.38	P	59.83	A	177.50	187.50
15-18.75	-22.5	-186.1	293.2	66.38	P	59.83	A	177.50	187.50
16-19.50	-19.3	34.2	272.3	132.76	P	63.59	A	185.00	195.00
16-19.50	-19.3	34.2	272.2	89.41	72	67.35	A	185.00	195.00
17-20.50	-15.1	310.9	272.0	83.92	46	89.13		195.00	205.00
17-20.50	-15.1	310.9	272.0	83.92	46	89.13		195.00	205.00
18-21.50	-11.1	602.2	302.5	79.55	33	114.88		205.00	215.00
18-21.50	-11.1	602.2	302.6	371.39	85	58.88	A	205.00	215.00
19-22.58	-7.4	780.7	35.4	267.88	47	63.23	A	215.83	225.83
19-22.58	-7.4	780.7	35.5	267.88	47	63.23	A	215.83	225.83
20-23.67	-4.6	726.8	-128.7	190.22	27	67.57	A	226.67	236.67
20-23.67	-4.6	726.8	-128.7	190.22	27	67.57	A	226.67	236.67
21-24.75	-2.6	537.0	-217.4	136.85	16	73.45		237.50	247.50
21-24.75	-2.6	537.0	-217.7	136.85	16	73.45		237.50	247.50
22-25.83	-1.1	291.0	-224.8	101.54	10	127.21		248.33	258.33
22-25.83	-1.1	291.0	-224.8	101.54	10	127.21		248.33	258.33
23-26.92	-0.0	84.4	-147.6	76.22	7	170.98		259.17	269.17
23-26.92	-0.0	84.4	-147.6	76.22	7	170.98		259.17	269.17
24-28.00	1.0	-0.0	-0.0	54.11		211.55	8	270.00	280.00
-----									
Maxima :	-37.3	-1035.3	302.6						

Ankergegevens einde bouwfase : 1

-----

Nr	Peil [m]	Aanwezigheid zijde	Knoop	Ankerkracht [kN/Bm]	Anker toestand
1	-3.00	Rechts	1	-226.16	Elastisch

Horizontale grondkracht op de damwand [kN/Bm] :

	Links	Rechts
Korrel :	1327.31	1303.54
Water :	3625.00	3875.00
Totaal :	4952.31	5178.54

Als passieve zijde wordt beschouwd : Links  
 Maximale passieve korrelweerstand : 5941.67 [kNm/Bm]  
 Gemobiliseerde passieve korrelweerstand : 1327.31 [kNm/Bm]  
 Percentage gemobiliseerde weerstand : 22.3 [%]

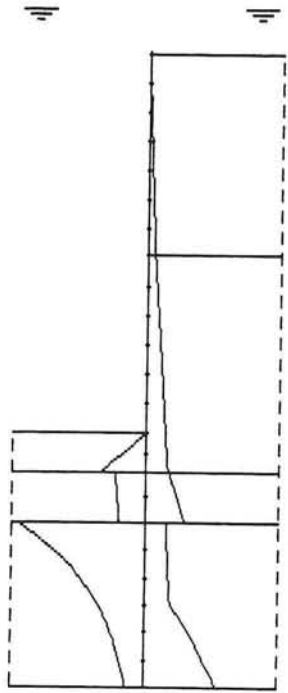
Positie enkelvoudige ondersteuning op : -3.00 [m] tov Peil.  
 Maximale passieve moment : -129982.72 [kNm/Bm]  
 Gemobiliseerde passieve moment : -26537.38 [kNm/Bm]  
 Percentage gemobiliseerde moment : 20.4 [%]

Maxima over de alle bouwfases :

-----

Verplaatsing : -37.3 [mm]  
 Moment : -1035.3 [kNm/Bm]  
 Dwarskracht : 302.6 [kN/Bm]

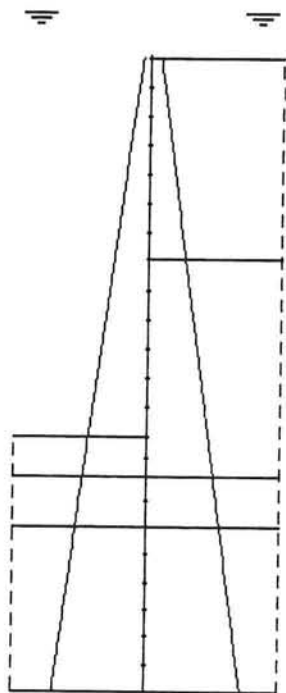
SPANNINGEN BOUWFASE : 1



Hor. Korrelsp. [kN/m<sup>2</sup>]

Links Max : 371.4

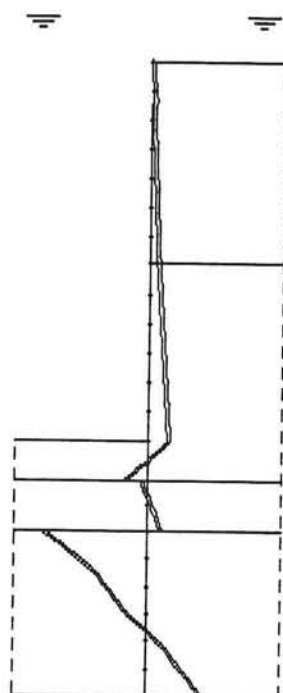
Rechts Max : 211.5



Waterspanning [kN/m<sup>2</sup>]

Links Max : 270.0

Rechts Max : 280.0



Result. Span. [kN/m<sup>2</sup>]

