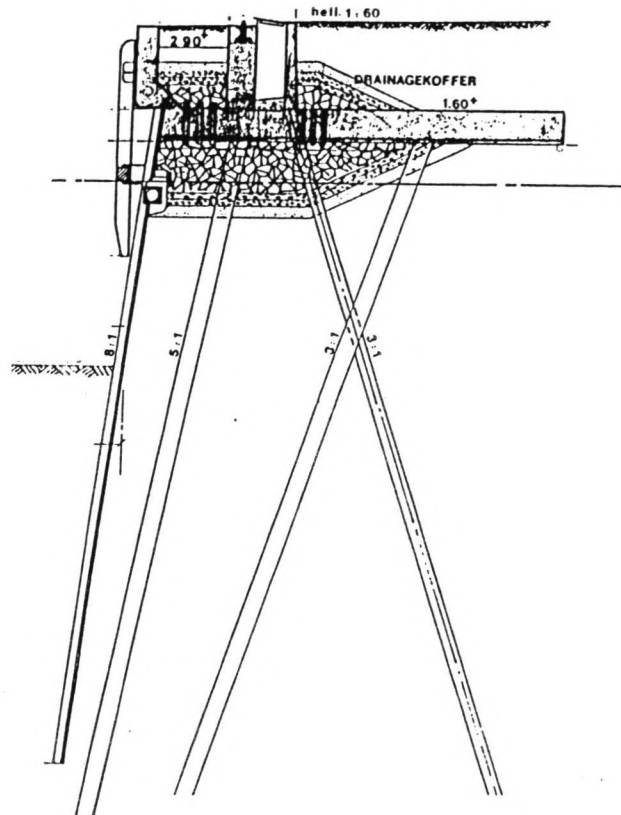


Renovatie Pier 6 Zuidzijde in Waalhaven te Rotterdam

11.28.b

mei 1988

G.C.J. Tijssen en R.F. Veldhuijsen



RENOVATIE PIER 6 ZUIDZIJDE
WAALHAVEN ROTTERDAM

afstudeerverslag

door: G.C.J. Tijssen
R.F. Veldhuijsen

T.U. Delft

Faculteit der CIVIELE TECHNIEK

Vakgroep Waterbouw

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

VOORWOORD

Nieuwbouw of renovatie. Deze termen bekend in de utiliteitsbouw, komen ook op andere terreinen voor. Zo ook bij waterbouwkundige constructies in bijvoorbeeld de havens.

Wanneer men de ruimte en het geld heeft om steeds weer nieuwe constructies te bouwen, om een toekomstige te verwachte ontwikkeling (overslagtoename, nieuwe markten) voor te zijn is er geen probleem.

Echter, langzamerhand is men genoodzaakt door gebrek aan beide factoren over te gaan tot het aanpassen of renoveren van bestaande constructies.

Door deze aanpassings/renovatie werkzaamheden zullen op den duur alle bestaande constructies en bijbehorende voorzieningen (kaden, terreinen, infrastructuur etc.) optimaal gebruikt worden. Dat dit op den duur economische voordelen met zich meebrengt en de concurrentiepositie van een haven versterkt roept om een nader onderzoek.

Het onderzoek is aangepakt in het kader van het afstuderen bij de Vakgroep Waterbouw aan de faculteit der Civiele Techniek van de Technische Universiteit Delft.

Dankzij de begeleiding van de heer Heijndijk, chef subafdeling Voorbereiding van het ingenieursbureau havenwerken van de Dienst van Gemeentewerken Rotterdam zijn wij in staat geweest over basisgegevens te beschikken en ons ontwerpproces aan de praktijk ontwerpprocessen te toetsen.

In dit rapport richten wij ons behalve tot de Vakgroep Waterbouw van de faculteit der Civiele Techniek van de Technische Universiteit Delft ook tot het ingenieursbureau Havenwerken van de Dienst van Gemeentewerken Rotterdam.

INHOUD

	Samenvatting	6
1	Inleiding	8
2	Vooronderzoek	9
2.1	Probleemanalyse	9
2.2	Probleemstelling	10
2.3	Doelstelling	10
2.4	Uitgangspunten	10
2.5	Randvoorwaarden	11
2.6	Werkmethode	11
3	Huidige situatie	12
3.1	Algemeen	12
3.2	Beschrijving kadeconstructies locatie	12
3.2.1	Pier 6 zuidzijde (z.z.)	12
3.2.2	Pier 6 noordzijde (n.z.)	14
3.3	Fundering te renoveren deel van de locatie	18
3.4	Grondgegevens te renoveren deel van de locatie	19
4	Programma van eisen	20
5	Controle berekening huidige constructie	26
5.1	Controle berekening ontlastvloer en waterzijdige kraanbaan	26
5.1.1	Damwand	26
5.1.2	Palenplan	27
5.1.3	Ontlastvloer	29
5.2	Controle berekening landzijdige kraanbaan	30
5.2.1	Belastingen en veronderstellingen	30
5.2.2	Palen	31
5.2.3	Kraanbalk	31
5.2.4	Invloed stijfheidsaannname ligger/palen	32
5.3	Conclusies ten aanzien van huidige constructie	33
6	Ontwerp-alternatieven	34
6.1	Genereren ontwerp-alternatieven	34
6.2	Bewerkstelligen van grotere kerende hoogte	35
6.2.1	Caisson	35
6.2.2	In de grond gevormde constructies (boorpalen, diepwanden)	36
6.2.3	Steiger	39
6.2.4	Damwand/combinatiewand	41

6.3	Opvangen van grotere horizontale kracht	43
6.4	Opvangen van grotere verticale kracht	44
6.5	Conclusies en keuze van ontwerpalternatief	46
6.5.1	Conclusies	47
6.5.2	Keuze	48

7	Onderzoek gekozen variant	49
7.1	Inleiding	49
7.2	Onderzoek naar de mogelijkheden ten aanzien van het bereiken van de grotere kerende hoogte	49
7.2.1	Grotere kering bestaande damwand	49
7.2.2	Steiler talud voor bestaande damwand	51
7.2.3	Aanbrengen tweede kering	52
7.3	Aanpassing van bestaande ontlastvloer	54
7.3.1	Beschrijving belastingen	54
7.3.2	Varianten t.a.v. aanpassing ontlastvloer	54
7.3.3	Keuze uit varianten	58
7.4	Krachtenoverdracht van de steiger	59
7.4.1	Belastingen op de steiger	59
7.4.2	Opname van de belastingen op de steiger	61
7.5	Bepalen palenstramien van de steiger	62
7.5.1	Invloedslijnen als keuzecriteria	62
7.5.2	Keuze van het palenstramien in de dwarsrichting	65
7.5.3	Keuze van het palenstramien in de lengterichting	66
7.6	Onderzoek naar paal draagvermogen	68

8	Definitief ontwerp	70
8.1	Samenvatting van de reeds gemaakte keuzes	70
8.2	Berekenen van de ontlastvloer	71
8.3	Berekening van het talud	74
8.4	Dimensioneren van de steiger	75
8.4.1	Dimensioneren van het steigerdek	75
8.4.2	Dimensioneren van de langsliggers	75
8.4.3	Dimensioneren van de dwarsliggers	77
8.5	Overdracht horizontale krachten	77
8.5.1	Bepalen helling van de palen onder de steiger	77
8.5.2	Opname horizontale kracht middels passieve gronddruk	79
8.6	Combinatiewand en waterzijdige kraanbaan	80
8.6.1	Dragende elementen in de combinatiewand	80
8.6.2	Kerende elementen in de combinatiewand	81
8.6.3	Berekening buispalen	82

9	Afmeerconstructie	85
9.1	Algemeen	85
9.2	Berekening van de op te nemen kinetische energie	86
9.3	Mogelijkheden om de kinetische energie op te nemen	91
9.3.1	Onafhankelijke constructies	91
9.3.2	Geïntegreerde afmeerconstructies	93
9.3.3	Fenders	94
9.4	Berekening variant m.b.t. afmeerconstructies	97
9.4.1	Conclusies ten aanzien van onafhankelijke paalconstructies zonder fender	97
9.4.2	Conclusie ten aanzien van onafhankelijke paalconstructies met fender	97
9.4.3	Conclusies ten aanzien van in de steiger opgenomen afmeerconstructies (paal + fender)	99
9.4.4	Conclusies ten aanzien van in de steiger opgenomen afmeerconstructie (alleen fender)	100
9.5	Keuze afmeerconstructie	101
9.6	De h.o.h.- afstand van de afmeerconstructie	102

10	Uitvoering	104
10.1	Inleiding	104
10.2	Te verrichten werkzaamheden	104
10.2.1	Sloopwerkzaamheden	104
10.2.2	Aanvoer van materialen	105
10.2.3	Onderbouw	107
10.2.4	Baggerwerkzaamheden	108
10.2.5	Bovenbouw	108
10.3	Relatieschema met betrekking tot uitvoering	110

Literatuur 111

BIJLAGEN

Bijlage I	Computerprogramma's
Bijlage II	Berekeningen
Bijlage III	Boringen en sonderingen

SAMENVATTING

Als voorstudie van dit rapport is een algemeen onderzoek gedaan naar het renoveren van kademuren uitmondend in het rapport met als titel "Renovatie kademuren nog steeds in ontwikkeling". Hierin is de ontwikkeling van de kademuurstructies in een aantal havens beschreven. Tevens is hierin een overzicht gegeven van renovaties van kademuren in verschillende havens.

In dit rapport staat de renovatie beschreven van een 350 meter lange kade, aan pier 6 zuidzijde in de Waalhaven (Rotterdam). Deze kade, gebouwd in 1958 bestaat uit een ontlastvloer (daarboven een kraanrails) en een kerende damwand. De waterdiepte voor de kade is NAP - 4.15 meter.

Unitcentre, een containerstuwadoor gevestigd aan pier 7, wil wegens toename in haar overslag ook van deze pier gebruik gaan maken.

In een (deel)studie met als titel "Simulatiemodel van de Containerterminal Unitcentre in de Waalhaven te Rotterdam" is ten aanzien van deze uitbreiding onderzoek verricht. Dit onderzoek omvatte het bepalen van de optimale verdeling van te behandelen schepen over de pieren 6 en 7. De te behandelen schepen aan pier 6 zuidzijde resulteert in een contractdiepte voor de kade van NAP - 14.15 meter en een constructiediepte van NAP - 15.15 meter. Bovendien zullen zwaardere kranen (portainers) met een railafstand van 20 meter de containerschepen gaan lossen.

Ten eerste is een controleberekening uitgevoerd om inzicht te krijgen, in hoeverre de bestaande landzijdige kraanbaan en de bestaande ontlastvloer (met waterzijdige kraanbaan) de grotere bovenbelasting (kraanbelasting en containerbelasting) op konden nemen. De conclusie hiervan is, dat zowel de landzijdige kraanbalk als de fundering van de ontlastvloer en de ontlastvloer zelf niet in staat zijn om de grotere belastingen op te kunnen nemen.

Vervolgens zijn er alternatieven gegenereerd om de noodzakelijke grotere kerende hoogte te bewerkstelligen en de grotere horizontale en verticale krachten op te vangen.

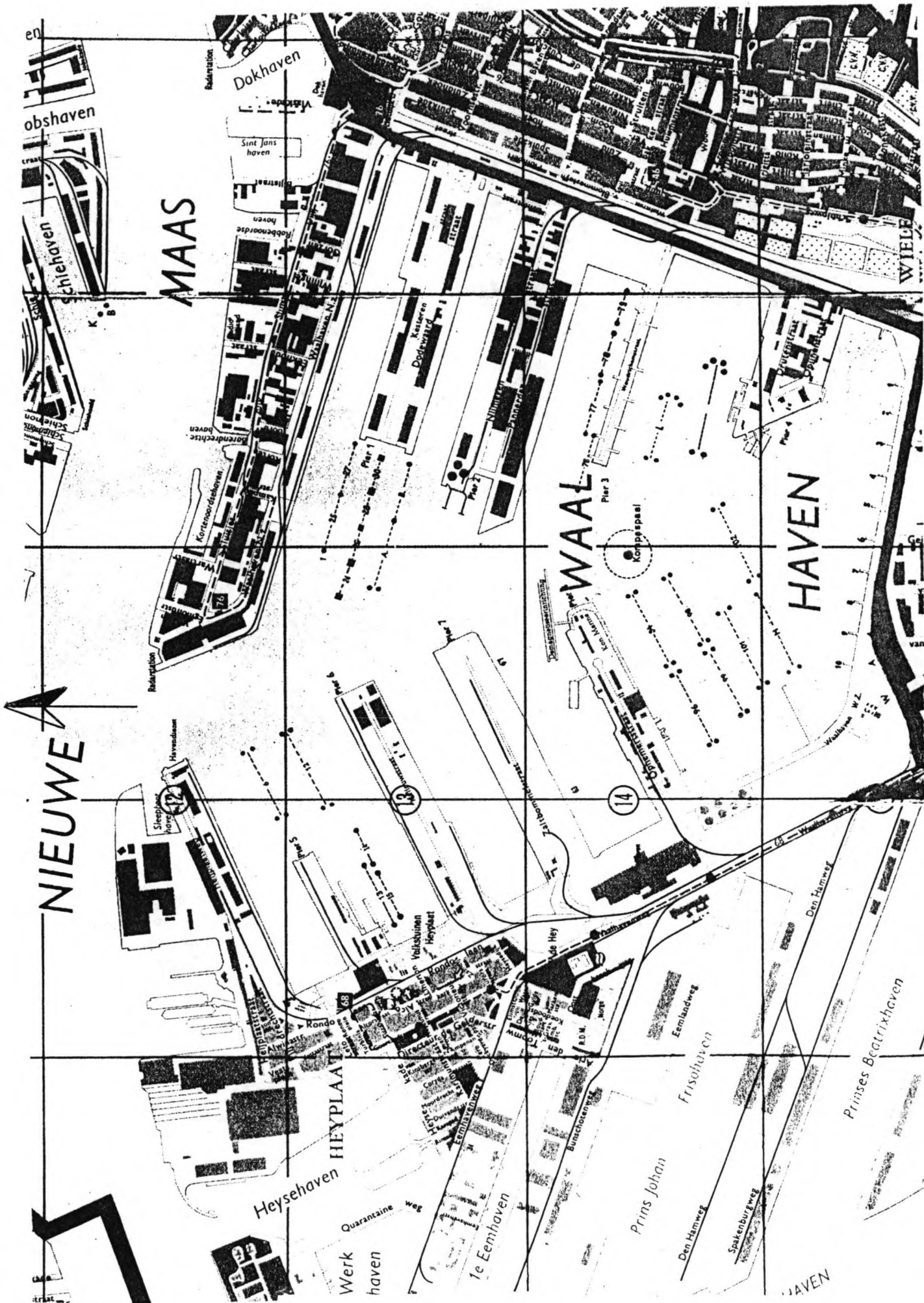
Na afweging en toetsing van de verschillende alternatieven is gekozen voor een steigerconstructie. Hierbij zal de bestaande ontlastvloer zijn kerende functie tot NAP - 4.15 meter behouden (ontgraven is niet relevant). Door een aanpassing van de fundering van de ontlastvloer is het mogelijk de toekomstige landzijdige kraanbaan boven de ontlastvloer aan te brengen en de grotere verticale belastingen op te nemen. Deze aanpassing omvat het heien van een

extra rij betonpalen 450 * 450 mm op een afstand van twee meter achter de achterste rij palen. De vloerplaat zal in dit gebied gesloopt worden, waarna de extra rij palen in de vloerplaat opgenomen zal worden.

Om de noodzakelijke grotere kerende hoogte te bewerkstelligen zal vanaf huidige damwand tot de plaats van een tweede kerende wand een talud 1:3 aangebracht/gebaggerd worden. De plaats van deze tweede kering voor de huidige kering is zodanig gekozen, dat deze kering zowel het nog resterende niveauverschil (6.15 meter) als de verticale belastingen van de nieuwe waterzijdige kraanbaan opvangt. Deze kering is daartoe uitgevoerd als een combinatie wand (buispalen en tussenplanken). De buispalen hebben een diameter van 1016 mm, een wanddikte van 14.2 mm en staan h.o.h. 2.50 meter, ingeheid tot op een diepte van NAP - 20.00 meter. Als tussenplanken zijn drievoudige Larssen II s E24 SP gekozen, die op een niveau van NAP - 9.00 meter afgebrand worden. Door de nu beperkte kering zijn de horizontale af te dragen (anker)-krachten aanzienlijk gereduceerd.

Het talud wordt overbrugd door een steiger met een breedte van 18 meter. Met behulp van invloedslijnen is het palenstramien onder de steiger bepaald (2.75 meter in de dwarsrichting en 6 meter in de langsrichting). Voor deze palen zijn betonnen palen 450 * 450 mm gekozen. Zij worden ingeheid tot op een diepte van NAP -22.00 meter. Op deze palen liggen poeren in verband met het opvangen van heionnauwkeurigheden. Op deze poeren liggen in langs- en dwarsrichting van de steiger doorlopende gewapend betonnen liggers (h_e = 1000 mm, b = 500 mm). Over deze langsliggers liggen in dwarsrichting prefabplaten met een dikte van 600 mm die het steigerdek vormen.

De afmeerconstructie bestaat uit een fendersysteem. De lambda-vormige fender met een hoogte van 1000 mm is bevestigd aan de steiger, ter plaatse van een dwarsligger. De h.o.h.-afstand van deze afmeerconstructies bedraagt 6 meter.



figuur 1.1 Locatie

I INLEIDING

Na het rapport, inhoudende een literatuuronderzoek met betrekking tot de ontwikkeling van de kademuurconstructies en hun verschillende renovatie/aanpassingsmethoden, plaatsgevonden in enkele belangrijke havens, volgt hierop aansluitend rapport.

In maart 1985 is door het Gemeentelijk Havenbedrijf Rotterdam het Kaderplan Herstructurering Oude Havens opgesteld (lit. 1), waarin men pleit voor herstructurering en optimaal gebruik van de kaden in de oude havens. Dit om toekomstige ontwikkelingen op te kunnen vangen en de concurrentiepositie ten opzichte van andere, c.q. buitenlandse havens te versterken.

Nadat is vastgesteld dat een kade niet aan de toekomstige eisen kan voldoen, kan deze als alternatief voor nieuwbouw, gerenoveerd/aangepast worden.

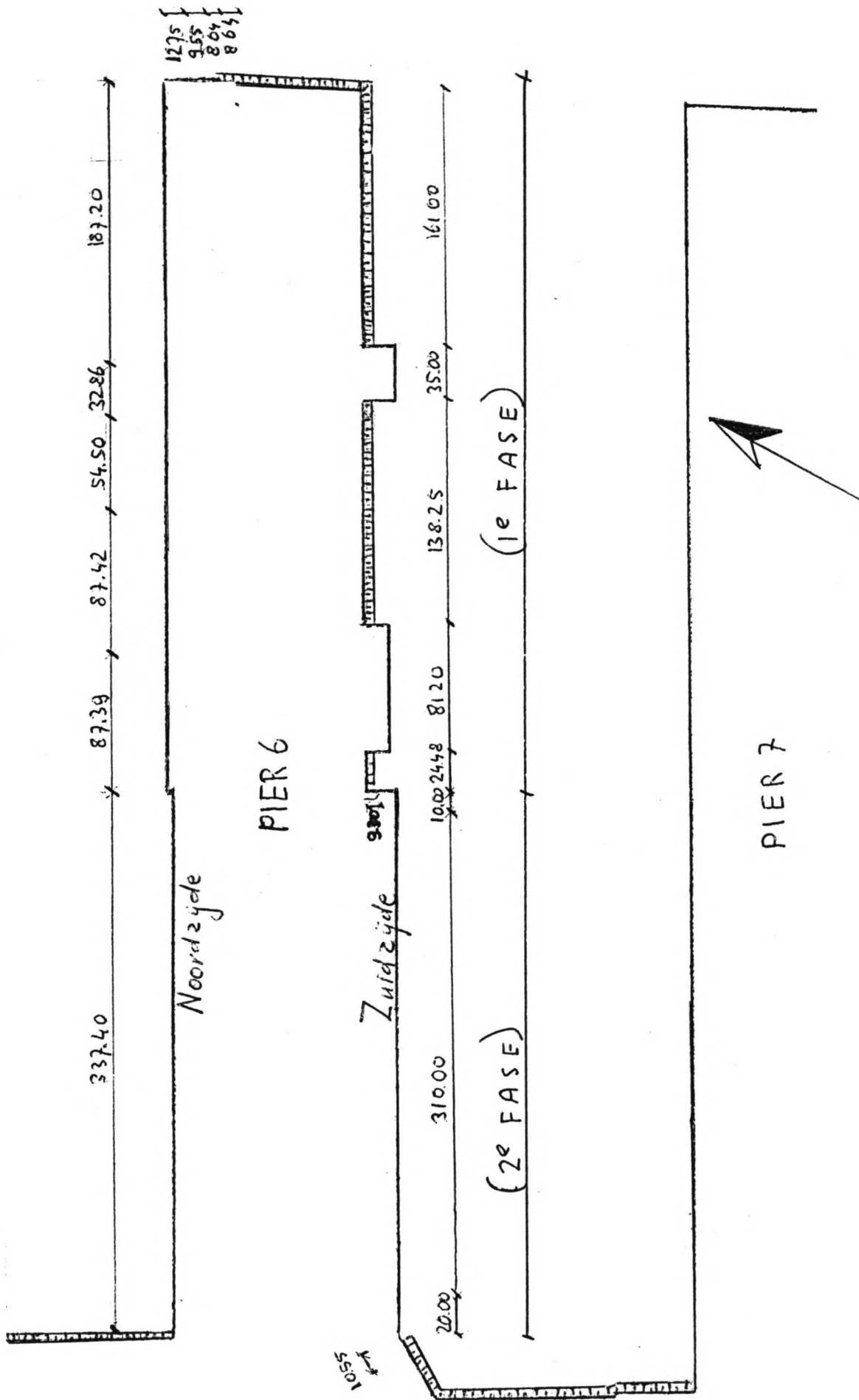
De doelstelling van dit rapport is, een ontwerp op te stellen voor een te renoveren/aan te passen kade waarvan de locatie is gegeven in paragraaf 1.2. Hoe het probleem is afgebakend en welke uitgangspunten en randvoorwaarden zijn gehanteerd, is vermeld in hoofdstuk 2. In hoofdstuk 3 worden verdere gegevens met betrekking tot de renovatie locatie en de te renoveren constructie gegeven, waarna in hoofdstuk 4 de toekomstige eisen, die aan de kadeconstructie gesteld worden besproken worden. In hoofdstuk 5 wordt bepaald of de oude kadeconstructie aan de toekomstige eisen kan voldoen, waarna in hoofdstuk 6 mogelijke ontwerp-alternatieven gegeven worden om aan deze eisen te kunnen voldoen. In dit hoofdstuk wordt een keuze hieruit gedaan, waarna in hoofdstuk 7 met deze gekozen oplossing verder bekeken wordt en varianten hierbij onderscheiden worden.