Max KorrelSp : 312.5

Max GrondSp : 302.5

TUD

Maaiveld L/R : 1 / 2 Lengte : 25.00

Lic:0216 Educational

Water L/R : -1.00 / -1.00



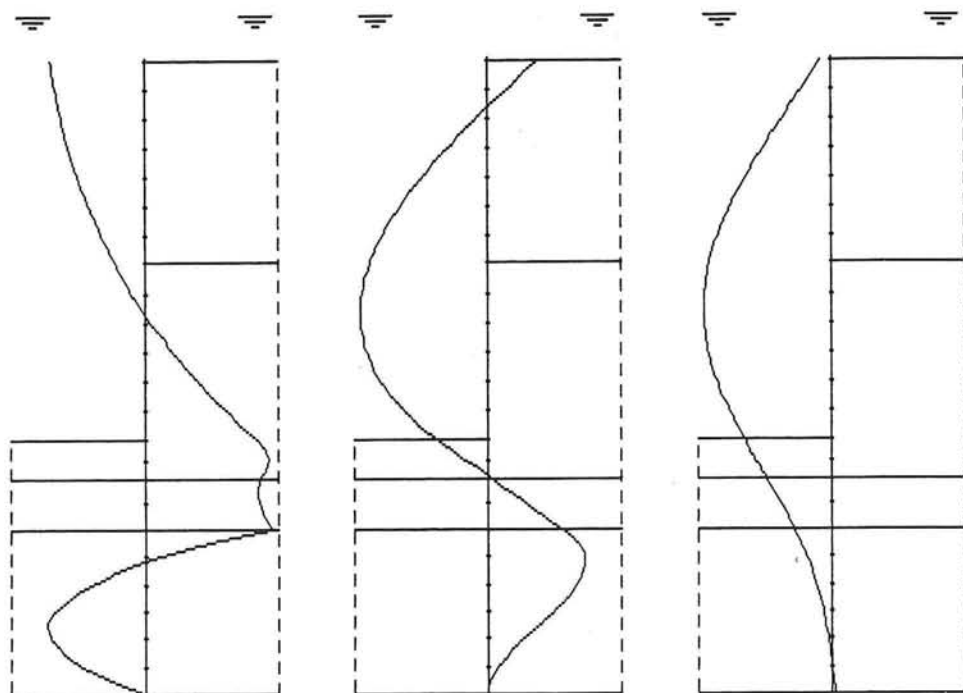
MSHEET [3.2]

Ontlastvloer op 3-NAP

File : ONBELAST

Breedte ontlastvloer = 10m

KRACHTEN EN VERPLAATSINGEN BOUWFASE : 1



Dwarskrachten [kN/m']

Maximum : 302.6

Minimum : -226.2

Momenten [kNm/m']

Maximum : 780.7

Minimum : -1035.3

Verplaatsingen [mm]

Maximum : -37.3

TUD

Maaiveld L/R : 1 / 2    Lengte : 25.00

Lic:0216 Educational

Water    L/R : -1.00 / -1.00



MSHEET [3.2]

Ontlastvloer op 3-NAP

File : ONBELAST

Breedte ontlastvloer = 10m



## Bijlage 13

In deze bijlage is de dimensionering van de bovenbouw weergegeven. In het eerste deel wordt de bovenbouw gedimensioneerd op het geval: "platform aanwezig". In het tweede deel wordt de bovenbouw gedimensioneerd zonder dat het platform in rekening is gebracht.

## Belastingen:

Computerprogramma: PC-Frame  
file : Geval — Geval 6 geoptimaliseerd

Staatkracht nr:	Omschrijving:	Kracht:	Staat
1	e.g. dek	<del>12,5</del> <sup>20</sup> kN/m <sup>2</sup>	1
2	e.g. ontlastlaag	15 kN/m <sup>2</sup>	3
3	e.g. ontlastlaag	30 kN/m <sup>2</sup>	5
4	e.g. ontlastlaag	30 kN/m <sup>2</sup>	6
5	variabele belasting op het dek	60 kN/m <sup>2</sup>	1
6	horizontale gronddrukken tegen de kolon door eg.	0 - 36,54 kN/m <sup>2</sup>	2
7	horizontale gronddrukken tegen de kolon door zeg. grond	36,54 - 0,9 kN/m <sup>2</sup>	2
8	verticale gronddrukken op ontlastplaat	63 kN/m <sup>2</sup>	5
9	verticale gronddrukken op ontlastplaat	63 kN/m <sup>2</sup>	6
10	horizontale gronddrukken door de terrein belasting	34,8 kN/m <sup>2</sup>	2
11	verticale gronddrukken door platform	27 - 13,6 kN/m <sup>2</sup>	6
12	verticale gronddrukken door terrein belasting	60 kN/m <sup>2</sup>	5
13	verticale terrein belasting	60 kN/m <sup>2</sup>	6
14	verticale belasting uit platform	27 kN/m <sup>2</sup>	5
15	horizontale belasting uit platform	0 - 96,2 kN/m <sup>2</sup>	2
16	horizontale belasting uit platform	96,2 - 0	2
17	verticale gronddrukken uit platform	13,6 - 0 kN/m <sup>2</sup>	6

=====

Leerversie Hogeschool Midden-Brabant

Bestandsnaam : GEVAL6L  
Project : Kadeconstructie  
Leerling : E.S.  
Datum : 14/10/1996

=====

Berekeningsresultaten van programma PC-FRAME      Versie 3.02      februari 1990

Enheden: (m)      Lengte  
          (kN)      Kracht  
          (Rad)     Hoekverdraaiing

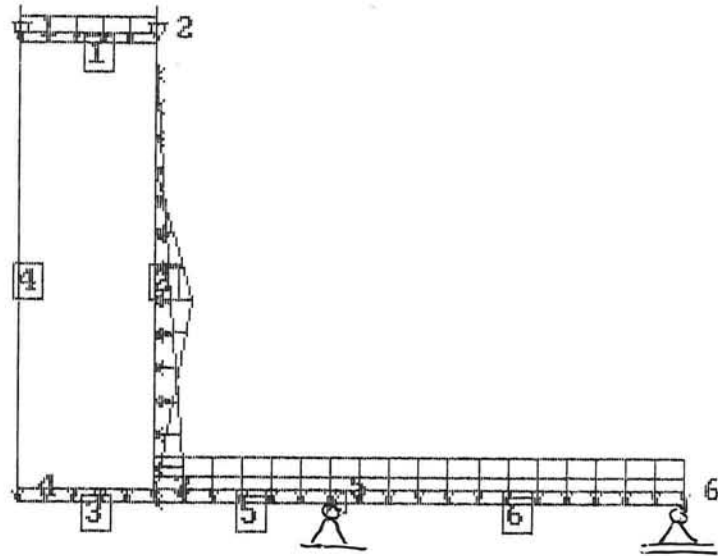
Probleem specificatie

=====

6 Knopen  
6 Staven  
4 Profielen  
2 Opleggingen  
0 Voorgescreven verplaatsingen  
1 Belastinggevallen  
0 Belastingcombinaties  
6 Knoopkrachten  
17 Staafkrachten

Belastingen incl. platform.