Bij dit rapport is een deel met bijlagen toegevoegd. Deze bevat onder andere berekeningen. In dit rapport zal waar nodig verwezen worden naar deze berekeningen.

Tijdens de eerste fase van het afstudeerwerk, de fase waarin een simulatiemodel is opgesteld ten behoeve van het behandelen van een (groter) aantal schepen in de toekomst door de containerstuwadoor Unitcentre is kennisgemaakt met de locatie pier 6/pier 7 in de Waalhaven te Rotterdam (zie figuur 1.1).

Unitcentre gaat binnenkort naast pier 7 ook containers overslaan aan pier 6 zuidzijde, en deze kade zal daarvoor aangepast moeten worden.

Daar deze locatie dus bekend is en renovatie c.q. aanpassing op deze locatie een reëel probleem is, is deze locatie als renovatie locatie gekozen.



figuur 2.1 Waalhaven pier 6 1e fase/ 2e fase

2 VOORONDERZOEK

Voordat men begint met het ontwerpen en dimensioneren van een (nieuwe) constructie, zal eerst een duidelijk inzicht verkregen moeten worden omtrent de aard en grootte van het op te lossen probleem (par 2.1).

Vervolgens zal nadat het probleem is geanalyseerd een probleemstelling geformuleerd worden (par 2.2).

Hierna zal de doelstelling van het verrichte onderzoek geformuleerd worden (par 2.3), waarbij in de daarop volgende paragrafen weergegeven is, van welke uitgangspunten we bij het onderzoek zijn uitgegaan (par 2.4), en welke randvoorwaarden bij dit onderzoek zijn gehanteerd (par 2.5).

Tot slot is de gevolgde werkmethode gegeven (par 2.6)

2.1 Probleemanalyse

Het containeroverslagbedrijf Unitcentre, dat thans gevestigd is op pier 7 in de Waalhaven te Rotterdam, gaat uitbreiden en zal daarvoor extra kadefaciliteiten op pier 6 in gebruik nemen. Hierbij zullen de schepen aan pier 6 zuidzijde behandeld gaan worden.

De huidige situatie van pier 6 wordt in het volgende hoofdstuk beschreven, en het zal blijken dat er het nodige dient te gebeuren, willen de in de toekomst arriverende schepen behandeld kunnen worden. Eisen als grotere waterdiepte voor de kade en dus een grotere kerende hoogte en de hieruit volgende grotere horizontale belasting, grotere kadebelasting door pootdrukken van de portainers en containeropslag zijn te verwachten.

Unitcentre zal in eerste instantie een kade (zie figuur 2.1) in gebruik nemen met een netto ligplaatslengte van van 410 meter aan het einde van pier 6 zuidzijde (uitbreiding 1e fase).

In tweede instantie zal bij continuerende overslagtoename in de toekomst, deze kade verder uitgebreid worden (uitbreiding 2e fase), zodat een kade met een totale netto ligplaatslengte van ± 750 meter aan pier 6 zuidzijde ontstaat.

Zoals uit de beschrijving van de huidige situatie van pier 6 zuidzijde zal blijken (hoofdstuk 3), is er voornamelijk bij de uitbreiding 2e fase sprake van renovatie/aanpassingsaspecten. De uitbreiding 1e fase kan als nieuwbouw opgevat worden.

We bekijken dan ook de problemen, die opgelost moeten worden bij uitbreiding 2e fase.

Vermeld dient te worden, dat men in januari 1988 met de uitbreiding 1e fase is aangevangen, en het werk aan Van Hattum en Blankevoort (Werkmaatschappij van Volker Stevin) is gegund.

2.2 Probleemstelling

De huidige kadeconstructie van pier 6 zuidzijde in de Waalhaven te Rotterdam zal bij de uitbreiding 2e fase van containerstuwadoor Unitcentre gerenoveerd/aangepast dienen te worden om aan de toekomstige eisen te voldoen.

2.3 Doelstelling

De doelstelling van dit rapport is, een ontwerp te maken voor de te renoveren kade van pier 6 z.z. in de Waalhaven te Rotterdam en om het begrip renovatie bij kadeconstructies als een vertrouwder alternatief in plaats van nieuwbouw te introduceren.

2.4 Uitgangspunten

Bij het opstellen van het ontwerp voor de uitbreiding 2e fase wordt van de volgende punten uitgegaan:

Er wordt getracht bij de nieuwe constructie zo veel mogelijk gebruik te maken van de bestaande constructie. Dit om aan te geven dat volledig nieuwbouw niet altijd het beste is.

Omdat de 2e fase een aanpassing van een bestaande constructie is en de 1e fase volledig nieuwbouw, is de in dit rapport te ontwerpen 2e fase bepalend voor de aansluiting op de 1e fase. De logische volgorde van ontwerpen is dus eerst de 2e fase en vervolgens de 1e fase hierop te laten aansluiten. Echter tijdens het maken van ons ontwerp is de 1e fase door Gemeentewerken Rotterdam ontworpen en aanbesteed. Op dit moment staat de plaats van de 1e fase al wel vast en zou de 2e fase hierop moeten aansluiten. De ontwerpstrategie is dus precies omgekeerd geworden. Om toch uit te blijven gaan van de logische ontwerpvolgorde, is bij het ontwerpen van de 2e fase niet uitgegaan van de al ontworpen 1e fase. De reden hiervoor is dat de ontwerpmogelijkheden wel erg beperkt

zouden worden.

Bij het ontwerpen van de 2e fase wordt uitgegaan van de eisen zoals die in hoofdstuk 4 staan vermeld. Deze zijn opgesteld door Gemeentewerken Rotterdam in samenspraak met de toekomstige gebruiker Unitcentre.

Er wordt uitgegaan van de boor- en sondeerwaarden zoals die door de Dienst Gemeentewerken Rotterdam zijn verstrekt.

2.5 Randvoorwaarden

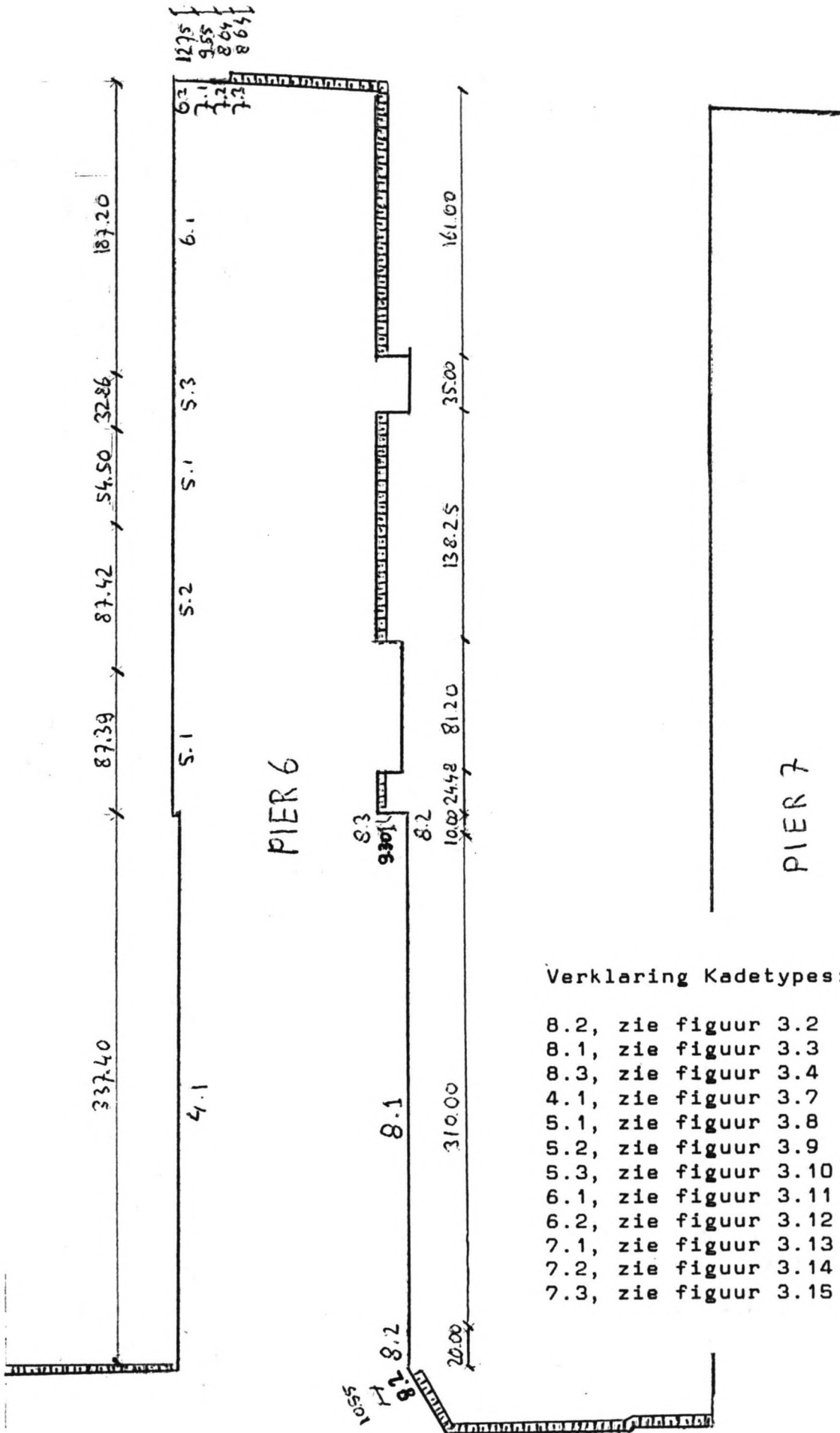
Bij het opstellen van het ontwerp zijn de volgende randvoorwaarden gehanteerd:

- Het ontwerp beperkt zich tot de uitbreiding 2e fase;

2.6 Werkmethode

Om de in paragraaf 2.3 genoemde doelstelling na te streven en deze te volbrengen, rekening houdend met de uitgangspunten en randvoorwaarden, zal als volgt te werk worden gegaan:

- Nadat eerst het probleem duidelijk geschetst is, en bekend is wat de randvoorwaarden en de uitgangspunten zijn, zal de huidige situatie van de renovatie locatie nader bekeken en onderzocht worden. Dit onderzoek strekt zich uit over de thans al aanwezige kadeconstructie. Aspecten als bodemsamenstelling en sondering zullen ook beschouwd worden.
- Vervolgens worden de eisen opgesteld waaraan het ontwerp dient te voldoen en zal in eerste instantie gekeken worden of de huidige constructie aan deze eisen kan voldoen.
- Het zal blijken dat de constructie niet voldoet, zodat er worden ontwerp-alternatieven opgesteld om aan de gestelde eisen te kunnen voldoen. Deze alternatieven zullen op basis van de vele criteria tegen elkaar afgewogen worden en zullen uiteindelijk een of meerdere ontwerpen uit gekozen worden, waarbij eventueel nog aspecten als kosten, planning van uitvoering ter sprake komen.



figuur 3.1 Plattegrond pier 6

3 HUIDIGE SITUATIE

3.1 Algemeen

Pier 6 heeft een lengte van 790 meter, en een breedte variërend van ongeveer 140 meter aan het worteleind tot ongeveer 125 meter ter plaatse van het uiteinde van de pier.

De pier is over de eerste helft (bekeken vanaf het worteleind) in gebruik geweest t.b.v. erts- en metaalover- en opslag (Hollandia). De tweede helft is gebruikt voor hout op- en overslag (Muller-Thompson).

De pier bestaat uit kaden die in verschillende perioden gebouwd zijn en als zodanig een groot aantal verschillende kademuurconstructies ten toon spreidt. Er komen kadeconstructies voor variërend van caissonconstructies tot ontlastvloeren. Over een deel van de pier aan de zuidzijde (z.z) ontbreekt zelfs een kadeconstructie en is slechts een talud aanwezig (voor overzicht van pier 6 zie plattegrond op figuur 3.1). Een beschrijving van de verschillende kademuurtypen wordt in de volgende paragraaf gegeven.

3.2 Beschrijving kadeconstructies locatie

3.2.1 Pier 6 zuidzijde (z.z)

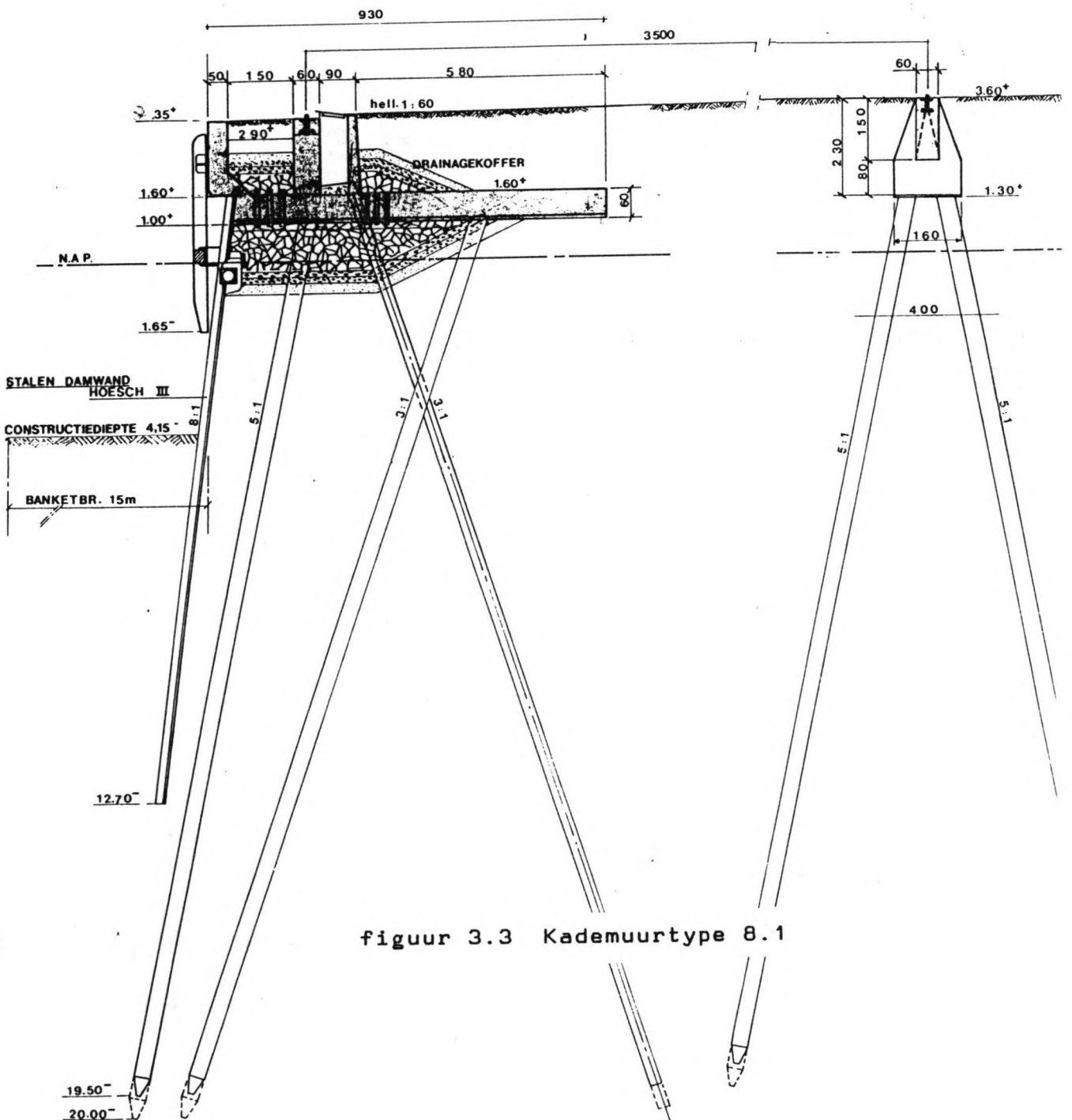
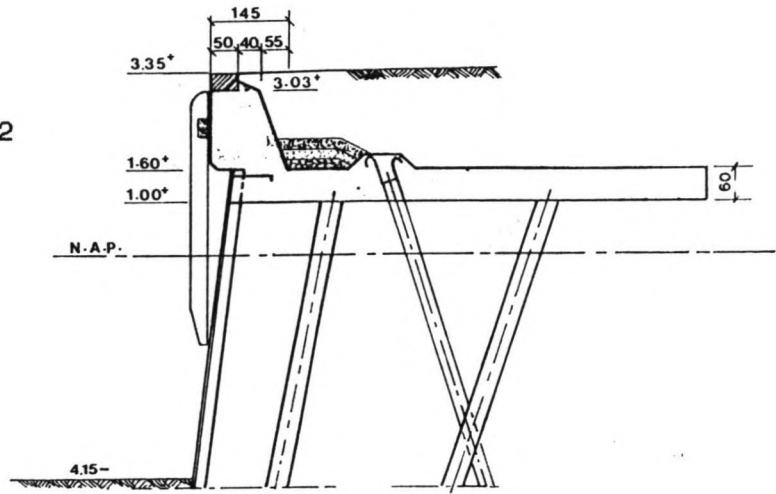
De overgang van het talud tussen pier 6 en pier 7 naar de kade van pier 6 z.z is geconstrueerd als in figuur 3.2 met kademuurtype 8.2 is weergegeven. De typenummering is afkomstig van de Dienst van Gemeentewerken Rotterdam, zoals die daar gebruikt wordt in het Kademuurboek.

Dit Type 8.2, zich uitstrekkend over een lengte van 30.55 meter, bestaat uit een ontlastvloer met een dikte van 0.60 meter en een breedte van 8.90 meter. Deze ontlastvloer heeft ter plaatse van de verankering van de trekpaal een dikte van ongeveer 0.80 meter. De bovenzijde van deze ontlastvloer ligt op NAP +1.60 m en hierop is aan de waterzijde/voorkant een kademuurconstructie gebouwd, waarvan de bovenkant op NAP +3.35 m ligt. Tegen deze kademuurconstructie is een houten remmingwerk geplaatst dat zich uitstrekt van NAP + 3.03 m tot NAP -1.65 m.

Tegen de voorkant van de ontlastvloer en onder de erboven gelegen opbouw bevindt zich een dragende stalen damwand. De bovenzijde van de damwand (Hoesch III) is aan de vloerplaat verankerd en bevindt zich op NAP + 1.60 m. De onderkant bevindt zich op NAP - 12.70 m. Deze damwand staat onder een helling van 8:1.

De fundatie van de ontlastvloer bestaat uit stalen Peiner Psp 30 trekpalen en betonnen drukpalen. De Peiner palen

figuur 3.2 Kademuurtype 8.2



figuur 3.3 Kademuurtype 8.1

staan h.o.h. 1.80 meter en staan onder een helling van 3:1 en reiken tot NAP - 20.00 m. De voorste rij betonpalen (400*400 mm²) staat onder een helling van 5:1. De achterste rij betonpalen staat onder een helling van 3:1 en ondersteund de ontlastvloer ongeveer 3 meter van de achterkant. Alle betonpalen reiken tot een diepte van NAP - 20.00 m.

Een drainagekoffer bevindt zich op de ontlastvloer direct achter de op de ontlastvloer gebouwde opbouw.

Aansluitend aan dit kadedeel volgt een kadedeel met een lengte van 310.00 meter dat uitgevoerd is zoals in figuur 3.3 met het type 8.1 is weergegeven. Dit type komt in grote lijnen met type 8.2 overeen maar enkele verschillen zijn aan te geven, te weten:

De op de ontlastvloer gebouwde opbouw verschilt van die van type 8.2 en heeft een minder massief karakter.