Project: Kadeconstructie



Druk de spatiebalk in om verder te gaan

Knoopcoördinaten

Knoop Nummer	X Coördinaat (m)	Y Coördinaat (m)
1	0.0000	0.0000
2	2.1000	0.0000
3	2.1000	6.1000
4	0.0000	6.1000
5	4.5500	6.1000
6	14.5500	6.1000

Staaftgegevens

Staaft Nummer	Start Knoop	Eind Knoop	Staaft Type	Profiel Nr/Type	Lengte (m)	Staaft type :
1	1	2	1	1	2.100	1 ---- 3 ----o
2	2	3	1	2	6.100	2 o---- 4 o----o
3	3	4	1	3	2.100	
4	4	1	1	2	6.100	
5	3	5	1	4	2.450	
6	5	6	1	4	10.000	

Profielgegevens

Profiel Nummer	Elasticiteits Modulus (kN/m <sup>2</sup> )	Oppervlakte Doorsnede (m <sup>2</sup> )	Traagheids Moment (m <sup>4</sup> )	Weerstand Moment (m <sup>3</sup> )	Naam Profiel
1	3.10000E+07	8.00000E-01	4.27000E-02	1.06000E-01	wand 0,8 m
2	3.10000E+07	9.00000E-01	6.07000E-02	1.35000E-01	wand0.9 m
3	3.10000E+07	1.00000E+00	8.33000E-02	1.66670E-01	wand1.0
4	3.10000E+07	2.00000E+00	6.66670E-01	6.66670E-01	wand2.0

Opleggingen

Oplegging Nummer	Knoop Nummer	Oplegging Type	Oplegging type :
1	6	2	1 X-translatie vast
2	5	3	2 Y-translatie vast
			3 Scharnier
			4 Inklemming

Knoopkrachten (kN) (kN\*m)

KnoopKr. Nummer	Belasting Nummer	Knoop Nummer	Richting	Kracht	Richting: 1 X-richting 2 Y-richting 3 X-Y rotatie
1	1	1	2	137.25000	
2	1	2	2	137.25000	
3	1	5	1	-295.00000	
4	1	2	2	833.30000	
5	1	1	1	-50.00000	
6	1	2	1	-80.00000	

Staafrachten (kN) (kN\*m) (kN/m)

Bel. type: 1 Moment 4 F glbl x 7 p lkl y 10 p glbl x glbl verd  
 2 F lkl x 5 F glbl y 8 p glbl x lkl verd 11 p glbl y glbl verd  
 3 F lkl y 6 p lkl x 9 p glbl y lkl verd

StKr. nr.	Bel. gev.	Staafr. nr.	Bel. type	Start	Kracht bij start	Eind	Kracht bij eind
1	1	1	11	0.00000	20.0000	1.00000	20.0000
2	1	3	11	0.00000	15.0000	1.00000	15.0000
3	1	5	11	0.00000	30.0000	1.00000	30.0000
4	1	6	11	0.00000	30.0000	1.00000	30.0000
5	1	1	11	0.00000	60.0000	1.00000	60.0000
6	1	2	10	0.00000	0.0000	0.49200	-36.5400
7	1	2	10	0.49200	-36.5400	1.00000	-83.9000
8	1	5	11	0.00000	103.0000	1.00000	103.0000
9	1	6	11	0.00000	103.0000	1.00000	103.0000
10	1	2	10	0.00000	-34.8000	1.00000	-34.8000
11	1	6	11	0.00000	27.2000	0.25000	13.6000
12	1	5	11	0.00000	60.0000	1.00000	60.0000
13	1	6	11	0.00000	60.0000	1.00000	60.0000
14	1	5	11	0.00000	27.2000	1.00000	27.2000
15	1	2	10	0.27000	0.0000	0.56000	-96.2000
16	1	2	10	0.56000	-96.2000	1.00000	0.0000
17	1	6	11	0.25000	13.6000	1.00000	0.0000

Inwendige staafkrachten belastinggeval 1

Stf nr.	St knp	Eind knp	N start (kN)	N eind (kN)	D start (kN)	D eind (kN)	M start (kN*m)	M eind (kN*m)
1	1	2	46.250	-46.250	-436.239	268.239	-357.570	-382.131
2	2	3	702.311	-702.311	33.750	-701.661	382.131	1456.756
3	3	4	-96.250	96.250	604.989	-573.489	1466.956	-229.555
4	4	1	573.489	-573.489	96.250	-96.250	229.555	357.570
5	3	5	-797.911	797.911	1307.300	-1846.790	-2923.712	6787.473
6	5	6	0.000	0.000	-1714.581	-317.419	-6787.473	-0.000

Extreme veldmomenten belastinggeval 1

Stf nr.	St knp	Eind knp	M start (kN*m)	M eind (kN*m)	M Min (kN*m)	MMin Plaats	M Max (kN*m)	MMax Plaats
6	5	6	-6787.473	-0.000	-259.694	0.8367854	6787.473	0.0000000

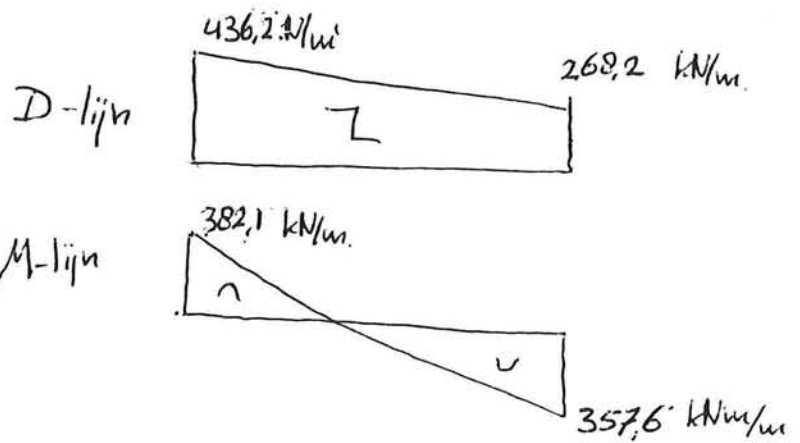
Oplegreacties belastinggeval 1

Oplegging nummer	Knoop nummer	Oplegging type	X kracht (kN)	Y kracht (kN)	X - Y moment (kN*m)
1	6	2	0.00000	-317.41940	0.00000
2	5	3	1092.91096	-3561.37060	0.00000