De aanwezigheid van kraanrails. Deze rails, h.o.h. 35.00 meter bestaat uit een waterzijdige kraanrail boven de rij steile betonpalen (5:1) en een landzijdige kraanrail die zijn belasting af kan dragen aan een bokconstructie. Deze bokconstructie bestaat uit een betonnen console, opgelegd op onder een helling (5:1) staande betonpalen. Deze palen (400*400 mm²) reiken tot een diepte van NAP - 20.00 m.

De wrijfstijlen voeren de belasting ook af naar de damwand.

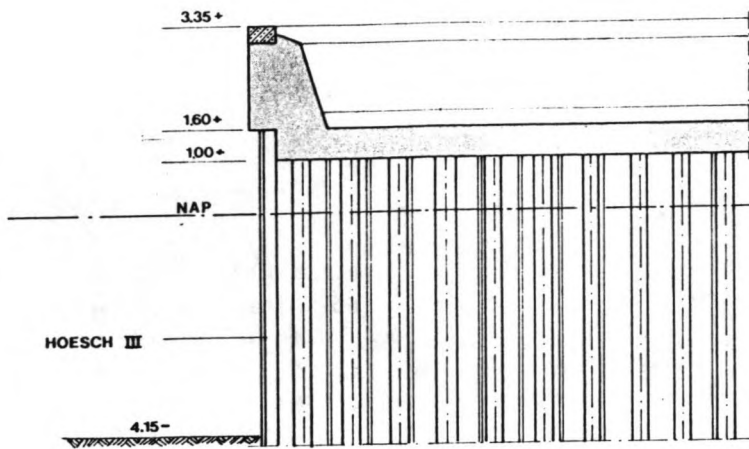
De drainagekoffer is uitgebreid tot onder de ontlastvloer.

Na dit kadedeel is de kade over een lengte van 10.00 meter weer als type 8.2 uitgevoerd, waarna in de inham (340 meter vanaf het worteleind) een kadedeel over een lengte van 9.30 meter is uitgevoerd zoals in figuur 3.4 met type 8.3 is weergegeven.

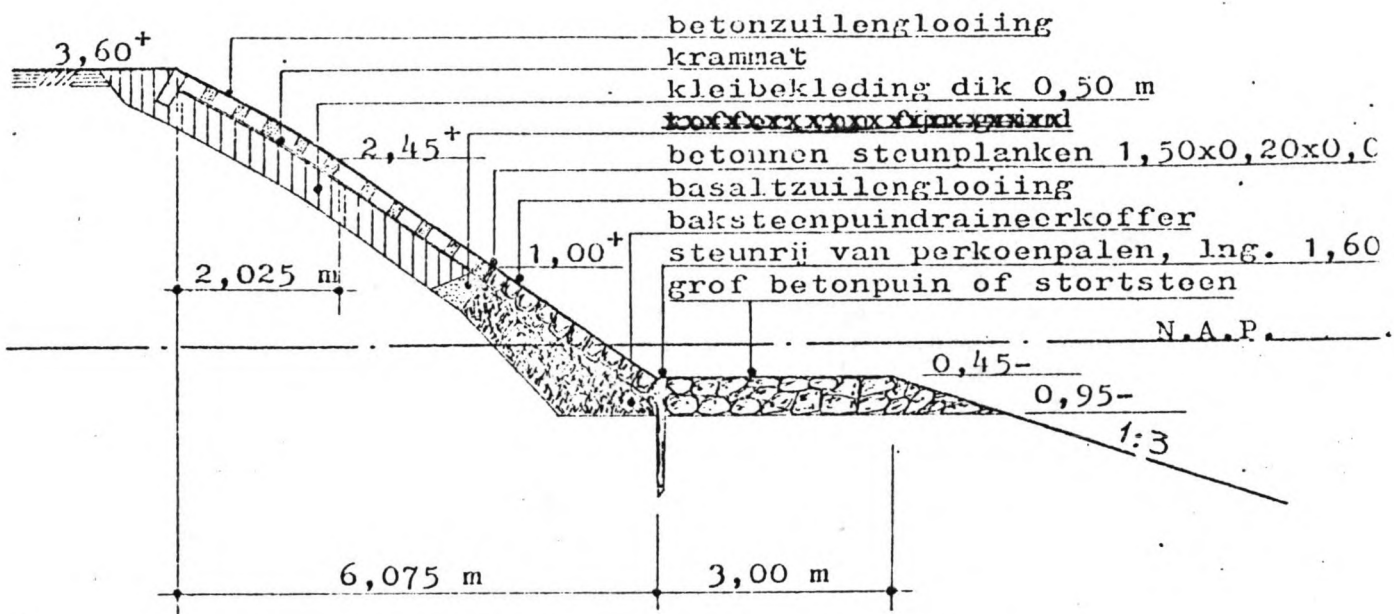
De schoorpalen ontbreken hier (geen of weinig horizontale belasting). De ontlastvloer met een dikte van 0.60 meter en de hierop gebouwde kademuurconstructie wordt ondersteund door een dragende stalen damwand (Hoesch III) en verticale betonpalen. De damwand strekt zich uit van NAP + 1.60 m tot NAP - 12.70 m en de betonpalen reiken van NAP + 1.00 m tot NAP - 20.00 m.

Het uiteinde van pier 6 z.z. bestaat verder uit talud (zie figuur 3.5). De bestaande contractdiepte is hier hetzelfde als bij de voorgaande typen nl. NAP - 4.15 m, waarbij het talud trapsgewijs oploopt tot een niveau van NAP + 3.60 m. Aan de kop van de pier is slechts een talud (zie figuur 3.6)

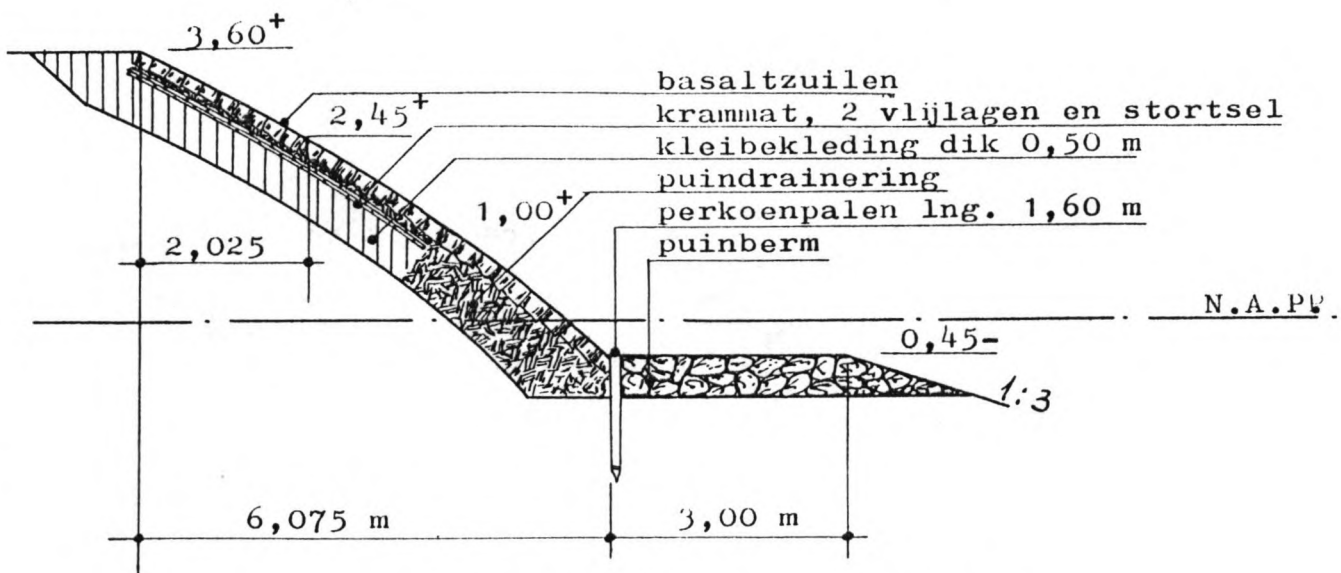
Bij wijze van volledigheid en oriëntatie worden de overige kademuur typen op pier 6 bekeken.



figuur 3.4 Kademuurtype 8.3



figuur 3.5 Talud pier 6 (z.z.)



figuur 3.6 Talud pier 6 (kop)

3.2.2 Pier 6 noordzijde (n.z.)

Hierbij valt direct op dat de constructies aan de noordzijde van de pier ouder zijn en de diepte voor de kade groter is (constructiediepte is NAP - 10.65 m).

Te beginnen bij het worteleind van pier 6 n.z. is over een lengte van 337.40 meter een kadeconstructie gebouwd, zoals in bijgaande figuur 3.7 met type 4.1 is weergegeven. Het is een caissonmuur van het oude type, nl. met schuinstaande wanden. De bovenkant van de caisson ligt op NAP en de onderkant ligt op NAP - 11.65 m. De caisson heeft een basis van 11.50 meter. De bovenzijde van de opbouw ligt op NAP + 3.35 m. De stoot- en bolderkrachten worden via een gecombineerde bolder/fender constructie via consoles op de kade overgebracht, waarbij de trekkrachten via achterwaartse verankering (h.o.h. 13.00 m) worden opgenomen.

Aansluitend aan dit kadedeel volgt een kadedeel met een lengte van 87.39 meter dat uitgevoerd is zoals in figuur 3.8 met type 5.1 is weergegeven. Het is een caissonmuur van het vernieuwde type, (verticale wanden) waarbij de basis en hoogte van de de caisson groter zijn. De grindkoffer heeft grotere afmetingen dan bij het oude type en hier is ook achterwaartse verankering aanwezig. De wrijfstijlen zijn direct tegen de kademuur gebouwd.

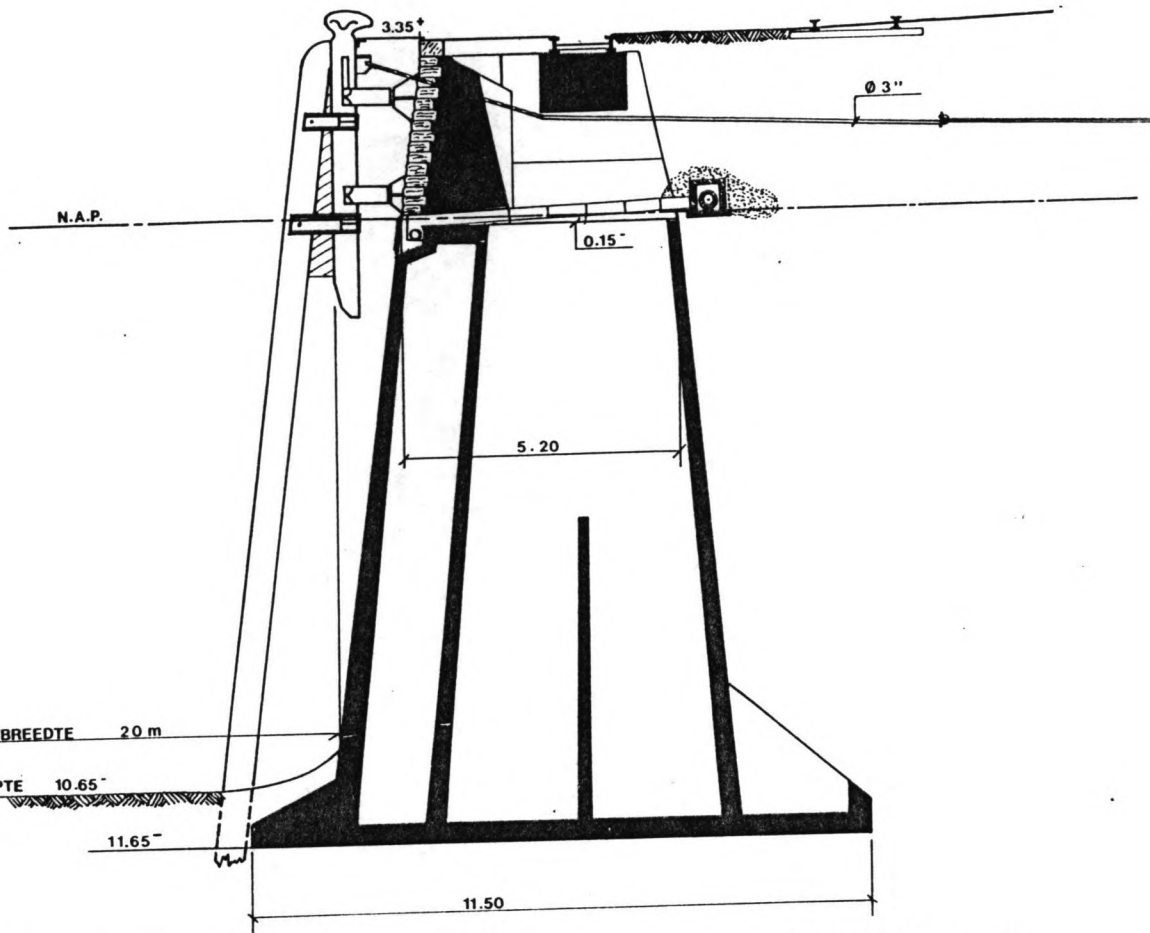
Na dit kadegedeelte volgt een deel met een lengte van 87.42 meter dat uitgevoerd is, zoals in figuur 3.9 met type 5.2 is weergegeven. De rail ontbreekt en de constructie is als zodanig ter plaatse hiervan gewijzigd. Verdere details zijn hetzelfde als bij type 5.1.

Aansluitend op dit volgt een kadedeel met een lengte van 54.50 meter dat weer als type 5.1 uitgevoerd is, waarna een kadedeel van 32.86 meter volgens type 5.3 (zie figuur 3.10) volgt. Hierbij is de grindkoffer en een caissonwand in horizontaalvlak uitgebreid.

Als laatste kadedeel aan de noordzijde volgt een deel met een lengte van 187.20 meter wat uitgevoerd is volgens type 6.1 (zie figuur 3.11).

Het is een ontlastvloer waarvan de bovenzijde op N.A.P.- 1.40 m. ligt dus te allen tijde onder water ligt. Bij de bouw ervan is een volledige grondverbetering aangebracht. De damwand bestaat uit een scherm van gewapend betonpalen, die zowel een zandkerende als een dragende functie hebben. De betonpalen onder de ontlastvloer en de gewapend betonpalen reiken allen van 2.00 m. tot 19.00 m. N.A.P.

Wat opvalt is de breedte van de vloerplaat (12.75 m.) ten



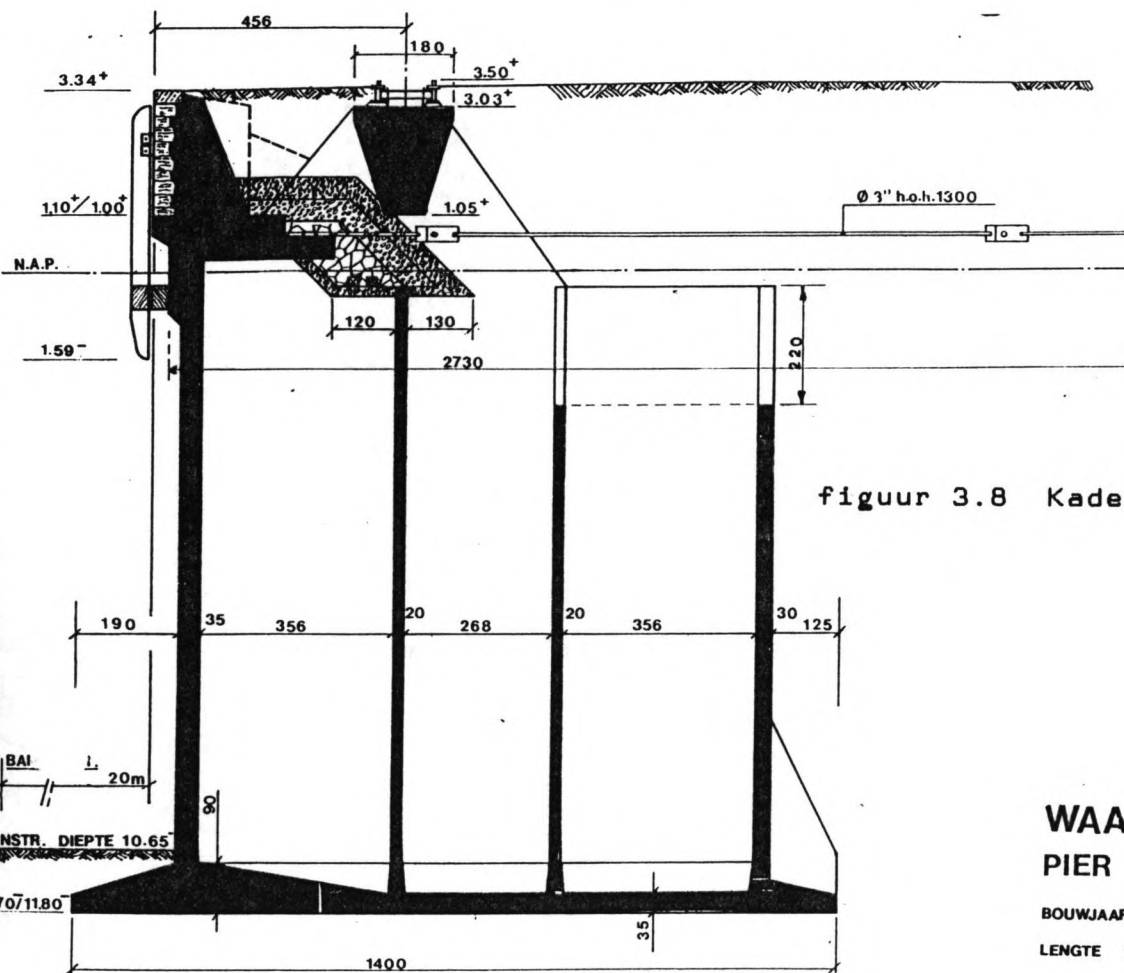
figuur 3.7 Kademuurtype 4.1.

**WAALHAVEN
PIER 6 N. Z.**

GRONDVERBETERING

BOUWJAAR 1915 - 1916

LENGTE 337.40 m



figuur 3.8 Kademuurtype 5.1

**WAALHAVEN
PIER 6 N. Z.**

BOUWJAAR 1952 - 1953

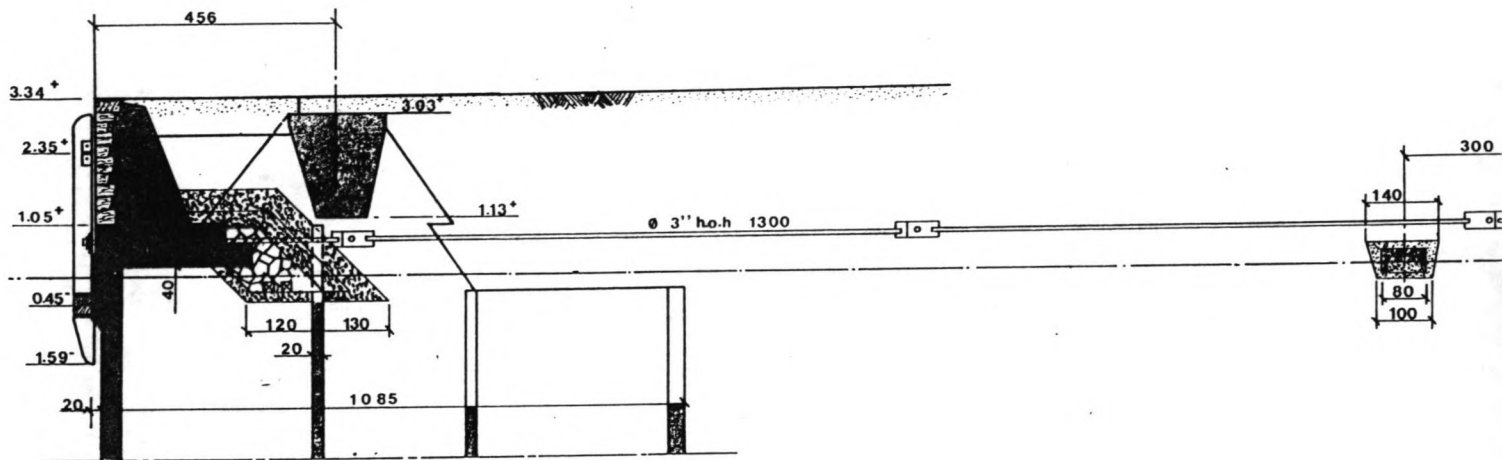
LENGTE 87.39 m

WAALHAVEN PIER 6 N.Z.