Verplaatsingen bel.gev. 1

Knoop nummer	X verplaatsing (m)	Y verplaatsing (m)	X naar Y rotatie (Rad)
1	-0.01216	0.00610	-0.00173
2	-0.01217	0.00261	-0.00179
3	-0.00003	0.00246	-0.00125
4	-0.00004	0.00598	-0.00193
5	0.00000	0.00000	-0.00068
6	0.00000	0.00000	0.00014

## Staat 1



### • Buiging in de hoofdrichting

$$h = 0,8 \text{ m.}$$

- dekking = 40 mm.

- geschatte dikte hoofdeerp:  $\Phi 16$

- buisgels:  $\Phi 10$ .

$$d = 800 - 40 - 10 - 4 \cdot 16 = 742 \text{ mm.}$$

$$\frac{M_d}{bd^2} = \frac{382,1}{1 \cdot 0,742^2} = 694$$

tabel 11,4a, GTR '90  $\rightarrow \omega_s = 0,16\%$  min waerp = 0,10%

$$A_s = \omega_s \cdot b \cdot d \cdot 10^4$$

$$A_s = 0,18 \cdot 1 \cdot 0,742 \cdot 10^4 = 1335,6 \text{ mm}^2/\text{m.}$$

$$\Phi 16 - 150 \rightarrow A_s = 1340 \text{ mm}^2/\text{m.}$$

### • Buiging in de dwarsrichting

20% v.d. hoofdeerp of min waerp.

$$\Phi 16 - 150.$$

### • Dwarskrachten

$$\tau_v = 0,4 f_b = 0,4 \cdot 1,4 = 0,56 \text{ N/mm}^2.$$

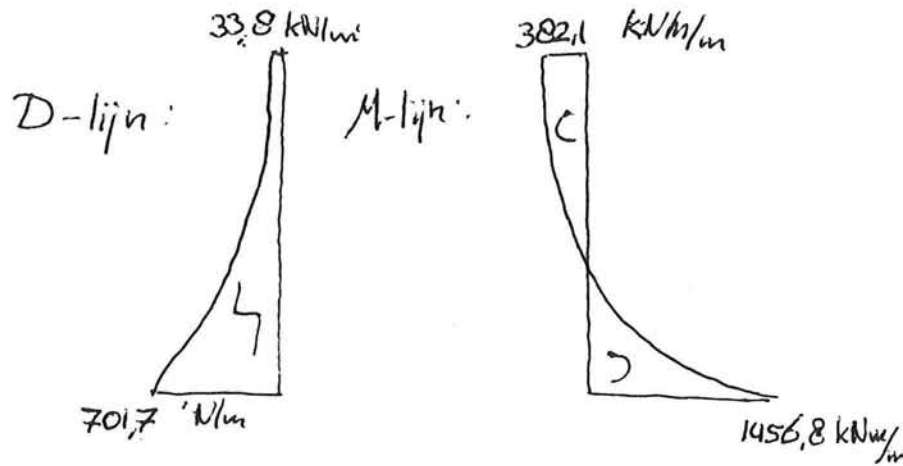
$$V_v = \tau_v \cdot b \cdot d = 0,56 \cdot 1000 \cdot 742 = 415,5 \text{ kN/m'}$$

$$V_D = 436,2 \text{ kN/m'}$$

Geen dwarskrachtwaerp nodig.



## Staat 2



### • Buiging in de hoofdrichting

$$h = 0,9 \text{ m.}$$

- dekking: 40 mm
- geschatte dikte hoofdcrisp  $\Phi 25$
- beugels  $\Phi 10$

$$d = 900 - 40 - 10 - \frac{1}{2} \cdot 25 = 838 \text{ mm.}$$

$$\frac{M_d}{b d^2} = \frac{1456,8}{1 \cdot 0,838^2} = 2074,5$$

tabel 11,4a, GTB '90  $\rightarrow \omega_s = 0,50\%$

$$A_s = 0,5 \cdot 1 \cdot 0,9 \cdot 10^4 = 4500 \text{ mm}^2/\text{m}$$

$$\Phi 25 - 100 \rightarrow A_s = 4909 \text{ mm}^2/\text{m}$$

### • Buiging in de dwarsrichting: 20% v.h. hoofdcrisp.

$$A_s = 0,2 \cdot 4909 = 982 \text{ mm}^2/\text{m} \rightarrow \Phi 16 - 200$$

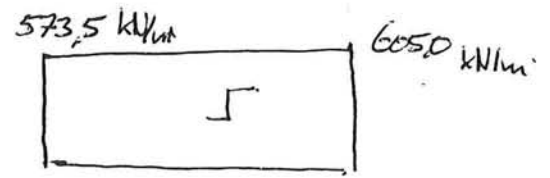
### • Dwarskracht:

$$V_i = 0,56 \cdot 1000 \cdot 838 = 469,3 \text{ kN/m} \quad V_d = 701,7 \text{ kN/m}$$

Er is dwarskracht wap nodig in het onderste deel van de wand.

Staat 3

D-lijn



M-lijn



• Buiging in de hoofdrichting

$$h = 1 \text{ m.}$$

dekking = 40 mm  
geschotelde dikte hoofdcrap:  $\varnothing 32$   
beugels  $\varnothing 10$

$$d = 1000 - 40 - 10 - \frac{1}{2} \cdot 32 = 934 \text{ mm.}$$

$$\frac{M_d}{bd^2} = \frac{1467,0}{1 \cdot 0,934^2} = 1681$$

tabel 11,4a, GTB'90  $\rightarrow \omega_s = 0,37\%$

$$A_s = 0,37 \cdot 1 \cdot 0,934 \cdot 10^4 = 3455,8 \text{ mm}^2/\text{m}$$

$$\varnothing 32 - 225 \rightarrow A_s = 3574 \text{ mm}^2/\text{m.}$$

• Buiging in dwarsrichting

20% v.d. hoofdcrap:

$$A_s = 0,2 \cdot 3574 = 714,8 \text{ mm}^2/\text{m} \rightarrow \varnothing 16 - 300$$

• Dwaarskracht

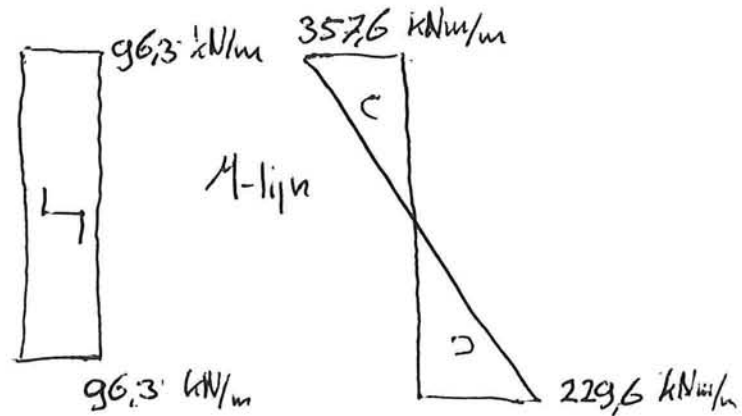
$$V_1 = 0,56 \cdot 1000 \cdot 934 = 523 \text{ kN/m'}$$

$$V_d = 605 \text{ kN/m'}$$

Wel dwarskracht wap nodig in de vloer.

## Staat 4

D-lijn



### Buiging in hoofdrichting

$$h = 0,9 \text{ m}$$

dekking = 40 mm.  
geschooteldikte hoofdwap:  $\Phi 16$   
beugels  $\Phi 10$ .

$$d = 900 - 40 - 10 - 1/2 \cdot 16 = 846 \text{ mm}$$

$$\frac{M_{ed}}{bd^2} = \frac{357,6}{1 \cdot 0,846^2} = 499$$

Tabel 11,4a, GTRB '90  $\rightarrow \omega_s = 0,12\%$   
 $\omega_{s \min} = 0,18\%$

$$A_s = 0,18 \cdot 1 \cdot 0,846 \cdot 10^4 = 1522,8 \text{ mm}^2/\text{m}$$

$\Phi 16 - 130 \rightarrow A_s = 1547 \text{ mm}^2/\text{m}$

### Buiging in dwars richting:

20% v.d. hoofdwap:  $0,2 \cdot 1547 = 309,4 \text{ mm}^2/\text{m}$   
 $\Phi 12 - 250$

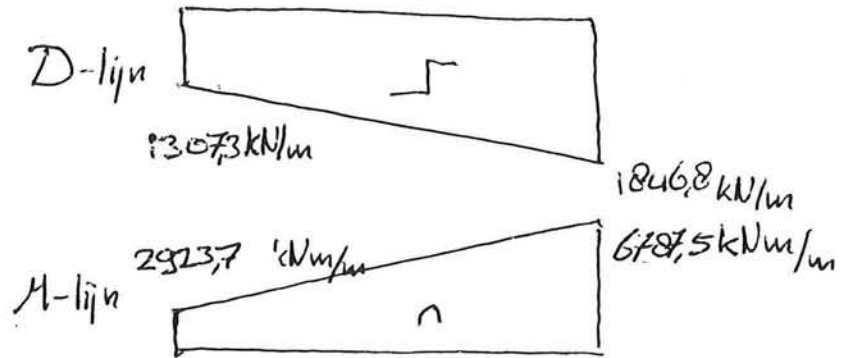
### Dwarskracht

$$V_i = 0,56 \cdot 1000 \cdot 846 = 473,7 \text{ kN/m}$$

$$V_{ed} = 96,3 \text{ kN/m}$$

Geen dwarskrachtwap. nodig.

## Staat 5



### • Buiging in de hoofdrichting

$$h = 2 \text{ m.}$$

dekking = 40 mm  
geschatte dikte hardloop  $\Phi 32$   
beugels  $\Phi 10$

$$d = 2000 - 40 - 10 - \frac{1}{2} \cdot 32 = 1934 \text{ mm.}$$

$$\frac{M_d}{b d^2} = \frac{6787,5}{1 \cdot (1934)^2} = 1814$$

Tabel 11,4a, GTB '90  $\rightarrow w_b = 0,445\%$

$$A_s = 0,445 \cdot 1 \cdot 1934 \cdot 10^4 = 8606,3 \text{ mm}^2/\text{m}$$

$\Phi 32 - 90 \rightarrow$  tedicht op elkaar

$$\Phi 40 - 140 \rightarrow A_s = 8976 \text{ mm}^2/\text{m}$$

### • Buiging in dwarsrichting:

20% van de hoofdwapening:

$$0,2 \cdot 8976 = 1795,2 \text{ mm}^2/\text{m} \rightarrow \Phi 16 - 100$$

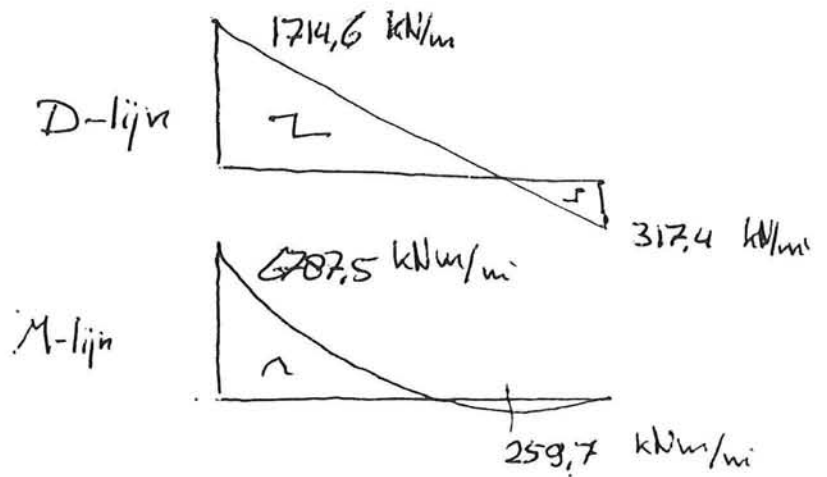
### • Dwarskracht:

$$V_i = 0,56 \cdot 1000 \cdot 1934 = 1083 \text{ kN.}$$

$$V_d = 1846,8 \text{ kN.}$$

Over de gehele lengte v.d. vloer is dwarskracht weerp.  
noozerkelijk.