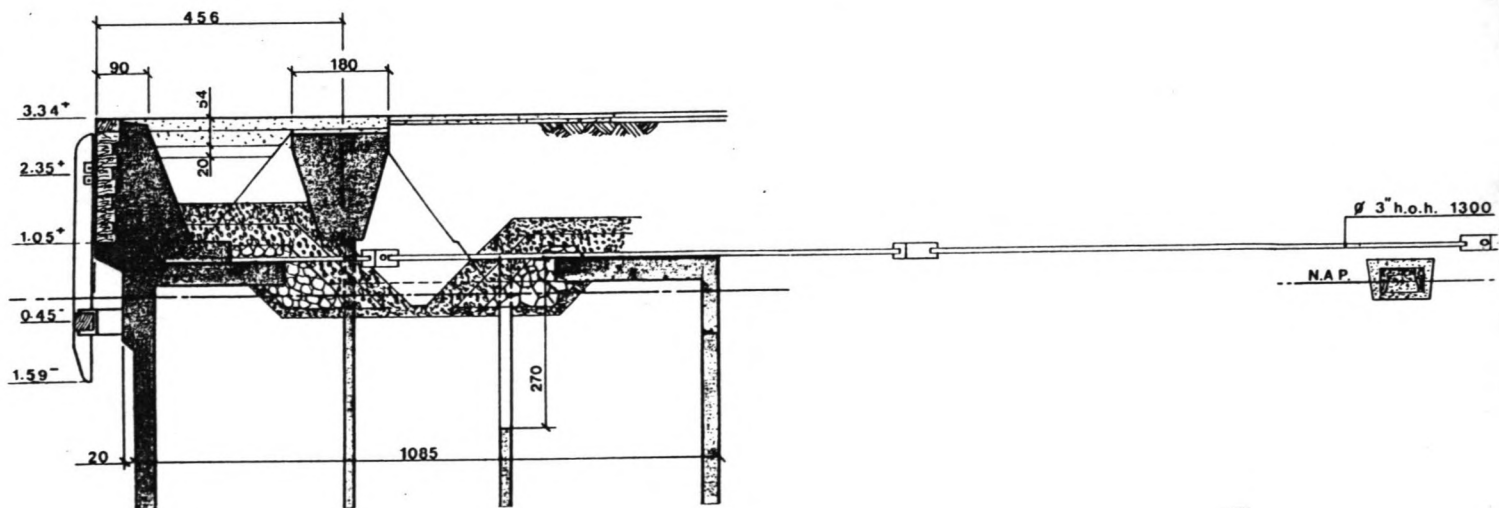
BOUWJAAR 1952-1953

LENGTE 87.42 m¹

LENGTE 32.86 m¹



figuur 3.9 Kademuurtype 5.2



figuur 3.10 Kademuurtype 5.3

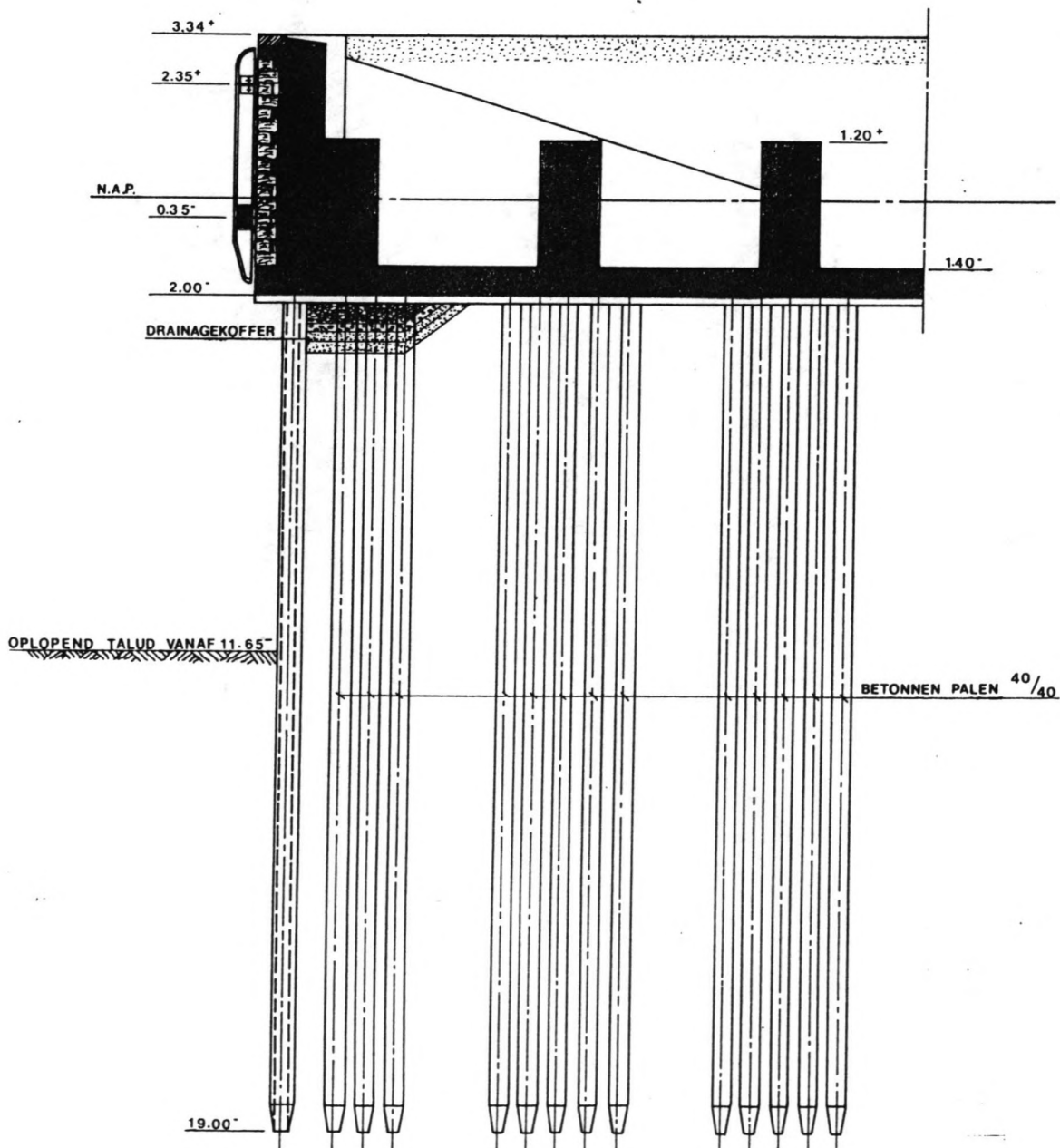
WAALHAVEN

PIER 6 N. Z.

BOUWJAAR 1955-1956

LENGTE 1275

figuur 3.12 Kademuurtype 6.2

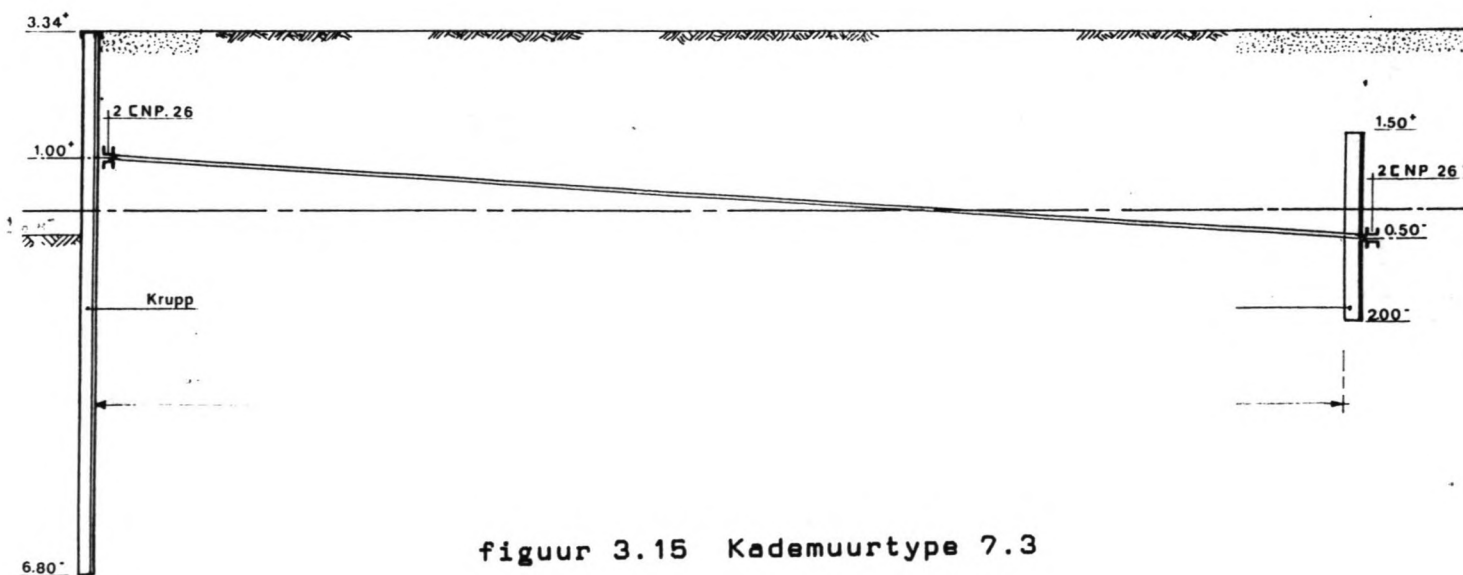


opzichte van die van type 8.1 t/m 8.3 (6.30 m.)

De constructies 6.2 (zie figuur 3.12), en 7.1 t/m 7.3 vormen tezamen een vleugel van de daadwerkelijke kade aan pier 6 n.z.

Type 6.2 evenals type 6.1 een ontlastvloer op palen en onderscheidt zich van type 6.1 door het ontbreken van schoorpalen. Verder is de drainagekoffer iets minder uitgebreid en verschilt de opbouw op de ontlastvloer.

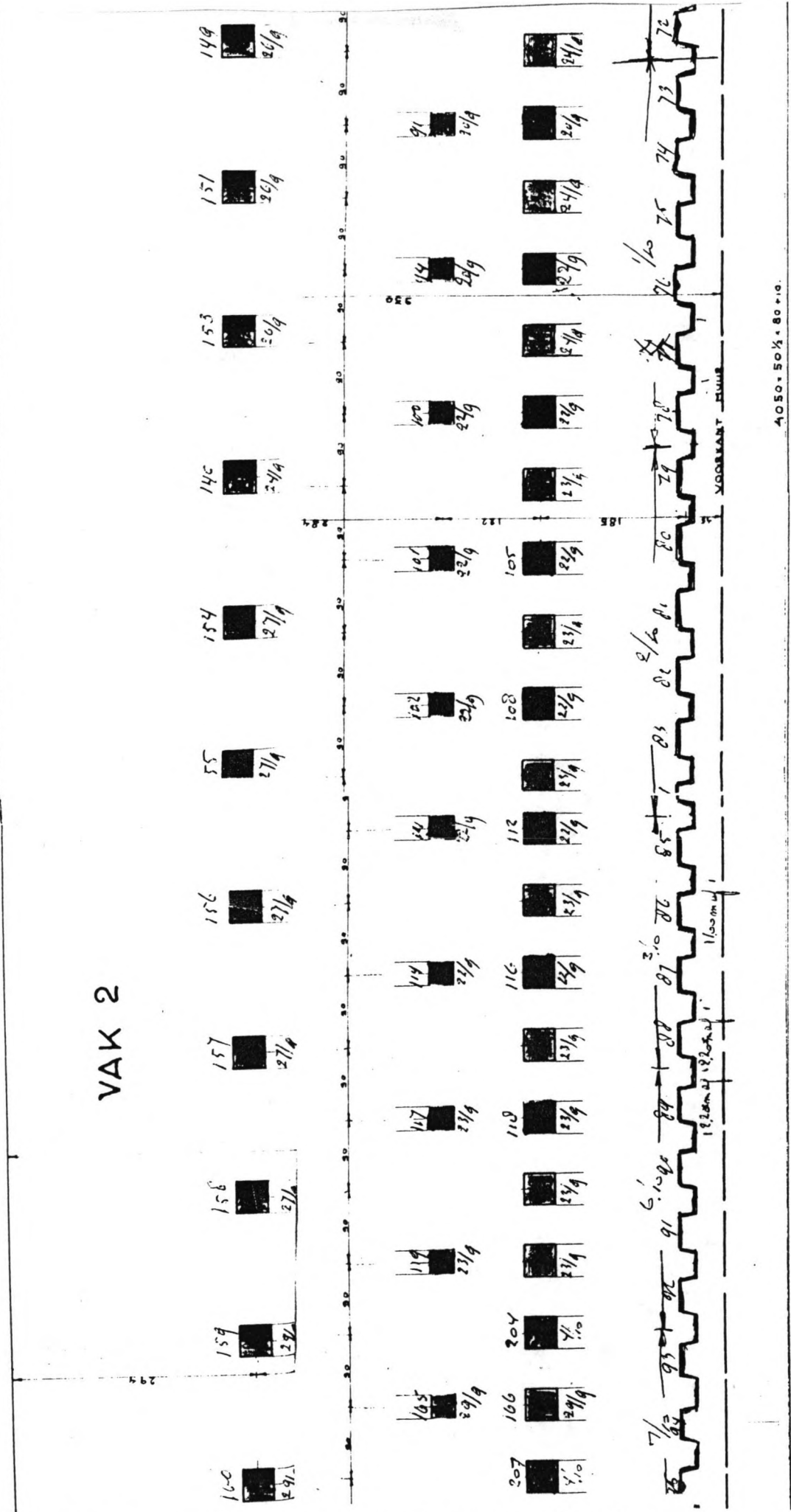
Type 7.1 t/m 7.3 bestaan uit verankerde wanden, waarbij type 7.1 (zie figuur 3.13) zwaarder is uitgevoerd dan de typen 7.2 (figuur 3.14) en 7.3 (figuur 3.15). De verankerde wand bij type 7.1 dient dan ook een grotere kerende hoogte op te vangen en wordt zwaarder belast. De grote ankerkracht vereist een grotere ankerwand en de ankerkracht wordt via Peiner stalen palen overgebracht. Bij de typen 7.1 t/m 7.3 zijn Krupp damwandplanken toegepast, bij type 7.1 ook Peiner palen.



figuur 3.15 Kademuurtype 7.3

PAALPUNTEN 20,00

VAK 2



figuur 3.16 Plattegrond van gedeelte van het palenplan

3.3 Fundering te renoveren deel van de locatie

Het kadetype dat gerenoveerd (aangepast voor nieuwe eisen) moet worden is dat van type 8.1 (aan het worteleind van de pier aan de zuidzijde). In deze en in de volgende paragraaf, wordt iets gedetailleerder ingegaan op deze kadeconstructie (zie figuur 3.3).

Op de bijgevoegde tekening (zie figuur 3.16) met de plattegrond met het palenplan op N.A.P. + 1.00m. is te zien, dat de betonnen schoorpalen (5:1) onder de waterzijdige rail h.o.h. 0.90 m. staan, waarbij per 2 palen een Peiner schoorpaal (3.:1) Psp30 h.o.h. 1.80m. staat.

Tevens bevindt zich onder de vloerplaat een tweede rij betonnen schoorpalen (3.1) waarbij de palen h.o.h. 1.80 m. staan, juist versprongen met de stalen Peiner palen.

De betonnen schoorpalen (3:1) en (5:1) hebben een heihogte van N.A.P. + 2.00 m. De Peiner schoorpaal heeft een heihogte van N.A.P. + 1.35 m.

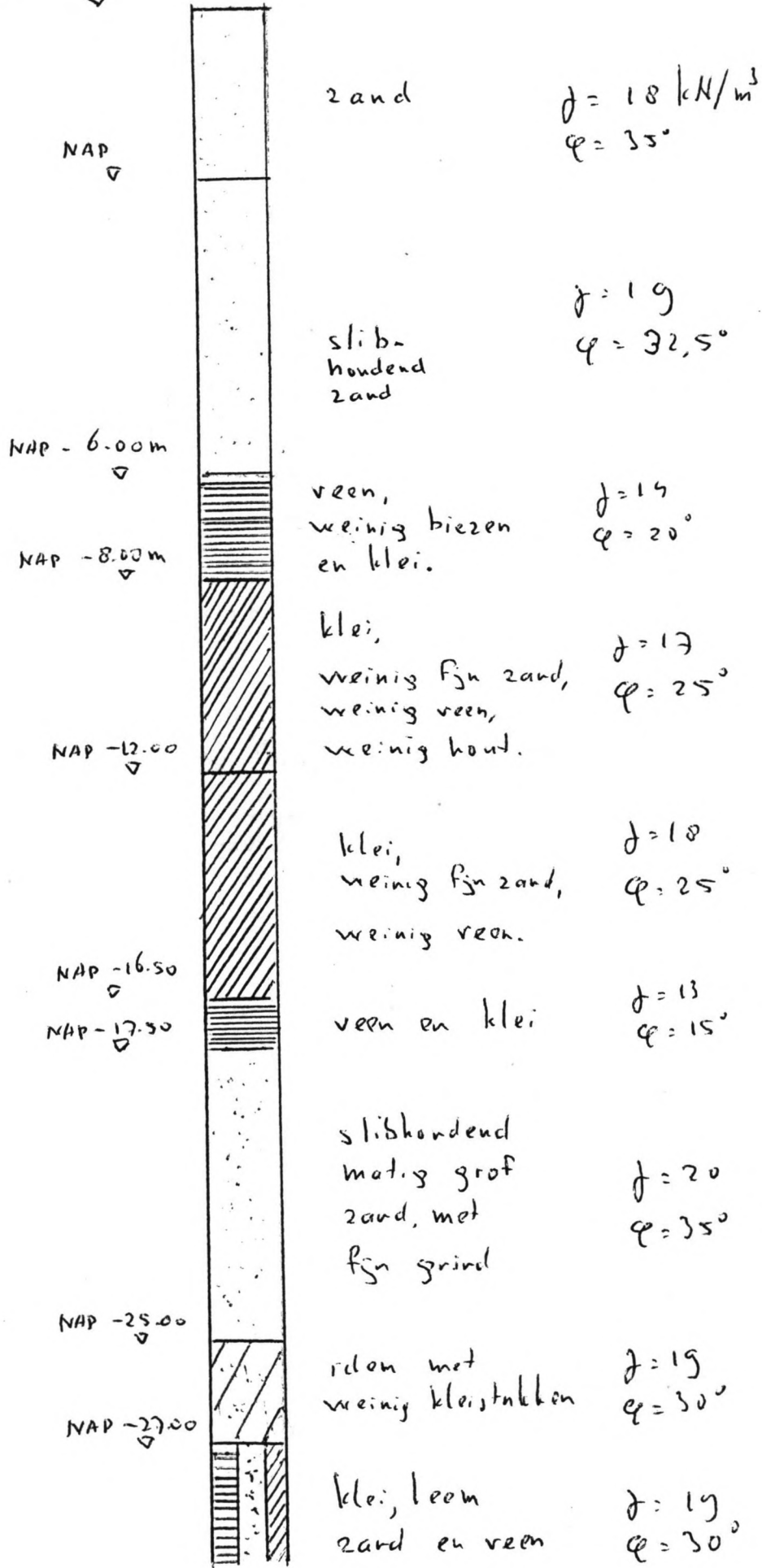
De Hoesch III damwand (8:1) heeft een heihogte van N.A.P. + 1.60 m., het niveau waarop de bovenkant van de vloerplaat ligt.

Zoals tevens op de plattegrond is te zien, blijkt dat tijdens het heiwerk de betonnen schoorpalen (5:1) om en om geheid zijn (voorkomen van verdichtingsproblemen). Dit strekt zich uit vanaf het uiteinde van de te renoveren kade, waarbij te zien is dat bij het eerste heitracee (halve kade) de Peiner palen (ruim) daarvoor al zijn geheid. Bij de tweede helft zijn de Peiner palen en de betonnen schoorpalen (5:1) vrijwel gelijktijdig geheid. De achterste rij betonnen schoorpalen (3:1) is geheid nadat alle andere palen geheid zijn. Pas hierna is de damwand Hoesch III (8:1) geheid, omdat waarschijnlijk anders door grondverdringing tijdens het heien van deze palen, de damwand naar voren zou komen en de damwandplanken niet meer aan te sluiten zouden zijn.

Een ander opvallend aspect is dat tijdens het heien van de damwand per dag steeds minder damwandplanken geheid werden (verdraaiingen?, obstakels).

datum	29/9	30/9	1/10	2/10	3/10	6/10	7/10
aant.pl	12	8	6	6	11	11	3

NAP + 3.50 m a.i.veld



figuur 3.17 Samengesteld grondprofiel

3.4 Grondgegevens te renoveren deel van de locatie

In opdracht van Gemeentewerken Rotterdam zijn door het ingenieursbureau Geotechniek enkele sonderingen en boringen verricht (zie bijlage III).

Wat opvalt is aanwezigheid van louter slappere lagen. Pas op NAP - 18.00 meter komt de eerste zandlaag. Een zandlaag die echter geen hoge conuswaarden heeft (gemiddeld 12 N/mm²).

Verder dient opgemerkt dat een echte draagkrachtige laag de eerste 35 meter niet gevonden is.

De grond vertoont verder nogal een onregelmatigheid in horizontale richting. Iedere boring is verschillend van een boring ernaast. Dit feit heeft ons er toe aangezet tot het maken van één representatieve boring (zie figuur 3.17), gemiddeld uit de in de bijlage VI gegeven boringen.

Om verder voor elk dun laagje waarden te schatten voor soortelijk gewicht en hoek van inwendige wrijving is ondoenlijk en introduceerd ook een niet terechte nauwkeurigheid. Vandaar dat een grondprofiel wordt samengesteld met een beperkt aantal lagen (9), waarbij met behulp van tabelwaarden voor soortelijk gewicht en hoek van inwendige wrijving zijn gemiddeld.

Aan de hand van gegevens van waterstanden in de haven en grondwaterstand is voor de berekening van de kerende constructie een ongunstige situatie aangenomen waarbij de waterstand in de haven NAP -0.40 meter is en de grondwaterstand NAP + 1.40 meter.

4 PROGRAMMA VAN EISEN

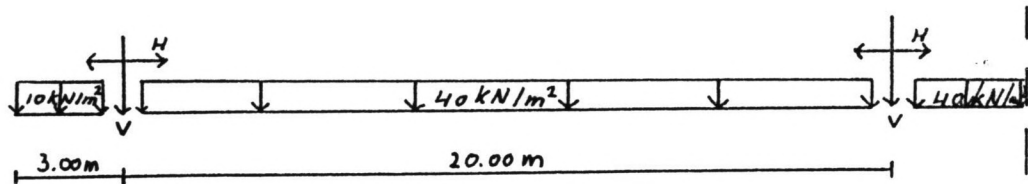
In dit hoofdstuk zullen de eisen in de toekomst aan de kadeconstructie gesteld, gegeven worden. Deze eisen zijn opgesteld na onderling overleg tussen de toekomstige gebruiker de containerstuwadoor Unitcentre, het Havenbedrijf Rotterdam, en de Dienst Gemeentewerken Rotterdam. Er zijn eisen opgesteld ten aanzien van de volgende aspecten:

1. Kade/steiger constructie
2. Waterdiepte voor de constructie
3. Belasting op de constructie
4. Kraanbelasting
5. Troskrachten
6. Remmingwerk
7. Voorzieningen
8. Stormverankeringsplaatsen
9. Bufferfundatie plaatsen
10. Stormbolders
11. Door Unitcentre te verrichten werkzaamheden.

1 Kade/steiger constructie

a. Hoogte bestaande pier	ca. N.A.P. + 3,60 m
b. Helling dek	1:60
c. Hoogte nieuwe constructie	N.A.P. + 3,20 m waterzijde N.A.P. + 3,60 m landzijde
d. Nuttige lengte constructie	1e fase: constr. lengte 444,84 m max. nuttige lig- plaatslengte ca. 410 m 2e fase: constr. lengte 331,50 max. nuttige lig- plaatslengte ca 336 m
e. Railafstand waterzijdige kraanbaan tot voorkant kade	3,00 m

f. Railafstand waterzijdige kraanbaan tot voorkant remmingwerk	4,25 m
g. Afstand tussen waterzijdige en landzijdige kraanbaan	20,00 m
h. Hoogteverschil tussen beide kraanbanen	333 mm.
i. Kraanbanen	kraanbaan waterzijde kraanbaan landzijde
j. Railtype Railhoogte	PRI 180/125(zie figuur 4.1) 10 mm boven bovenkant kraanrailgoot
k. Tolerantie hoogteligging onderkant kraanrailgoot	± 10 mm
l. Hoogspanningsputten kabels met positie aan landzijde	het midden van de 2 dubbele hoogspanningsputten, h.o.h. 75 meter, valt ongeveer in het midden van de totale kadelengte (1e fase en 2e fase)
m. Voegen in constructiedek	tussen de vakken met een vaklengte van ± 40 meter
n. Betonkwaliteit In het werk gestort Prefab beton	B 35 milieuklasse 4 B 45 milieuklasse 4
o. Betondekking op bovenwaping dek	50 mm
p. Afwerking dek	ruw oppervlak maken door middel van afvlinderen en daarna met bezem opruwen (structuur)
q. Telefoonputten inclusief mantelbuizen (2 per put)	telefoonputten om ca. 75 m in constructie aan waterzijde
r. Magneten	U.C. plaatst na gereedkomen van de kade sparingen d.m.v. boren met diamant



$$V = 4720 \text{ kN}$$

$$H = 600 \text{ kN/hoek}$$

figuur 4.2 Belasting op de constructie

2. Waterdiepte voor de constructie

a. Contractdiepte	NAP - 14.15 m
b. Constructiediepte	NAP - 15.15 m
c. Pocketbreedte	65.00 m
d. Hoog hoog water spring	NAP + 2.40 m (1 keer per jaar)
Laag laag water spring	NAP - 0.95 m (10 keer per jaar)

3. Belasting op de constructie (zie figuur 4.2)

a. Container belasting	Containers maximaal 8' * 8' * 40', worden 4 hoog tegen elkaar geplaatst zowel in lengte als in dwarsrichting van de constructie. Gerekend wordt dat de containers gemiddeld een belastinggraad hebben van 90% zodat één container $0.9 * 265 + 45$ (e.g) = 280 kN (ook aan te houden voor 48' containers) weegt. $(4 * 280) / 8 * 40 * 0.3048^2 = \pm 40 \text{ kN/m}^2$ (is maatgevend tov. 3c) In deze fase kan een kraan passeren.
b. Nuttige belasting	Overige belastingen (figuur 4.2)
c. Mobiele kraanbelasting	300 tonner, gewicht 1600 kN 4 stempels van 3 * 2.7 m gerekend 300 kN op 24 m in ongunstigste stand. Stempeldruk = 1020 kN (niet op overstek, niet maatgevend) Container vorkheftruck bijv. Kalmar LVM S2-1200 Eigen gewicht = 620 kN

d. Belastingcombinaties

Vooras (2*3 wielen) = max.
1080 kN
Achteras (2*1 wiel) = min.
60 kN

e. Stern ramp

Containerbelasting +
kraanbelasting
Mobiele kraanbelastingen +
kraanbelasting
Containerbelasting +
mobiele kraanbelasting +
kraanbelasting

in 2e fase - 1000kN

4. Kraanbelastingen

a. Hoekdruk

4720 kN (incl. max. zij-
wind)

b. Aantal wielen

8 stuks

c. Wieldiameter

710 mm

d. Wielafstanden

850-1150-850-1150-850-1150
850-1150

e. H.o.h.- maat bogiestellen
, is gelijk hoekafstand

16000mm; 17800mm; 17800mm;

f. Bufferafstand tussen
buffers van één kraan

26500mm; 28700mm; 27400mm;

g. Stempelbelasting U.C.

over gehele lengte van de
steiger zowel aan water-
zijde als aan landzijde
m.u.v. de hoogspanningsput-
ten

** Maatvoering betreft 3
ontwerpen containerkraan.
Voor kademuurbelasting de
ongunstigste waarde aanhou-
den. Keuze uit de drie
ontwerpen op een later
tijdstip.

5. Troskrachten

- | | |
|--|--|
| a. Max. toelaatbare belasting op bolders | 1000 kN/bolder |
| b. Boldertype | overal dubbele demontable bolders, behalve in vak 1 enkele demontabele bolders |
| c. Bolderafstand | 2 x 2 per vak, h.o.h. max 20,00m (per bolderstel) |

6 Remmingwerk

- | | |
|---|---|
| a. Scheepsafmetingen | lengte maten tot 300m. o.a. breedte maten tot max. 39,60 m op spanten diepgang 12,00 m.
machine vermogen tot 84000 kW
boegschroefvermogen tot 2000 kW |
| b. Afmeergegevens | afmeerhoek = 5 graden
afmeersnelheid = 12 cm/sec. |
| c. Ten behoeve van zee- en binnenvaartschepen | stalen palen geplaatst voor fenders h.o.h. ca. 10,00 m. |
| d. Fenderschot | bovenkant = bovenkant steiger
onderkant = N.A.P. - 1,65 m
hardhouten bekleding |

7. Voorzieningen

- | | |
|----------------------------|--|
| a. Trappen | in de buurt van een voeg |
| b. Verzonken kraanrailgoot | |
| c. Stroomkabelgoot | |
| d. Stempelplaten | |
| e. Haalkommen c.q. pennen | links en rechts van de trappen op ca. NAP + 1,50 m |

f. Diverse sloopwerkzaamheden

opstallen zullen door GW worden gesloopt tot 3m onder maaiveld

8 Stormverankering

9. Bufferfundaties

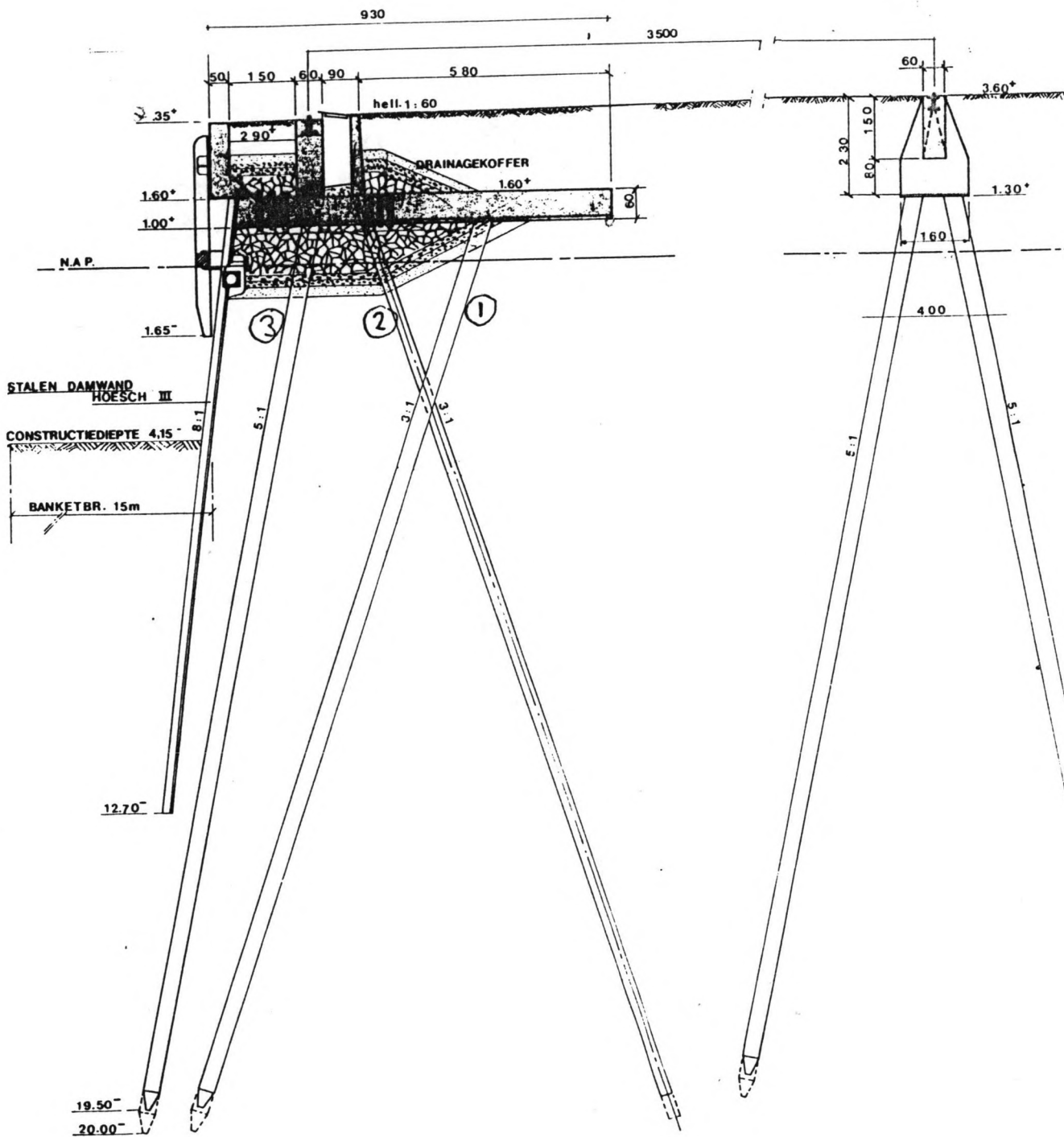
aantal plaatsen wordt door U.C. opgegeven

10 Stormbolder

niet noodzakelijk

11. Door Unicoentre te verrichten werkzaamheden

- Ten behoeve van te boren gaten voor het inlijnen van draadeinden voor de railplaatbevestiging zijn wapeningsvrije zones gespaard.
- Leveren en monteren van de kroonrail incl. de te boren gaten.



figuur 5.1 Huidige te renoveren constructie (type 8.1)

5 CONTROLEBEREKENING HUIDIGE CONSTRUCTIE

In dit hoofdstuk wordt bekeken of de huidige kadeconstructie aan de toekomstige hogere eisen kan voldoen.

De gegevens met betrekking tot de huidige kadeconstructie staan in hoofdstuk 3 vermeld (type 8.1, zie figuur 5.1). De eisen die in de toekomst aan de kade worden gesteld zijn in het vorige hoofdstuk gegeven.

De controleberekening is in twee onderdelen gesplitst, te weten;

- de controleberekening van de ontlastvloer en waterzijdige kraanbaan (par 5.1). Hierbij is er vanuit gegaan dat op de bestaande ontlastvloer een kraanbaan geprojecteerd is.
- De controleberekening van de landzijdige kraanbaan (par 5.2) In paragraaf 5.3 zullen de conclusies hieromtrent volgen.

De berekeningen zelf staan in de bijlage.

5.1 Controleberekening ontlastvloer en waterzijdige kraanbaan

5.1.1 Damwand (zie ook bijlage)

De bestaande damwand, die nu keert voor een constructie diepte van NAP - 4.15 m. is ingeheld tot een diepte van NAP - 12.70 m. Daar de nieuwe constructiediepte van NAP - 15.15 m. hieronder ligt, zal de bestaande damwand uiteraard niet aan deze eis kunnen voldoen.

Voor het doorrekenen van de ontlastvloer en de waterzijdige kraanbaan, is er vanuit gegaan dat de damwand grondkeert tot NAP -4.15 m. (de bestaande constructie-diepte). Dit wil zeggen dat de krachten die de damwand uitoefent op de overige constructies eerst moeten worden bepaald.

De damwand die vast zit aan de ontlastvloer (NAP + 1.00 m.), zal hierop zijn horizontale kracht (c.q. ankerkracht) kwijt moeten.

Met een computerprogramma (damwandberekening zie bijlage I) is de grootte van die kracht is per strekkende meter damwand bepaald.

De grondopbouw en soortelijke gewichten en wrijvingshoeken zijn beschreven in paragraaf 3.4 en worden ook als zodanig in dit programma ingelezen.

Verder wordt er rekening mee gehouden dat de damwand pas grondkeert vanaf NAP + 1.00 m (het niveau van de ontlastvloer). De grondwaterstand en waterstand in de haven staan

beschreven in paragraaf 3.4. De helling van de damwand is 8:1 (7.13 graden).

Wat de bovenbelasting betreft, wordt ervan uitgegegaan dat de helft van de kadebelasting ($1/2 \times 40 = 20 \text{ km/m}^2$) horizontale gronddruk op de damwand uitoefent.

De met al deze gegevens berekende ankerkracht per strekkende meter is 102 kN als wordt gekeken volgens minimale inheidiepte (m.i.) en 88 kN voor methode Blum. De vereiste inheidiepte voor Blum is 8.45 m., ruim onder de werkelijke inheidiepte (NAP-12.70 m). Voor de berekening van de ontlastvloer is voor de veiligheid een horizontale kracht van 100 kN aangenomen.

Behalve horizontale kracht oefent de damwand ook verticale kracht uit op de ontlastvloer, wat op het eerste gezicht niet logisch is.

Echter de damwand was slechts berekend om grond te keren en is daarom ingeheid is tot NAP -12.70 m. Dit is een niveau waar de damwand voldoende is ingeklemd volgens methode Blum (zie par. 7.2.1). Aan de hand van de sonderingen en boringen (zie par. 3.4) is te zien dat op -12.70 m. geen draagkrachtige laag aanwezig is. Dit alles wil zeggen dat de damwand niet bijdraagt voor het opnemen van verticale krachten van de ontlastvloer, en hierdoor zelfs aan de ontlastvloer gaat hangen (eigen gewicht en negatieve kleeft).

Het eigen gewicht per strekkende meter damwand is 22 kN (overgenomen uit oude berekening).

Voor de negatieve kleeft is een plaatselijke wrijving aangenomen van 0.005 N/mm^2 (zie par.3.4) en een damwand lengte van 22.25 m. (13.7 m. (van NAP + 1.00 m. tot NAP-12.70 m.) aan te keren zijde en 8.55 m. (van NAP - 4.15 m. tot NAP - 12.70 m.) aan de waterzijde). Dit alles geeft een negatieve kleeft van ongeveer 100 kN. Samen met het eigen gewicht geeft dit een verticale kracht naar beneden van 122 kN per strekkende meter kade.

5.1.2 Palenplan (zie ook bijlage)

De belasting op de bestaande ontlastvloer staat in de hierna volgende tabel. De belasting is gesplitst in 6 categorieën. Van elke categorie is de totale verticale kracht (V), de totale horizontale kracht (H) en het moment (M) (t.o.v de onderkant van het uiteinde van de ontlastvloer bij het overstek) bepaald. Alle waarden in kN of kNm per strekkende meter kade.

cat.	V	H	M
I (eigen gewicht)	442	-	2083
II (gronddruk)	14	52	57
III (kraan)	489	-62/+62	3272/3571
IV (damwand)	122	100	1080
V (kadebelasting)	372	-	1730

Vervolgens zijn een aantal belastingsituaties onderscheiden;

- a. permanente belasting (I+ II + IV).
- b. permanente belasting + kraanbelasting (I + II + III + IV). Dit is vanwege de horizontale kracht in twee richtingen te splitsen b1 en b2.
- c. permanente belasting + kadebelasting (I + II + IV + V).
- d. permanente belasting + kadebelasting + kraanbelasting (I + II + III + IV + V)
Deze is om dezelfde reden als bij belastingsituatie b te splitsen in d1 en d2.

Volgens de methode Nökkentved (zie bijlage I) zijn voor deze belastingsituaties de paalkrachten bepaald (voor paalnummers zie figuur 5.1).

Paalkrachten in kN in palen:

	1	2	3
bel.situatie a	402	-29 (trek)	350
b1	296	72	801
b2	284	510	595
c	698	310	385
d1	592	410	836
d2	580	849	630
maatgevend	698	-29 (trek)	836

Oorspronkelijk waren de palen berekend voor een draagvermogen van 60 tonf (600kN). Berekening omtrent het werkelijke draagvermogen bleken niet te bestaan. Blijkbaar is 60 ton een ervaringsregel. Aan et feit dat enkele palen zwaarder belast werden dan de geschatten draagkracht van 60 tonf, werd toen voorbij gegaan.

De drie palenrijen zijn ingeheid tot een diepte van NAP - 20 m. Aan de hand van de sonderingen en boringen (zie par. 3.4)

is te zien dat op ongeveer NAP - 18 m. een draagkrachtige zandlaag begint. De conusweerstand van deze laag varieert tussen 10 en enkele uitschieters naar 30N/mm²

Aangezien de palen een afmeting hebben van 400 x 400 mm², hadden zij volgens methode Koppejan ingeheid moeten zijn tot een diepte van 8 maal D-eg (= 450 mm) onder het begin van deze zandlaag. De inheiddiepte had dus minimaal NAP - 21.5 meter moeten zijn.

Voor traject III bij methode Koppejan zal dit een zeer kleine waarde geven. Het werkelijk draagvermogen is hierdoor slechts 1160 kN. Dit had bij iets dieper inheiden 1880 kN kunnen zijn.

De negatieve kleef is 704 kN. Het werkelijk draagvermogen van een betonnen paal is (met veiligheidsfactor 2) is 228 kN, eventueel bij optimistisch rekenen (alsof de paal was ingeheid tot -21.5 meter) 588 kN.

Geconcludeerd kan worden dat volgens geldende normen de palen de grotere krachten niet kunnen opnemen. Er zullen grote vervormingen in de constructie ontstaan.

5.1.3 Ontlastvloer (zie ook bijlage)

Voor dezelfde belastingsituaties als in de vorige paragraaf zijn de normaalkracht-, dwarskracht- en momentenlijnen bepaald. Daar de normaalkrachten relatief erg klein zijn, is verder alleen naar de momentenlijn gekeken. Van alle belastingsituaties is een maatgevende momentenlijn bepaald.

Het maximale moment dat voor de nieuwe situatie moet worden opgenomen is 658 kNm (exclusief een eventuele veiligheidsfactor). Het maximale moment wat opgenomen kan worden is 493 kN.

Ook hier kan geconcludeerd worden dat de huidige ontlastvloer niet berekend zou zijn op de nieuwe eisen (zie hoofdstuk 4).

De horizontale krachten op de kraanbalk (horizontale kracht van de kraan en de gronddruk) geven een moment ter plaatse van de ontlastvloer van 134 kN. Het op te nemen moment is 94 kN.

Voor de stroomgoot geldt voor het ontstane moment 25 kNm en het op te nemen moment 19 kNm.

Conclusie: De ontlastvloer voldoet op geen enkel punt aan de nieuwe eisen (zie hoofdstuk 4).

5.2 Controle berekening landzijdige kraanbaan

De huidige landzijdige kraanbaan is uitgevoerd zoals in figuur 5.1 is weergegeven.

De rail ligt als het ware ingebed in de kraanbalk (1500 x 600 mm²) en de belasting van de kraan via de rail op de kraanbalk wordt afgedragen naar de bokconstructies die h.o.h. 2.50 m. staan en waarvan de betonnen funderingspalen (5:1) reiken tot een diepte van : N.A.P. -19.00 m.