Staat G



• Buiging in hoofdrichting:

$$\varnothing 40 - 140 \rightarrow A_s = 8976 \text{ mm}^2/\text{m}$$

• Buiging in dwarsrichting:

$$\varnothing 16 - 100$$

• Dwarskracht

$$V_1 = 1083 \text{ kN}$$

$$V_d = 1714,6 \text{ kN}$$

Over een gedeelte van de vloer is dwarskrachtwapening noodzakelijk.



=====

Leerversie Hogeschool Midden-Brabant

Bestandsnaam : zonderpl  
Project : Kadeconstructie  
Leerling : E.S.  
Datum : 14/10/1996

=====

Berekeningsresultaten van programma PC-FRAME      Versie 3.02      februari 1990

Eenheden: (m)      Lengte  
          (kN)      Kracht  
          (Rad)     Hoekverdraaiing

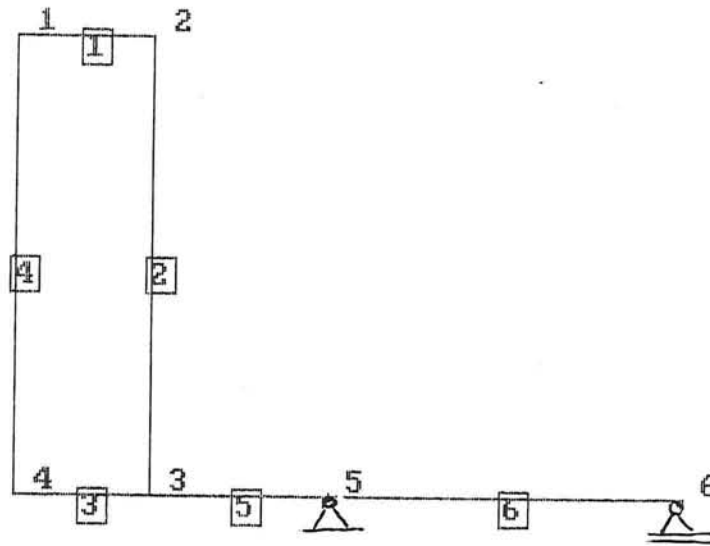
Probleem specificatie

=====

6 Knopen  
6 Staven  
4 Profielen  
2 Opleggingen  
0 Voorgescreven verplaatsingen  
1 Belastinggevallen  
0 Belastingcombinaties  
6 Knoopkrachten  
17 Staafkrachten

Belastingen: eed platform.

Project: Kadeconstructie



Geen belastingen  
weergegeven.

Druk de spatiebalk in om verder te gaan



Knoopcoördinaten

Knoop Nummer	X Coördinaat (m)	Y Coördinaat (m)
1	0.0000	0.0000
2	2.1000	0.0000
3	2.1000	6.1000
4	0.0000	6.1000
5	4.5500	6.1000
6	14.5500	6.1000

Stafgegevens

Staf Nummer	Start Knoop	Eind Knoop	Staf Type	Profiel Nr/Type	Lengte (m)	Staf type :
1	1	2	1	1	2.100	1 ---- 3 ----o
2	2	3	1	2	6.100	2 o---- 4 o---o
3	3	4	1	3	2.100	
4	4	1	1	2	6.100	
5	3	5	1	4	2.450	
6	5	6	1	4	10.000	

Profielgegevens

Profiel Nummer	Elasticiteits Modulus (kN/m <sup>2</sup> )	Oppervlakte Doorsnede (m <sup>2</sup> )	Traagheids Moment (m <sup>4</sup> )	Weerstand Moment (m <sup>3</sup> )	Naam Profiel
1	3.10000E+07	8.00000E-01	4.27000E-02	1.06000E-01	wand0,8
2	3.00000E+00	9.00000E-01	6.07000E-02	1.35000E-01	wand0.9
3	3.10000E+07	1.00000E+00	8.33000E-02	1.66670E-01	wand1.0
4	3.10000E+07	2.00000E+00	6.66670E-01	6.66670E-01	wand2.0

Opleggingen

Oplegging Nummer	Knoop Nummer	Oplegging Type	Oplegging type :
1	5	3	1 X-translatie vast 3 Scharnier
2	6	2	2 Y-translatie vast 4 Inklemming

Knoopkrachten (kN) (kN*m)					Richting: 1 X-richting		
KnoopKr. Nummer	Belasting Nummer	Knoop Nummer	Richting	Kracht	2 Y-richting	3 X-Y rotatie	
1	1	1	2	137.25000			
2	1	2	2	137.25000			
3	1	5	1	-280.00000			
4	1	2	2	833.30000			
5	1	1	1	-50.00000			
6	1	2	1	-80.00000			

Staafrachten (kN) (kN*m) (kN/m)							
Bel. type: 1 Moment 4 F glbl x 7 p lkl y 10 p glbl x glbl verd							
2 F lkl x 5 F glbl y 8 p glbl x lkl verd 11 p glbl y glbl verd							
3 F lkl y 6 p lkl x 9 p glbl y lkl verd							
StKr. nr.	Bel. gev.	Staafr. nr.	Bel. type	Start	Kracht bij start	Eind	Kracht bij eind
1	1	1	11	0.00000	20.0000	1.00000	20.0000
2	1	3	11	0.00000	15.0000	1.00000	15.0000
3	1	5	11	0.00000	30.0000	1.00000	30.0000
4	1	6	11	0.00000	30.0000	1.00000	30.0000
5	1	1	11	0.00000	60.0000	1.00000	60.0000
6	1	2	10	0.00000	0.0000	0.49200	-36.5400
7	1	2	10	0.49200	-36.5400	1.00000	-83.9000
8	1	5	11	0.00000	103.0000	1.00000	103.0000
9	1	6	11	0.00000	103.0000	1.00000	103.0000
10	1	2	10	0.00000	-34.8000	1.00000	-34.8000
11	1	6	11	0.00000	0.0000	0.25000	0.0000
12	1	5	11	0.00000	60.0000	1.00000	60.0000
13	1	6	11	0.00000	60.0000	1.00000	60.0000
14	1	5	11	0.00000	0.0000	1.00000	0.0000
15	1	2	10	0.27000	0.0000	0.56000	0.0000
16	1	2	10	0.56000	0.0000	1.00000	0.0000
17	1	6	11	0.25000	0.0000	1.00000	0.0000