De kraanbalk wordt zodanig als een elastisch ondersteunde ligger beschouwd, waarbij de opwaartse reactiekracht van de ondersteuning gelijk is met de doorbuiging van de ligger t.p.v. palen ofwel de indrukking van deze ondersteuning.

Het is duidelijk dat de krachten/momenten verdeling in de constructie afhankelijk is van de stijfheidsverhoudingen palen versus kraanbalk.

In eerste instantie zullen waarden voor deze stijfheden aangenomen worden, waarbij later bekeken wordt welke invloed variatie in deze voorwaarden op het krachten/momenten spel hebben.

5.2.1 Belastingen en veronderstellingen (zie bijlage)

In tegenstelling tot de berekening van de huidige kade, waar men rekende met twee wielstellen (bogies) per rail (ieder bestaande uit 4 wielen h.o.h. 1.08, 1.41, 1.08 meter, een h.o.h. afstand van de bogies van 10 meter en een maximale bogiedruk van 194 t per bogie), wordt de toekomstige meest ongunstige situatie als volgt:

Twee bogies, ieder bestaande uit 8 wielen h.o.h. 0.85, 1.15, 0.85, 1.15, 0.85, 1.15, 0.85 meter. De h.o.h. afstand van de bogies bedraagt 16.00 meter en de maximale bogiedruk zal een grootte hebben van 472 tonf, dus 59 tonf per wiel. De lengte van het gebied dat door een bogie belast wordt, wordt gesteld op 22.85 meter en aangezien de opleggingen van de kraanbaan h.o.h. 2.50 meter staan, komt de berekening neer op een te berekenen ligger op 11 steunpunten belast door 8 puntlasten (elk 59 tonf).

De stijfheidsfactor E van de kraanbalk wordt geschat op een waarde van 23.000 N/mm² (2.300000 tonf/m²).

De paalconstante wordt op 100 kN/mm (10000 tonf/m) geschat. Iedere oplegging bestaat uit twee palen en heeft dus een k met een grootte 20000 tonf/m.

Met een I waarde van de balk van $1/12 * 0.60 * (1.5)^3 = 0.196$ m⁴ volgt verder een EI-waarde van de balk van 389000 tonfm².

De geschatte waarden zijn in eerste instantie overgenomen uit de berekening van de huidige kraanbalk bij de oude belasting.

5.2.2 Berekening palen (zie bijlage)

De resultaten die uit de berekening volgen, met de in de vorige paragraaf genoemde aannamen, zijn:

M(A) = - 93.420 tonfm	M(D) = 63.048 tonfm
M(B) = - 70.838 tonfm	M(E) = 30.799 tonfm
M(C) = 42.237 tonfm	

Hieruit volgen de volgende oplegreacties:

R(A) = 123.530 ton	R(D) = 21.224 ton
R(B) = 104.963 ton	R(E) = - 0.580 ton
R(C) = 60.506 ton	R(F) = - 12.320 ton

De maximale oplegreactie is dus 123.53 tonf oftewel 1235.3 kN. Dit wordt, omdat de oplegging uit twee palen bestaat, ieder onder een helling van 5:1 een maximale kracht per paal van 63 tonf of 630 kN. Uit de sonderingen bleek dat het meest optimistische werkelijk draagvermogen van een paal een grootte had van 58.8 tonf of 588 kN.

Conclusie: Met de nieuwe belasting zitten de palen op kritische grens

5.2.3 Berekening kraanbalk

In de bijlage is de berekening gegeven waaruit blijkt dat het maximale positieve steunpuntsmoment 93.42 tonfm is, het maximale negatieve steunpuntsmoment 63.048 tonfm is en het maximale veldmoment een waarde heeft van 130.82 tonfm of 1308.2 kNm.

Met de gegeven veldwapening (zie bijlage) volgt een Mu van 1509 kNm. Alleen zonder de veiligheidsfactor 1.7 mee te nemen voldoet de veldwapening van de balk.

Met de steunpuntswapening volgt een Mu van 52.6 tonfm en kan dus zeker niet de 63.048 tonf opnemen.

Conclusie: De landzijdige kraanbalk kan de grotere belasting niet opnemen.

5.2.4 Invloed stijfheidsaannamen ligger/palen

In deze subparagraaf zal slechts globaal dit aspect besproken worden daar het de doelstelling van het onderzoek voorbij streeft.

Het is duidelijk dat stijfheid van de elementen in de constructie het krachten en momenten spel in deze constructie beïnvloeden. Stijve elementen zullen ten opzichte van de rest van de constructie een groter deel van de belasting naar zich toetrekken.

Een kraanbaan is een constructie die uit elementen bestaat, ieder met een andere stijfheid. De kraanbalk zelf kenmerkt zich door zijn buigstijfheid EI en de funderingspalen kenmerken zich door hun paalconstanten k .

In de bijlage II.4 is een algemene berekening hiervoor gemaakt om uiteindelijk te bekijken hoe deze genoemde stijfheden in de vergelijkingen voor de zakking en momentenverdeling voorkomen. Hieruit kan geconcludeerd worden;

Indien de veerconstante k van de palen groter is dan aangenomen, zullen de veld -en steunpuntsmomenten afnemen.

Indien de EI -waarde van de ligger groter zou zijn dan is aangenomen, dan zal de zakking kleiner worden en de genoemde momenten groter worden.

Voor de controleberekening van de huidige constructie zijn wij uitgegaan van de door Gemeentewerken Rotterdam gehanteerde waarden.

5.3 Conclusie ten aanzien van de huidige constructie

Er kan naar aanleiding van de uitgevoerde berekeningen in verband met het aanbrengen van de grotere (toekomstige) belasting op de constructie, het volgende geconcludeerd worden.

Waterzijdige deel van de constructie;

De palen zullen de grotere belasting niet op kunnen nemen en er zullen grote vervormingen in de constructie ontstaan. De ontlastvloer kan de grotere belasting ook niet opnemen. Alleen met aanpassingen van deze onderdelen zal dit constructieonderdeel in een toekomstige constructie opgenomen kunnen worden.

Landzijdige deel van de constructie;

De palen onder de kraanbalk zullen ten aanzien van hun draagvermogen kritisch zijn. De kraanbalk zelf zal bezwijken onder de grotere belasting of er zullen grote vervormingen optreden. Gezien de h.o.h.-afstand van de toekomstige kraanrails zal dit landzijdige deel, dat te ver van het water afligt, waarschijnlijk niet in een toekomstige constructie opgenomen worden of er dient zeer veel gesloopt te worden. De berekening is volledigheidshalve gemaakt.

6 ONTWERP-ALTERNATIEVEN

Nadat in hoofdstuk 4 het programma van eisen is opgesteld zal in dit hoofdstuk bekeken worden welke ontwerp-alternatieven mogelijk zijn.

Hierbij dient men systematisch (indien mogelijk) te werk te gaan daar anders mogelijke oplossingen over het hoofd gezien worden.

Vervolgens zullen de alternatieven aan de hand van het programma van eisen en andere criteria getoetst worden en zullen één of meerdere alternatieven gekozen en verder uitgewerkt worden.

6.1 Genereren ontwerp-alternatieven

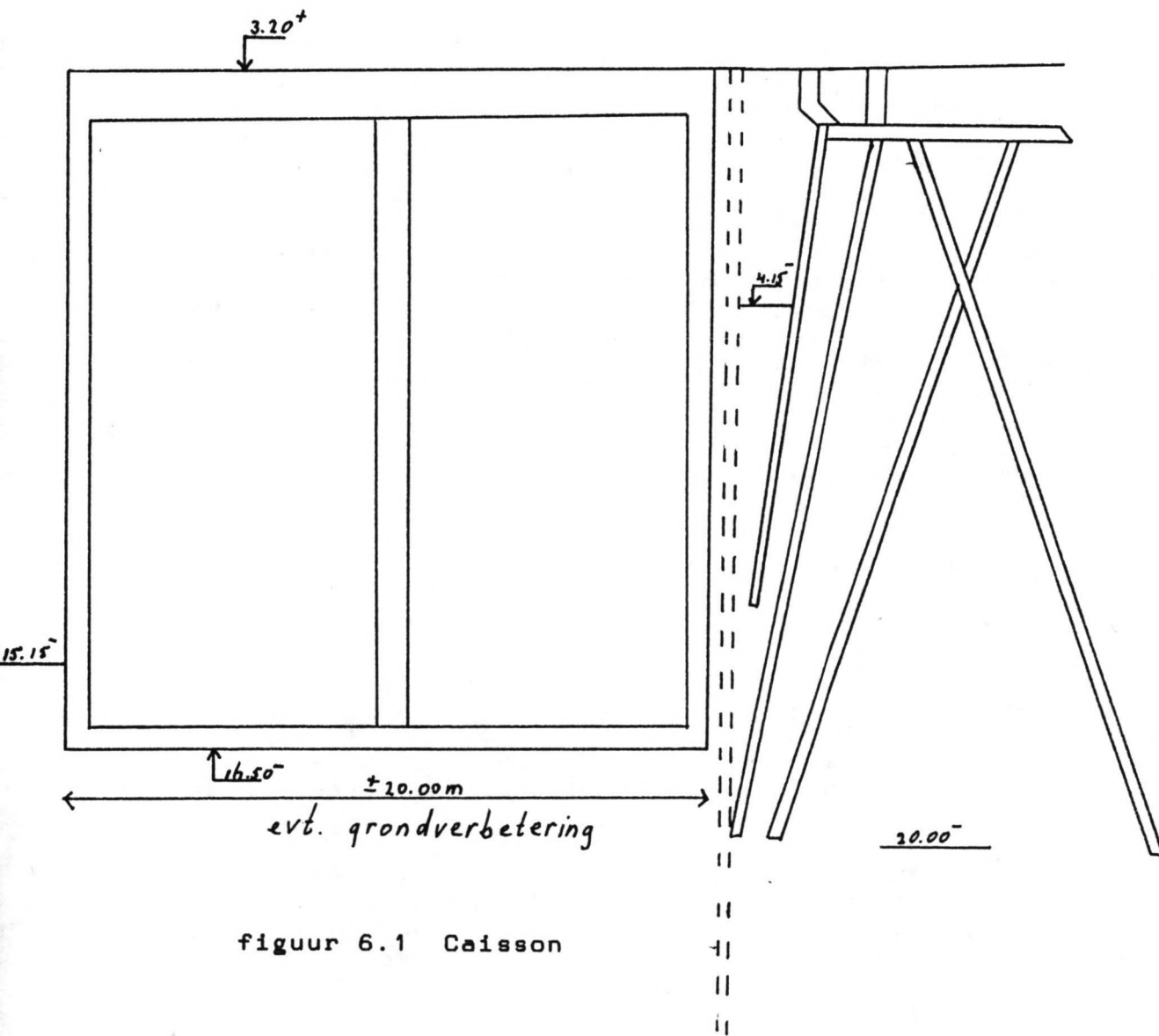
Een goed hulpmiddel om bij het systematisch ontwikkelen van oplossingen een volledig overzicht te verkrijgen, is meestal een beslissingsboom of ontwerpboom.

De top van de boom is de omschrijving van de primaire behoefte als functie. De vertakkingen van de boom ontstaan door het stellen van vragen m.b.t. verschillende aspecten. Het is duidelijk dat de volgorde waarin deze vragen gesteld worden van belang is en doorwerkt in het uiteindelijke beeld.

Bij het genereren van de mogelijke ontwerpalternatieven voor het renoveren van de in paragraaf 3.3 genoemde kadeconstructie is ook gewerkt met het opstellen en beantwoorden van vragen en is allereerst gekeken op welke positie de toekomstige waterzijdige kraanrail kan komen te liggen. Vanuit deze splitsing zijn bij het ontwikkelen van de alternatieven drie hoofdvragen beantwoord.

Ten eerste zijn de mogelijke oplossingen om een grotere diepte voor de kade te verkrijgen bekeken. Als gevolg hiervan, is bekeken wat de mogelijkheden zijn om de hiermee samenhangende grotere kerende hoogte op te vangen. De voor- en nadelen van deze mogelijkheden zijn tevens bekeken (zie par. 6.2.).

Als tweede ontwerpvrage/ ontwerpvariabele is de vraag gesteld hoe de hiermee samenhangende grotere horizontale kracht opgenomen kan worden. Ook de voor- en nadelen van de verschillende methoden wordt hierbij besproken (zie par. 6.2.).



figuur 6.1 Caisson

Als derde ontwerp vraag is de vraag gesteld hoe de grotere verticale kracht opgenomen kan worden, waarbij tevens de voor- en nadelen van de mogelijkheden worden besproken (zie par. 6.3).

6.2 Bewerkstelligen van grotere kerende hoogte

6.2.1 Caisson

Bij het bespreken van deze constructie is slechts naar de mogelijkheid gekeken, waarbij de caisson voor de huidige constructie geplaatst wordt. Het werk met betrekking tot het slopen van de oude kadeconstructie, het tot grotere diepte wegbaggeren van de grond en het tijdelijk opvangen van grond achter de toekomstige mogelijke caisson heeft een dermate grote omvang dat deze mogelijkheid verder niet meegenomen wordt.

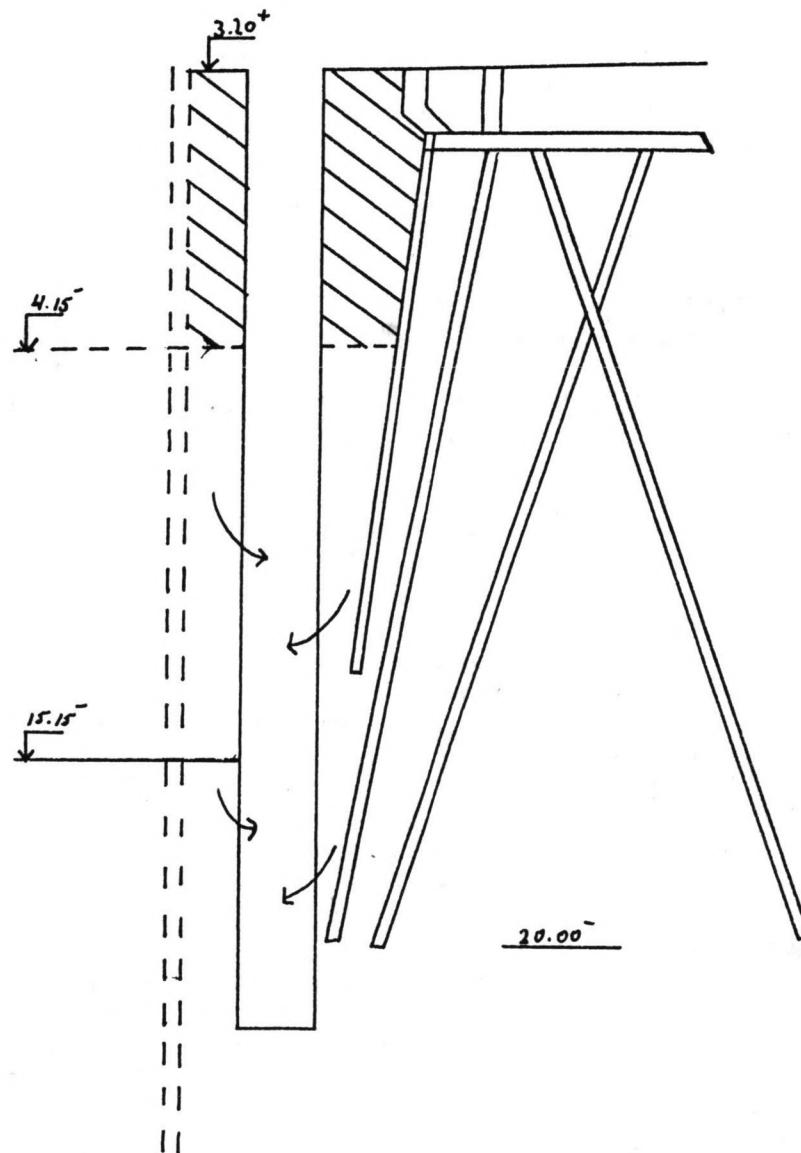
De caisson-constructie behoort tot de gewichtsconstructies waarbij al snel opgemerkt kan worden dat het toepassen van een caissonconstructie direct extra problemen met zich meebrengt.

Ten eerste het stabiliteitsprobleem dat optreedt bij het wegbaggeren van de grond, voor het plaatsen van de caisson op een grotere diepte. Het niveau tot waar de grond weggebaggerd dient te worden hangt af van de aanwezige draagkrachtige laag en zal zodoende ongeveer op NAP - 17.00 m liggen (zie figuur 6.1). De basis van de caisson zal bij een constructiediepte van NAP - 15.15 m zeker op \pm NAP - 16.50 m moeten liggen. Een iets hoger gelegen niveau kan bereikt worden door de vorming van een "trapsgewijs talud" voor de teen van de caisson, waarbij de grond voor de teen van de caisson vastgelegd wordt met behulp van chemische injectie (reeds toegepast bij pier 7 n.z. in de Waalhaven).

Bij het wegbaggeren zal de huidige damwand zijn passieve druk verliezen en komt de huidige kadeconstructie naar voren. Er is dus een hulpdamwand tot grote diepte en de benodigde verankering nodig.

Ten tweede het tijdsbestek dat noodzakelijk is voor het zetten van de ondergrond (grondverbetering) onder de caisson. Ondanks versnelling van dit proces (extra bovenbelasting, verticale drainage) zal dit proces toch een aanzienlijke tijd in beslag nemen, wat vroeger inpasbaar was en geaccepteerd werd, maar thans niet.

Bijkomende zaken als bassinversmalling door het naar voren komen van de voorkant van de kade en het moeten beschikken over een groot bouwdok zijn nog te noemen.



figuur 6.2 Stabiliteit gegraven ruimte

Conclusie: Caissonconstructies stellen hoge eisen aan de ondergrond, beschikbaarheid van materieel, en de bouw ervan neemt een dermate lange tijd in beslag dat deze methode niet toepasbaar is.

6.2.2 In de grond gevormde constructies (boorpalen, diepwanden)

Met betrekking tot het opvangen van de te keren hoogte met behulp van boorpalen of diepwanden kan het volgende gezegd worden.

Het toepassen van deze constructies geschiedt voornamelijk in die gevallen, waarbij het gaat om het uitvoeren van een bouwproject naast een belendend perceel dat geen schade mag ondervinden door b.v. heiwerk. Hierbij worden financiële concessies gedaan ten behoeve van het instand houden van belendende bouwwerken (woningen, historische panden, infra-structurele werken). In de naaste omgeving van de kade is geen van dit alles aanwezig.

Verder worden diepwanden voornamelijk als grondkerende constructie gebruikt, in die gevallen waarbij ze later in de constructie opgenomen kunnen worden. Voorbeelden zijn te vinden in de vorm van: tunnelwanden, wanden van parkeergarages, wanden van sluiskolken, kelderwanden.

Als deze constructies dan toch eventueel toegepast worden, dan kunnen zij zowel achter als voor de huidige constructie geconstrueerd worden.

In het geval dat de rij boorpalen of diepwand achter de huidige constructie geplaatst wordt, dient de oude kadeconstructie na voltooiing van het werk gesloopt te worden. Het verschil met de caissonmethode is dat de grond niet tijdelijk opgevangen hoeft te worden. Voordeel is dat men de constructie "in den droge" kan maken en dat bij juiste afstemming met de waterzijdige kraanrail, hierop de landzijdige rail kan aanbrengen. Dit laatste is pas voordelig als de huidige waterzijdige rail de grotere belasting op kan nemen. Door het later slopen van de oude constructie en trekken van palen wordt de hele bodemstructuur verstoord en zal de passieve kracht voor de toekomstige constructie kleiner worden. De palen kunnen ook op toekomstig bodemniveau worden afgekapt/afgebrand maar dit brengt extra uitvoeringsproblemen met zich mee en dus hoge kosten.

De mogelijkheid dat de rij boorpalen of diepwandconstructie voor de huidige kadeconstructie geplaatst wordt lijkt dan ook logisch.

Echter het in stand houden van de gegraven sleuf of geboorde gat bij de in paragraaf 3.4 genoemde bodemsamenstelling (aanwezigheid van slappe lagen) vereist de nodige maatregelen.

Door aanbrengen van een zandaanvulling/grondverbetering achter de in te heien hulpdamwand ontstaat een extra bovenbelasting op slappe lagen. Bij het vervolgens graven of boren zal de slappe grond mogelijk zijwaarts de gegraven ruimte inglijden (zie figuur 6.2). Er is een grotere steundruk van de in te brengen bentonietsuspensie nodig. Dit kan bereikt worden door een extra overhoogte van deze suspensie boven het maaiveldniveau of te werken met een suspensie met een groter volumegewicht.

Bij toepassen van prefabelementen die men in de gegraven ruimte laat zakken komt men met dezelfde problemen in aanraking.

Diepwanden kunnen naast de vertrouwde rechthoekige profielen ook in T-vormige secties gebruikt worden. Dit biedt uitkomst bij grote buigende momenten, waarbij men dan een grote constructiehoogte heeft. In losgepakte zanden is instorting van de gegraven sleuven te verwachten, maar in cohesieve gronden zijn bij zorgvuldige uitvoering goede resultaten te bereiken (reeds toegepast bij kademuurbouw in Engeland).

Het maken van diepwanden in open water is in principe mogelijk maar hierbij zal dan een zware dikspoeling nodig zijn. Voor zover bekend is, is dit nog niet toegepast.