Inwendige staafkrachten belastinggeval 1

Stf nr.	St knp	Eind knp	N start (kN)	N eind (kN)	D start (kN)	D eind (kN)	M start (kN*m)	M eind (kN*m)
1	1	2	102.946	-102.946	-434.975	266.975	-469.898	-267.150
2	2	3	703.577	-703.577	-22.949	-430.773	267.147	716.321
3	3	4	-152.681	152.681	603.720	-572.220	1696.195	-461.458
4	4	1	572.220	-572.220	152.681	-152.681	461.458	469.895
5	3	5	-583.454	583.454	1307.297	-1780.147	-2412.516	6194.634
6	5	6	0.000	0.000	-1584.463	-345.537	-6194.634	0.000

Extreme veldmomenten belastinggeval 1

Stf nr.	St knp	Eind knp	M start (kN*m)	M eind (kN*m)	M Min (kN*m)	MMin Plaats	M Max (kN*m)	MMax Plaats
2	2	3	267.147	716.321	-274.214	0.0978831	716.321	1.0000000
6	5	6	-6194.634	0.000	-309.315	0.8209655	6194.634	0.0000000

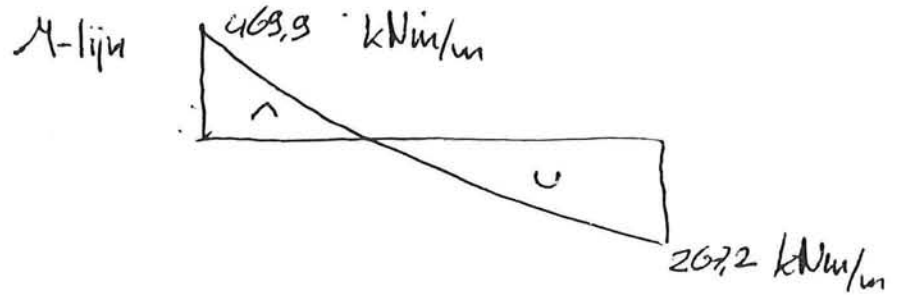
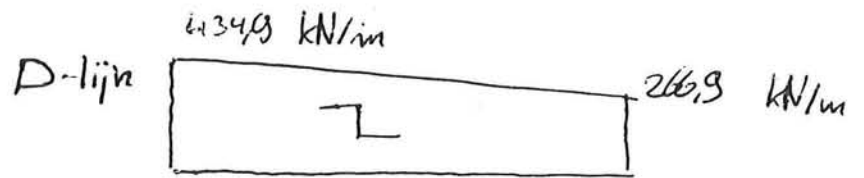
Oplegreacties belastinggeval 1

Oplegging nummer	Knoop nummer	Oplegging type	X kracht (kN)	Y kracht (kN)	X - Y moment (kN*m)
1	5	3	863.45359	-3364.61020	0.00000
2	6	2	0.00000	-345.53656	0.00000

Verplaatsingen bel.gev. 1

Knoop nummer	X verplaatsing (m)	Y verplaatsing (m)	X naar Y rotatie (Rad)
1	-15428.24994	1292.79950	141.31626
2	-15428.24995	1589.56397	141.31637
3	-0.00002	0.00220	-0.00111
4	-0.00003	0.00562	-0.00198
5	0.00000	0.00000	-0.00061
6	0.00000	0.00000	0.00011

## Staat 1



• Buiging in de hoofdrichting

$$\frac{M_d}{bd^2} = 694$$

$$\sqrt{\frac{469}{1 \cdot 694}} = d = 0,822 \text{ m} = 822 \text{ mm},$$
$$h = 0,9 \text{ m}.$$

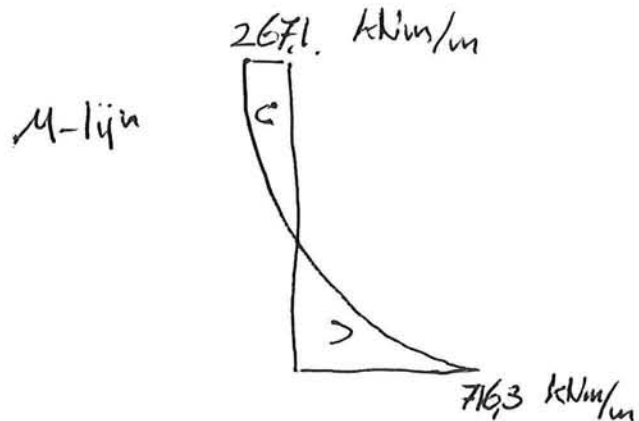
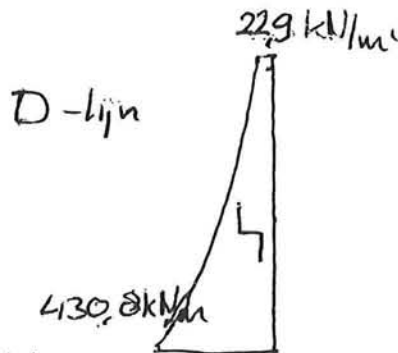
• Dwarskrachten.

$$V_d = 434,9 \text{ kN/m}$$

$$V_i = 460 \text{ kN/m} \text{ bij } d = 822 \text{ mm}.$$

geen dwarskracht  
wap nodig

## Staat 2



• Buig. in hoofdrichting

$$\frac{M_d}{bd^2} = 2079$$

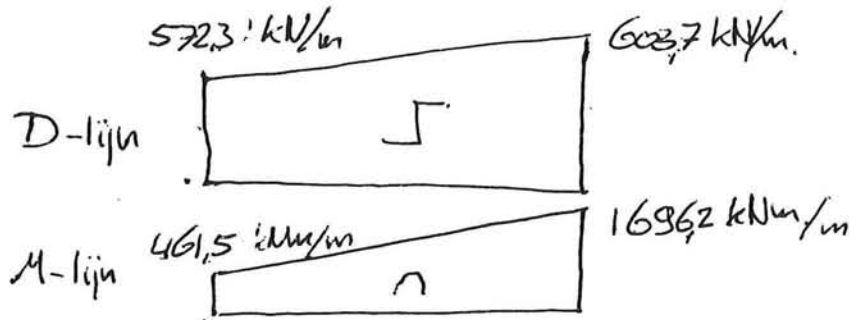
$$\sqrt{\frac{716,3}{1 \cdot 2079}} = d = 0,587 \text{ m} = 587 \text{ mm},$$
$$\Rightarrow h = 650 \text{ mm}.$$

• Dwarskracht

$$V_d = 430,8 \text{ kN}, \quad V_i = 0,56 \cdot 1000 \cdot 587 = 328,7 \text{ kN}.$$

Eris bij een toepassing van  $h = 650 \text{ mm}$  over een gedeelte van de wand dwarskrachtwapening nodig.

### Staal 3



• Buiging in hoofdrichting:

$$\frac{M_d}{b d^2} = \frac{1696,2}{1 \cdot d^2} = 1681$$

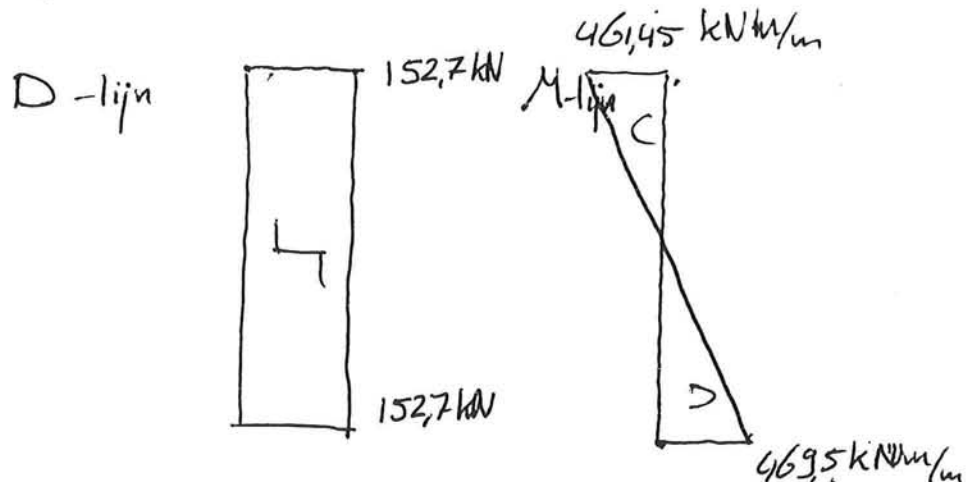
$$d = \sqrt{\frac{1696,2}{1681}} = 1,004 \text{ m.} \Rightarrow h = 1,050 \text{ m.}$$

• Dwarskracht

$$V_1 = 0,56 \cdot 1000 \cdot 1004 = 562 \text{ kN/m}$$

$$V_d = 603,7 \text{ kN/m,} \quad \text{dwarskracht oerp nodig.}$$

### Staal 4

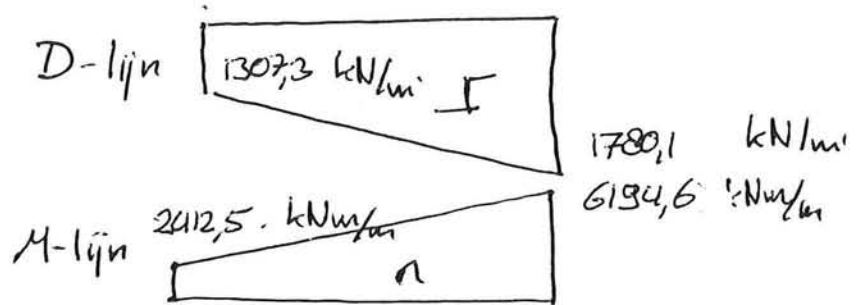


• Buiging in hoofdrichting:

symmetrisch aan staaf (2), maar dan met minimum oerp.

• Dwarskracht: 0 oerp.

## Staat 5



• Beuging in hoofdrichting -

$$\frac{M_d}{bd^2} = 1814$$

$$d = \sqrt{\frac{6194,6}{1 \cdot 1814}} = 1,848 \text{ m}$$

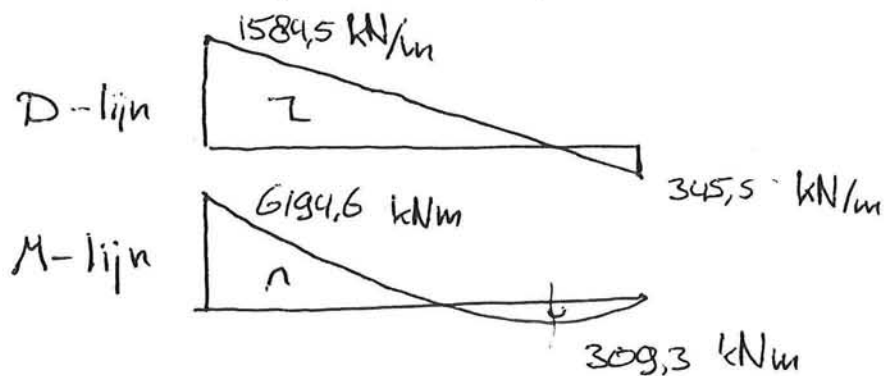
$$h = 1,900 \text{ m}$$

• Dwaarskracht:

$$V_1 = 0,56 \cdot 1000 \cdot 1848 = 1035 \text{ kN}$$

$V_d = 1780,1$ . Over de gehele lengte dwarskracht resp. noodzakelijk.

## Staat 6



• Beuging in hoofdrichting:

$$\frac{M_d}{bd^2} = \rightarrow \text{zie staat 5.}$$

• Dwaarskracht  $\rightarrow$  zie staat 5

Over een gedeelte van de vloer is dwarskracht resp. noodzakelijk.