Een bijkomend probleem is hoeveel belasting een diepwand aantrekt door zijn uitermate stijve gedrag, waar men op dit moment geen eenduidig antwoord op kan geven.

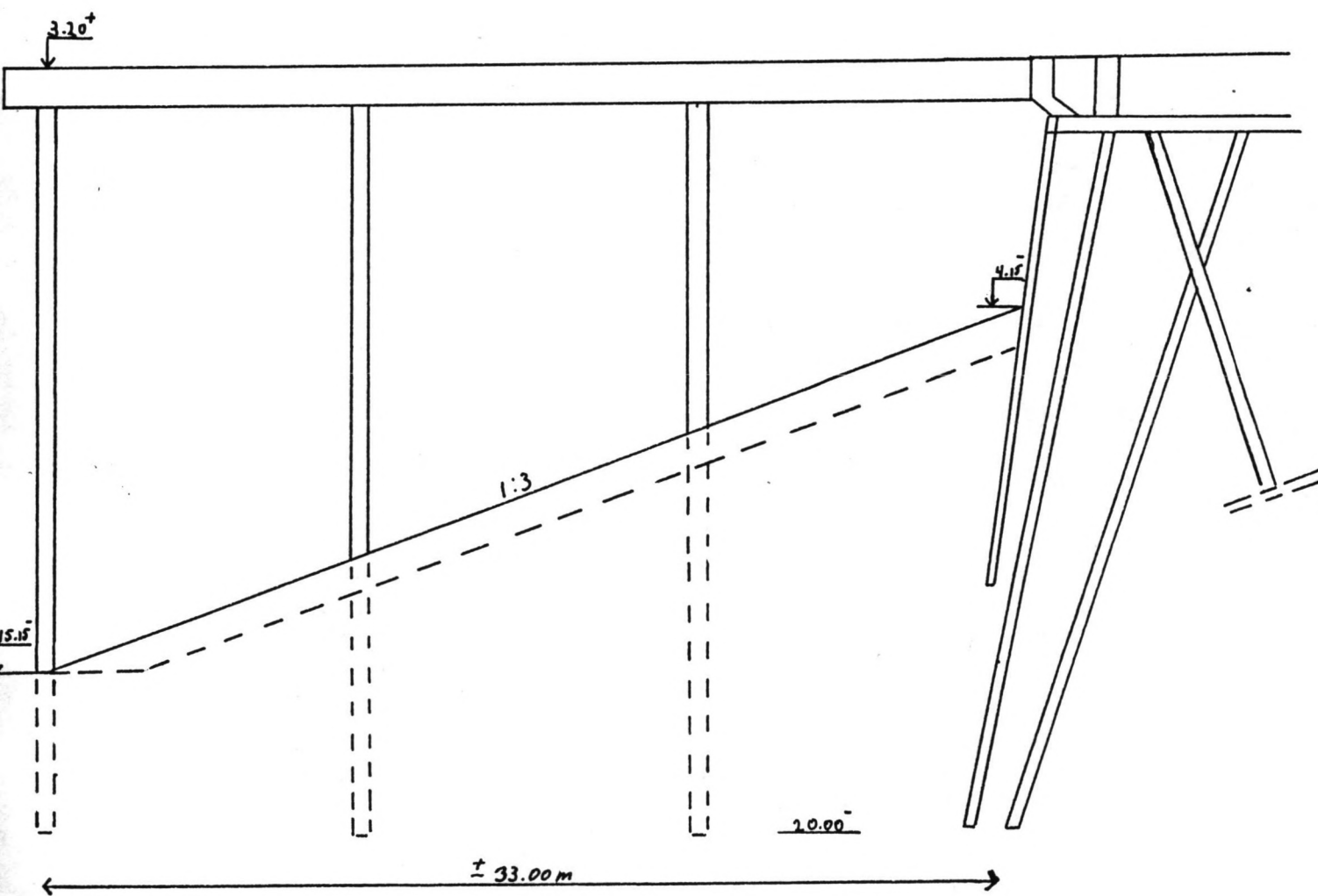
Tenslotte zijn er problemen ten aanzien van de verankering van de hulpdamwand.

Bij boorpalen komt verder het probleem naar voren dat de constructie wel grond maar niet waterdicht is, en dat er dus voor de noodzakelijke waterdichtheid (uitspoeling) geïnjecteerd moet worden, wat duur is.

Een belangrijk probleem dat bij beide methoden naar boven komt is de verankering van de constructie voor het opnemen van de horizontale krachten:

Bij de beschrijving van de huidige constructie in paragraaf 3.3.2, is gebleken dat de voorste rij betonnen palen h.o.h. 0.90 meter staan waarachter nog twee rijen palen staan. Het ligt voor de hand dat bij het doorvoeren van de verankering tussen deze palen door men op de nodige problemen stuit en de ruimte weinig bewegingsvrijheid en speling biedt. Het is waarschijnlijk uitvoeringstechnisch onmogelijk.

Conclusie: Diepwanden en boorpalen worden bij de kademuurbouw in Nederland zelden toegepast in de kademuurbouw, daar andere methoden goedkoper zijn en het gedrag ervan beter voorspelbaar is.



figuur 6.3 Steiger met talud

6.2.3 Steiger

Steigerconstructies zijn in het algemeen niet-grondkerende constructies, waarbij het niveauverschil bodem/maaiveld opgevangen wordt door een talud onder de steiger.

Een algemeen kenmerk van steigers is dat er speciale voorzieningen getroffen moeten worden om horizontale scheepsstoten op te vangen. Ze zijn bovendien veel meer dan een kademuur gevoelig voor overbelasting en moeilijk aan te passen aan zich eventueel in de toekomst wijzigende belastingen. Toepassing o.a. bij ro-ro verkeer. Als ligplaats voor grote diepstekende schepen wordt het overbouwde talud in het algemeen duur en kwetsbaar.

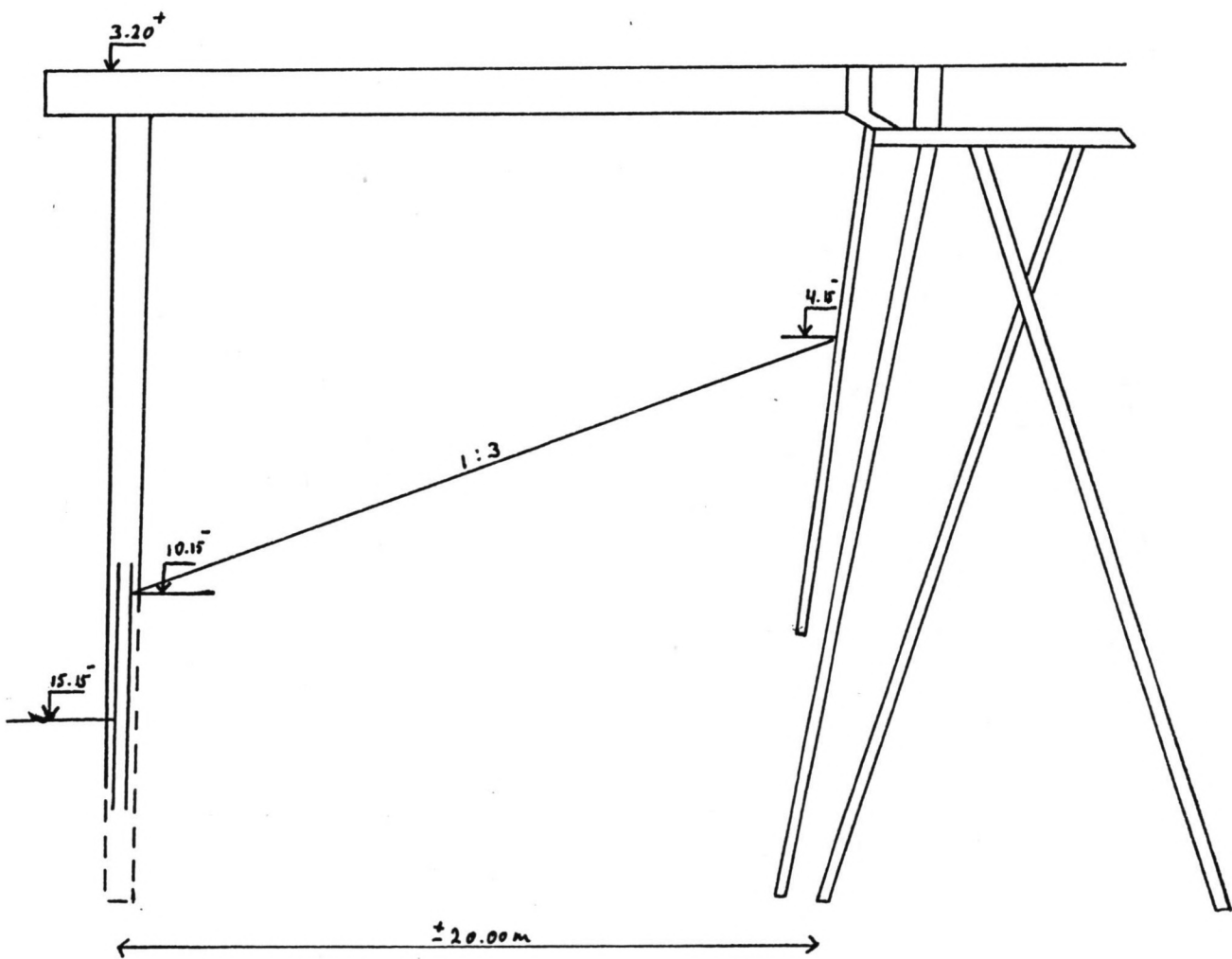
De mogelijkheid om met een steigerconstructie de grotere kerende hoogte op te vangen voorziet in een aantal varianten.

1 Opvangen grotere kerende hoogte alleen door een talud

Op zich is dit de meest natuurlijke manier voor het bewerkstelligen van een grotere diepte voor de kade (zie figuur 6.3). De breedte van de steiger wordt door de hellingshoek van het talud bepaald. De helling die gebruikelijk is, ligt rond de 1:3, wat bij een niveauverschil van 11.00 meter een minimale steigerbreedte van 33.00 meter tot gevolg heeft. Of deze helling ook inderdaad zo nauwkeurig gebaggerd kan worden is een tweede. Gevaarlijk is het baggeren in de buurt van de oude damwand, die bij te diep wegbaggeren van het talud zijn passieve druk verliest en naar voren kan komen.

Door de grote breedte van de steiger zal de voorkant van de kade verder het water in komen te liggen en zal het toch al niet te brede bassin voor de kade (\pm 190 meter) versmald worden, wat de nodige nautische problemen met zich meebrengt.

Verder zal door de steigerbreedte van 33.00 meter en een afstand van 3.00 meter tussen de voorkant van de betonconstructie van de kade tot aan de waterzijdige kraanrail en een railafstand van 20.00 meter zowel de waterzijdige als de landzijdige kraanbaan zich op de steiger bevinden. Door deze zware bovenbelasting op de relatieve slanke constructie zal extra risico ontstaan en zal de steiger zwaar uitgevoerd moeten worden. Dit laatste ook in verband met de op te vangen scheepsstoten. De scheepsstoten op de steiger zouden door het plaatsen van zware dukdalven voor de steiger, vermeden kunnen worden. Een reductie in de breedte van de steiger kan eventueel tot stand gebracht worden door (indien mogelijk in verband met stabiliteit oude constructie)



figuur 6.4 Steiger met combinatie talud/kering

gedeeltelijk ontgraven voor de oude damwand. Iedere meter verticaal ontgraven levert een steigerbreedtereductie van 3 meter (zie figuur 6.3).

Verder kan vermeld worden dat de talud bescherming en de stabiliteitsvoorzieningen (schoorpalen etc.) extra kosten met zich meebrengen.

2 Opvangen grotere kerende hoogte door een combinatie van talud en kerende wand

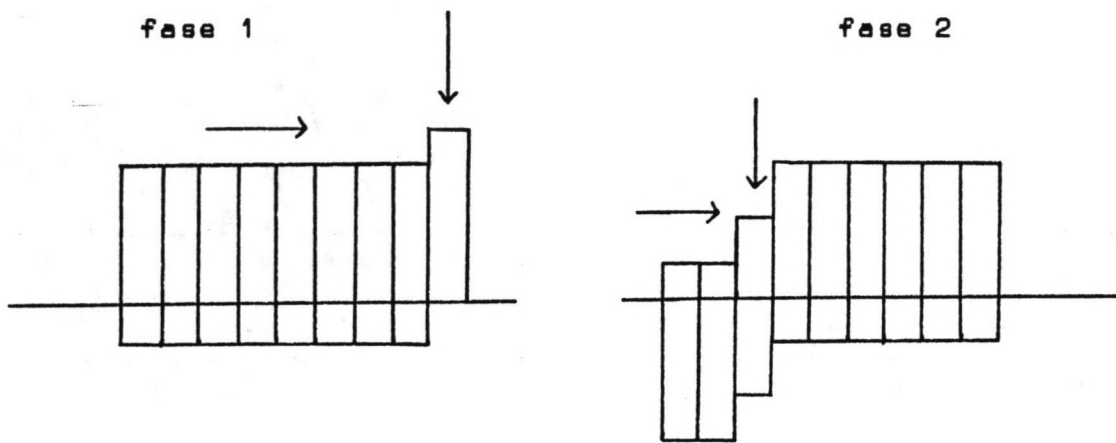
Bij deze variant wordt de breedte van de steiger gereduceerd door naast het toepassen van een talud tevens een kerend element in de constructie op te nemen (zie figuur 6.4). Door de geringere breedte zal de steiger stijver zijn dan de vorige variant (zonder verstijvingen). Door de kering over een bepaalde hoogte zal extra (horizontale) verankering noodzakelijk zijn of de oude constructie moet in staat zijn deze belasting op te nemen.

De kering kan zo uitgevoerd worden dat deze zowel keert als de bovenbelasting van de kraan draagt. Dit kan geschieden door het toepassen van een combinatie wand bestaande uit stalen buispalen, onderling verbonden door tussendamwandplanken. Deze planken kunnen desgewenst afgebrand worden op het niveau van de teen van het talud, waardoor er een halfopen constructie ontstaat. Dit biedt voordelen ten aanzien van het aanmeren van schepen te weten: minder weerstand doordat het ingesloten water zijwaarts weg kan stromen) en zo kleinere belasting op de kade. In het geval van een halfopen constructie is taludbescherming nodig.

Een groot voordeel van een minder brede steiger is het feit dat bij een afstand van 3.00 meter van de waterzijdige kraanrail tot de voorkant van de betonconstructie en een toekomstige railafstand van 20.00 meter, de huidige waterzijdige kraanbaanconstructie gebruikt kan worden voor de toekomstige landzijdige kraanbaanconstructie. De ideale situatie zou zijn dat de huidige waterzijdige kraanbaan zonder verdere aanpassingen gebruikt zou kunnen worden, maar de constructie dient in ieder geval in zoverre aangepast te worden dat er een grotere waterdiepte voor de kade ontstaat.

Conclusie: Het toepassen van een steigerconstructie waarbij de grotere diepte voor de kade bereikt wordt door alleen het toepassen van een talud brengt ten opzichte van de tweede variant veel extra kosten met zich mee ten aanzien van taludbescherming, verstijvingen steiger, eventuele dukdallen. Bovendien dient het versmallen van het havenbassin zoveel mogelijk beperkt te worden.

De tweede variant daarentegen biedt perspectieven. Met name



figuur 6.5 Gestaffeld heien

het aspect dat de huidige waterzijdige kraanbaan in de toekomstige constructie een functie kan hebben rechtvaardigd het maken van een controleberekening van deze kraanbaan belast door de toekomstige grotere belastingen. Verder dient vermeld te worden dat bij het toepassen van een steigerconstructie voor de huidige constructie de sloopwerkzaamheden niet van grote betekenis zijn.

6.2.4 Damwand/combinatiewand

Het opvangen van een grotere kerende hoogte met behulp van damwandconstructies is de meest vertrouwde en gangbare methode. De concurrentie is groot en de prijs is dus scherp.

De damwand ontleent zijn stabiliteit aan een inklemming in de grond of aan een oplegging in de grond in combinatie met (een) verankering(en) op hoger niveau. Ook komen er oplossingen voor diepwanden voor, bestaande uit een gehele of gedeeltelijke inklemming in de grond én een verankering daarboven.

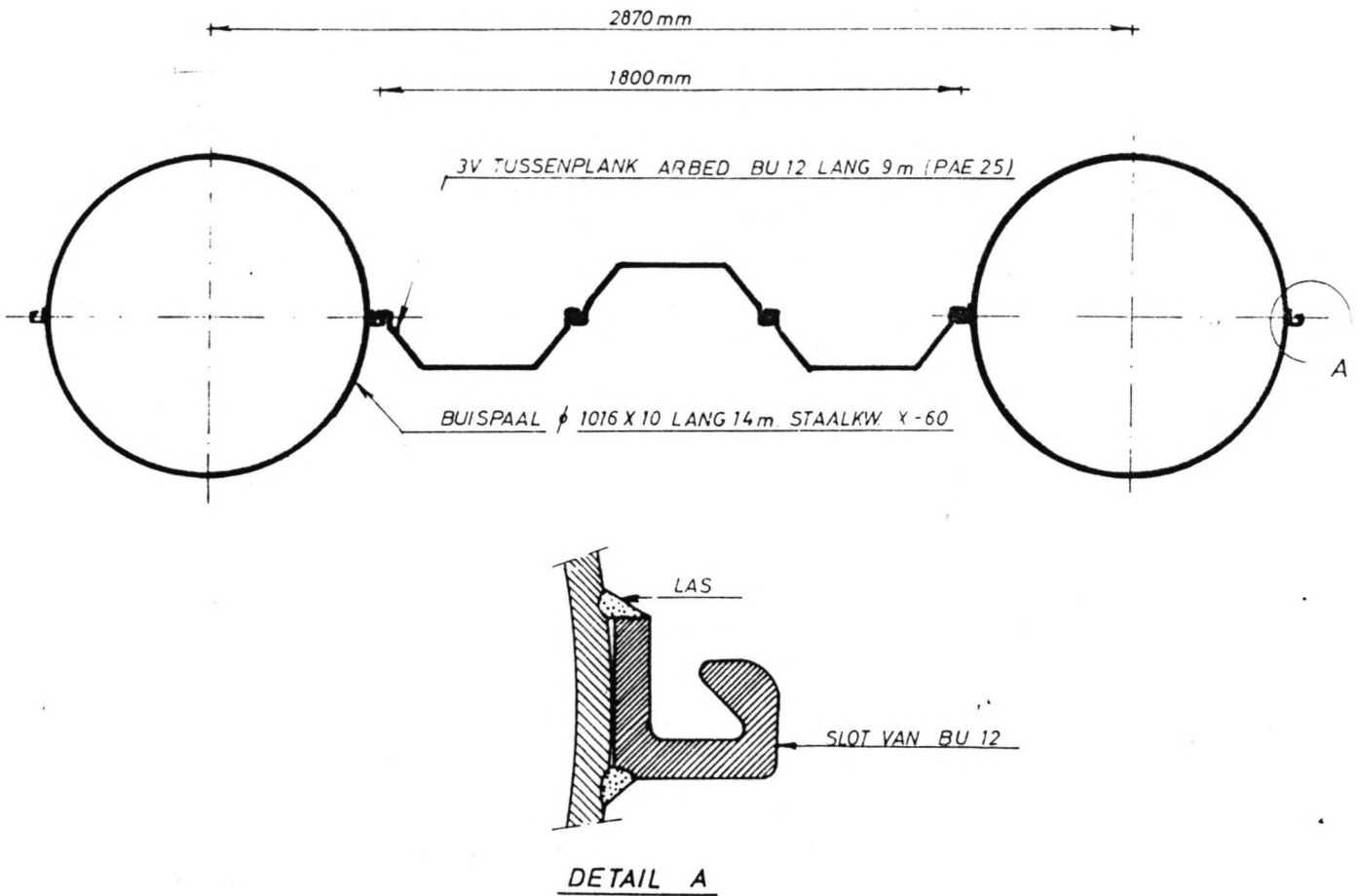
De verankering bestaat in de regel uit een horizontale achterwaartse verankering aan een ankerwand, paaljuk of injectieankers (groutankers). Sinds kort worden ook m.v.-palen als verankering toegepast (bespreking van achterwaartse verankering in de volgende paragraaf).

De damwanden in de haven zijn gezien de noodzakelijke grote afmetingen in de regel van staal. Nadeel hiervan is zonder meer de corrosie die op den duur optreedt en waartegen maatregelen genomen dienen te worden. Men zorgt er o.a. voor dat de gehele damwand zich altijd onder water bevindt. Dit houdt in dat de bovenkant van de damwand zich onder het laagste waterpeil moet bevinden. Kathodische bescherming komt ook voor.

Verder kunnen er tijdens het inbrengen van de damwand de nodige problemen optreden te weten:

1. Uit het slot lopen
2. Uitknikken of ontoelaatbaar plooiën

ad 1. Uit het slot lopen kan optreden door het wegdraaien van de damwandplanken langs een eventueel obstakel in de grond. Dit verschijnsel kan soms pas na duikeronderzoek of met laagwater ontdekt worden. De kans op uit het slot lopen kan verkleind worden door de damwandplanken tijdens het heien maximaal te geleiden. Dit kan o.a. geschieden door het zogenaamde "gestaffeld" heien (zie figuur 6.5). Is er toch



figuur 6.6 Combinatiewand;
Buispaal met 3-voudige tussenplank

een opening ontstaan dan kan deze eventueel nog achteraf met behulp van chemische injectie gedicht worden. Dit brengt hoge kosten met zich mee.

ad 2. De kans op knikken/plooien kan verkleind worden door de damwandplanken pas in een laat stadium te heien en deze eerst over het grootste gedeelte de grond in te trillen. De damwandplank heeft dan tijdens het heiproces meer zijwaartse steun aan de grond. Men kan ook gebruik maken van zwaardere profielen of verstijvingen aanbrengen.

De damwand bestaat meestal uit een aaneengesloten rij damwandplanken maar er wordt steeds meer gebruik gemaakt van de zogenaamde combinatiewand (zie figuur 6.6). Hierbij kunnen zowel horizontale als verticale belastingen opgenomen worden, terwijl hierbij toch relatief lichte damwandplanken gebruikt worden. De verticale belasting wordt door de buispalen opgenomen en de tussenplanken kunnen hun horizontale belasting kwijt op de buispalen. De buispalen ontlasten de damwandplanken en voorkomen dat de damwandplanken zeer zwaar uitgevoerd moeten worden. Er wordt gewerkt met stalen buispalen die op een bepaalde afstand van elkaar geheid worden. De buispalen worden ook vaak meestal dmv. aaneengelaste profielen geconstrueerd. De damwand zelf, tussen de buispalen kan bestaan uit een zgn. tweevoudige of drievoudige tussenplank (zie figuur 6.6). Heeft de damwand naast een kerende, ook een dragende functie, dan zal de damwand tot op het niveau van de draagkrachtige laag geheid moeten worden. Nadeel hierbij is dan de grote lengte die de plank knikgevoeliger maakt. Wat de plaats van de damwand/combinatiewand betreft zijn er een aantal mogelijkheden.

Nieuwe damwand op de plaats van/vlak voor de huidige damwand

Deze mogelijkheid kan alleen uitgevoerd worden als de nieuwe damwand vlak voor de huidige geplaatst wordt. Immers de huidige wand kan niet getrokken worden om plaats te maken voor de nieuwe daar dan de huidige gekeerde grond naar voren komt. Het tijdelijk opvangen van deze grond komt overeen met het heien van een damwand ervoor.

Wanneer men besluit een damwand vlak voor de huidige damwand te slaan tot een niveau van \pm NAP - 21.00 m. heeft dit het volgende tot gevolg:

De huidige vloerplaat en opbouw zal over deze damwand heen uitgebreid moeten worden. Bij het in stand houden van de huidige waterzijdige kraanrail en de eis dat de toekomstige

waterzijdige kraanrail zich op een afstand van 3.00 meter van de voorkant van de betonconstructie moet bevinden, houdt in, dat de uitbreiding zich maximaal over een gebied van ongeveer 0.7 meter mag uitstrekken. Dit zal de nodige uitvoeringstechnische gevolgen hebben.

Bovendien zijn de gevolgen van het ontstaan van extra negatieve kleeft op de huidige damwand door het er vlak voor heien van een nieuwe damwand, onvoorspelbaar.

Hierbij komt dat zowel de horizontale als de verticale belasting op de huidige kade groter wordt, wat zeker een controleberekening vereist en eventuele aanpassingen noodzakelijk maakt.

Het maken van de verankering van de nieuwe damwand aan de vloerplaat vereist de nodige aandacht.

Nieuwe damwand op een grotere afstand voor de huidige damwand

Bij het plaatsen van een damwand verder voor de huidige constructie heeft men het uitvoeringstechnisch makkelijker. Een nadeel is wel dat de huidige waterzijdige kraanrail komt te vervallen en er zal een nieuwe gebouwd moeten worden.

Bij verder naar voren plaatsen van de damwand kan men de te keren hoogte reduceren door het toepassen van een talud (zie ook steigerconstructie par. 6.2.3) en wordt de extra op te nemen horizontale kracht gereduceerd.

6.3 Opvangen van (eventuele) grotere horizontale kracht

Door de grotere te keren hoogte zullen de hiermee samenhangende horizontale krachten ook groter worden en zal bekeken moeten worden of deze opgenomen kunnen worden.

De mogelijkheden om een (grotere) horizontale belasting op te nemen geschiedt in de regel door achterwaartse verankering. Dit kan met behulp van de volgende elementen:

- Groutankers
- Ankerscherm
- M.V.-paal
- Bokconstructie

Achterwaartse verankering aan de huidige constructie

De verankerings-elementen kunnen behalve aan de nieuwe damwand ook aan de huidige constructie bevestigd worden. De

grotere horizontale kracht ter plaatse van de nieuwe damwand zal dan via de huidige constructie naar achteren geleid moeten worden. Het is ook mogelijk de grotere horizontale kracht op te vangen door ter plaatse van de huidige constructie extra schoorpalen te heien, waardoor echter wel extra belasting op de huidige damwand ontstaat door grondverdringing.

Voordeel van krachtenafdracht via de huidige constructie is dat men geen nieuwe verankering door de (huidige) constructie hoeft te voeren. Men dient wel aankoppelingsvoorzieningen tussen de huidige constructie en de uitbreiding aan te brengen.

Bij achterwaartse verankering ter plaatse van de huidige constructie kan men bij het heien van M.V.-palen onder een hoek van 1:1 of het toepassen van groutankers, in het gebied komen van de palen onder de huidige landzijdige kraanbaan. Verder kan deze verankering door bovenbelasting op het terrein extra zwaar belast worden. De mogelijkheid van verankering aan de huidige landzijdige kraanbaanfundering is ook een mogelijkheid als deze tenminste de horizontale kracht op kan nemen.

Achterwaartse verankering aan de nieuwe constructie

Bij achterwaartse verankering ter plaatse van de nieuwe damwand kunnen bij niet al te grote afstand huidige/nieuwe damwand de nodige problemen optreden.

Het doorbrengen van groutankers of M.V.-palen door de huidige damwand en tussen de huidige funderingspalen door, is vrijwel onmogelijk. De betonpalen 5:1 staan h.o.h. 0.90 m, nog afgezien van de mogelijke heiafwijking en men zou tevens gaten in de huidige damwand moeten branden.

Verankering aan een achter de constructie gelegen ankerscherm is eventueel mogelijk door gebruik te maken van een voorspankabel door of over de bestaande ontlastvloer heen.

6.4 Opvangen van de grotere verticale kracht

In de toekomst zal de pootbelasting van de portainer groter zijn dan voorheen. Bovendien zal de bovenbelasting op het terrein toenemen. Kortom er zal bekeken moeten worden hoe deze grotere verticale kracht opgenomen kan worden.

In hoofdstuk 5 is bekeken of de huidige constructie de grotere verticale en horizontale belasting op kan nemen en daaruit blijkt dat deze constructie, nog afgezien van de aan te brengen langere damwand, daartoe niet in staat is.

Er zal nu in eerste instantie bekeken worden hoe de reeds in paragraaf 6.2 genoemde constructie-elementen in staat zijn een grote verticale kracht op te nemen, waarna combinaties met de huidige constructie bekeken worden ten aanzien van het opnemen van de grotere verticale belasting.

Caisson

Een caissonconstructie kan prima een grote verticale belasting opnemen. Immers het beton wordt slechts op druk belast. Een nadeel is, als men beide kraanrails op deze caisson wil plaatsen, dat dit dan een zeer grote constructie wordt met een minimale breedte van 23.00 meter. Bij gebruik van de huidige waterzijdige rail als toekomstige landzijdige kan dit gereduceerd worden tot \pm 20.00 meter wat toch een aanzienlijke breedte betreft. De kraanrail(s) bevinden zich boven de inwendige wanden van de caisson.

In de grond gevormde constructies (boorpalen/diepwand)

Deze massieve betonnen constructies zullen net als bij de caisson de grotere verticale krachten goed op kunnen nemen.

Steiger

Zoals reeds in paragraaf 6.2 genoemd is, zal de steiger zwaar uigevoerd moeten worden bij een grote bovenbelasting. Tevens zal de stabiliteit gewaarborgd moeten zijn daar bij uitbuigen van de constructie bij grote bovenbelasting 2e-orde effecten op kunnen treden. Waarschijnlijk zullen in de steiger zware palen aanwezig moeten zijn om deze krachten op te nemen.

Damwand/Combinatiewand

Zoals reeds in paragraaf 6.2 ter sprake is gekomen, is het feit dat damwanden plooi- en knikgevoelig zijn door de doorgaans grote lengte. Bij grote bovenbelasting zullen deze wanden zonder aanpassingen snel bezwijken.

Combinatiewanden daarentegen laat de draagfunctie vervullen door de buispalen en de kerende functie door de damwandplanken. Hierdoor worden de relatief slanke onderdelen van de constructie niet op normaalkracht belast, afgezien van de kleef. Maar deze veroorzaakt geen "spatkracht".

6.5 Conclusies en keuze van ontwerpalternatief

In deze paragraaf zal uitgaande van de eerder in dit hoofdstuk genoemde mogelijkheden ten aanzien van het bewerkstelligen van een grotere kerende hoogte, opvangen van de grotere horizontale kracht en opvangen van de grotere verticale kracht, een keuze hieruit gedaan worden. Met deze keuze zal verder gekeken worden in hoofdstuk 7.

6.5.1 Conclusies

Ten aanzien van de constructies kan met betrekking tot een caissonmuur, al snel de conclusie getrokken worden, dat deze constructie thans geen voordeel biedt ten opzichte van andere methoden. Het belangrijkste aspect hierbij is de bodemgesteldheid. Bij grotere diepten wordt deze constructie (vaak) uit de markt geprijsd door de kosten van het grondwerk.

De draagkrachtige laag zit op de locatie \pm 5 meter onder de (toekomstige) havenbodem en er zal behalve het wegbaggeren van grond, ook een omvangrijke grondverbetering toegepast moeten worden. Dit, in combinatie met de (te vermijden) versmalling van het bassin doet deze constructie afvallen.

Ten aanzien van de in de grond gevormde constructies (boorpalen, diepwanden) kan geconcludeerd worden dat, als deze constructies toegepast zouden worden, deze dan aan de waterzijde geplaatst zouden moeten worden. Immers bij plaatsing achter de huidige constructie, zou de huidige constructie later gesloopt moeten worden wat het wegnemen van de later zo noodzakelijke passieve kracht ten gevolge heeft. Bovendien brengt het slopen van de gehele huidige kadeconstructie hoge kosten met zich mee.

Bij de plaatsing aan de waterzijde treden er problemen op bij het naar achteren verankeren van de constructie. Er is hier nauwelijks ruimte voor.

Bij het toepassen van in de grond gevormde constructies als kademuur aan het water, is nog te weinig ervaring en geeft teveel problemen op de locatie en is dus zeker geen concurrerende constructie.

Een beter constructie-principe is de steigerconstructie. Hierbij wordt de op te vangen horizontale kracht gereduceerd door toepassing van een talud, of bij toepassing van een volledig talud zelfs geheel weggenomen. Hierdoor zijn er minder problemen te verwachten ten aanzien van de horizontale verankering. Het grondwerk is hierbij beperkt. Het talud onder de steiger dient wel stabiel te zijn.

Samenwerking met de oude constructie is mogelijk. Er dienen wel voorzieningen getroffen te worden voor het opvangen van horizontale scheepsstoten.

Ten aanzien van het opnemen van de verticale krachten is deze constructie in het nadeel ten opzichte van de massieve betonconstructies maar bij eventuele samenwerking met de oude constructie kan een deel van de verticale belasting hierdoor opgenomen worden.

De meest vertrouwde oplossing is een damwandconstructie, alleen de plaats hiervan is een variabele.

Wanneer men een damwand vlak voor de huidige damwand slaat, zijn de gevolgen ten aanzien van de huidige constructie onbekend. De nieuwe damwand trillen zal niet mogen (verweken van de grond voor de oude damwand en kleiner worden passieve kracht) en door het heien zal er waarschijnlijk extra negatieve kleef op de huidige damwand ontstaan. Om dit alles te voorkomen zal de damwand naar voren geplaatst moeten worden en zal de afstand tussen de huidige waterzijdige rail en de voorkant van de toekomstige betonconstructie groter dan 3.00 meter worden. Hierdoor zal de mogelijkheid om de huidige (aan te passen) waterzijdige kraanrail als toekomstige waterzijdige kraanrail te gebruiken, komen te vervallen.

Er zal nu op een bepaalde afstand van de voorkant van de huidige kade een nieuwe waterzijdige kraanbaan met bijbehorende fundering en een nieuwe kering geconstrueerd moeten worden. Deze nieuwe waterzijdige kraanbaan zal door een dek verbonden worden met de huidige kade.

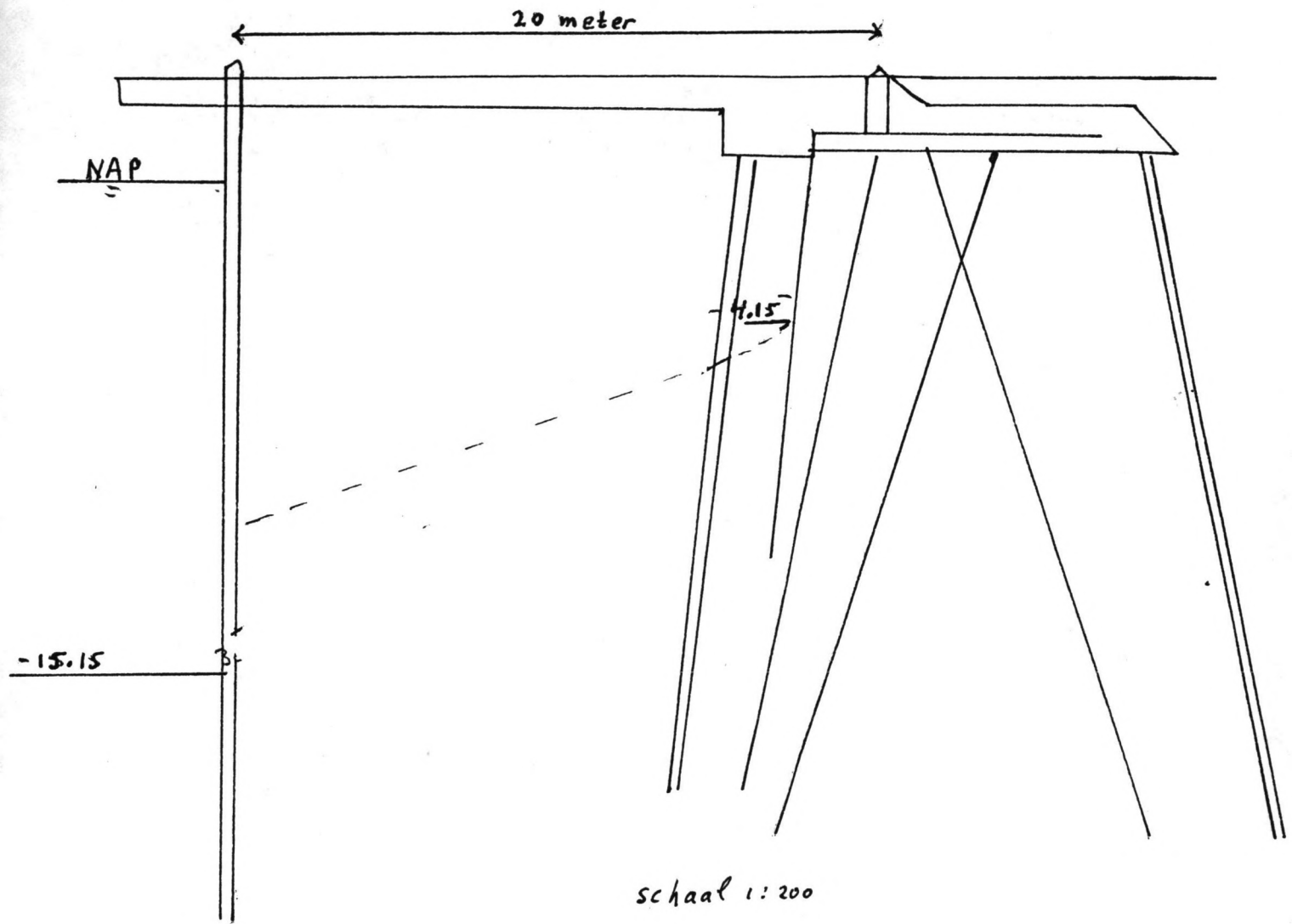
De breedte van de steiger/ damwand combinatie kan beperkt blijven afhankelijk van de gekeerde hoogte door de damwand in deze constructie. Bovendien zal bij juiste construering (aanpassing) de huidige waterzijdige kraanbaan kunnen fungeren als toekomstige landzijdige.

De horizontale kracht op het naar voren geplaatste kerende element (meest hiervoor geschikt is een damwand) kan gereduceerd worden door het toepassen van een talud. Hierdoor zal ook het benodigde grondwerk gereduceerd worden.

De verticale belasting (waterzijdige kraanbaan + dekbelasting) kan door de als combinatiewand uitgevoerde damwand en de huidige (aan te passen) constructie of nieuw aan te leggen kraanbaan opgenomen worden. Dit laatste als de huidige waterzijdige kraanbaan ook met aanpassing niet als toekomstige landzijdige kan fungeren.

6.5.2 Keuze

Als ontwerpalternatief voor het oplossen van de in paragraaf 2.2 genoemde probleemstelling, rekening houdend met de randvoorwaarden, uitgangspunten en het programma van eisen, wordt een steigerconstructie (combinatie steiger en damwand) gekozen. Hierbij zal een nieuwe waterzijdige kraanbaan geconstrueerd moeten worden en de huidige waterzijdige kraanbaan zal aangepast moeten worden om als toekomstige landzijdige kraanbaan te voldoen. Verder onderzoek naar bijvoorbeeld de plaats van de kering door de damwand in de constructie zal in hoofdstuk 7 besproken worden.



figuur 7.1 Schets oplossing

7 ONDERZOEK GEKOZEN VARIANT

7.1 Inleiding

Na afwegen van allerlei varianten zijn we in hoofdstuk 6 tot de conclusie gekomen dat een steigerachtige constructie het meest geschikte ontwerp is om het probleem op deze locatie (pier 6 zuidzijde, tweede fase) te overwinnen.

Voordat in hoofdstuk 8 het uiteindelijke ontwerp berekend en gedimensioneerd zal worden, zal in dit hoofdstuk ten aanzien van een aantal deelproblemen hierbinnen een onderzoek uitgevoerd worden. Vervolgens zullen er ten aanzien van de mogelijke subvarianten keuzes gedaan worden.

In paragraaf 7.2 zal gekeken worden hoe de grond gekeerd kan worden. De op dit moment zijnde bodem op NAP - 4.15 meter zal uitgegraven worden naar NAP -15.15 meter.

In principe zal de landzijdige kraanbaan en de steiger (boven het talud) opgelegd zijn op de ontlastvloer. In paragraaf 7.3 zal gekeken worden hoe deze ontlastvloer het best aangepast kan worden.

In de paragrafen 7.4 en 7.5 zullen de mogelijkheden bekeken worden van afdracht van de belastingen op de steiger.

Paragraaf 7.6 tenslotte, bevat gegevens over het draagvermogen van funderingspalen.

7.2 Onderzoek naar de mogelijkheden ten aanzien van het bereiken van de grotere kerende hoogte

7.2.1 Grotere kering bestaande damwand

In paragraaf 3.3 is de huidige constructie beschreven. De huidige damwand, die aan de ontlastvloer hangt, heeft een lengte van 13.70 meter (van NAP + 1.00 meter tot NAP - 12.70 meter). Zij keert op dit moment tot een diepte NAP - 4.15 meter.

Met hetzelfde computerprogramma als waarmee in paragraaf 5.1.1 de huidige damwand is doorgerekend, zal nu gekeken worden wat er met de stabiliteit van deze damwand gebeurt, als zij aan de waterzijdige kant wordt ontgraven.

Voordat de resultaten worden gegeven nog een opmerking over de kadebelasting c.q. bovenbelasting.

In de berekening is er vanuit gegaan dat deze bovenbelasting (40 kN/m², zie hoofdstuk 4) voor de helft (50%) doorwerkt op de damwand. Met deze aanname is de situatie zowel met de methode minimale inheiddiepte (m.i) als met methode

Blum bekeken. Om de grenzen aan te geven zijn, naast deze resultaten, ook de resultaten bij geen belasting op de damwand door de bovenbelasting en 100 % doorwerking van de bovenbelasting op de damwand weergegeven.

Het onderzoek is gedaan bij de huidige constructiediepte (NAP -4.15 m) en afgraven voor de damwand tot NAP - 5 m. en NAP - 6 m. Het zal blijken dat onderzoek naar nog verder ontgraven absoluut geen zin heeft.

constructiediepte	m.i.			Blum		
	inheid. (m. NAP)	ankerkr. (kN/m)	moment (kNm/m)	inheid. (m. NAP)	ankerkr. (kN/m)	moment (kNm/m)
-4.15 m	-6.48	102	191	-8.45	87	133
-5.00 m	-8.64	129	290	-11.25	100	205
-6.00 m	-12.31	197	630	-15.40	163	459

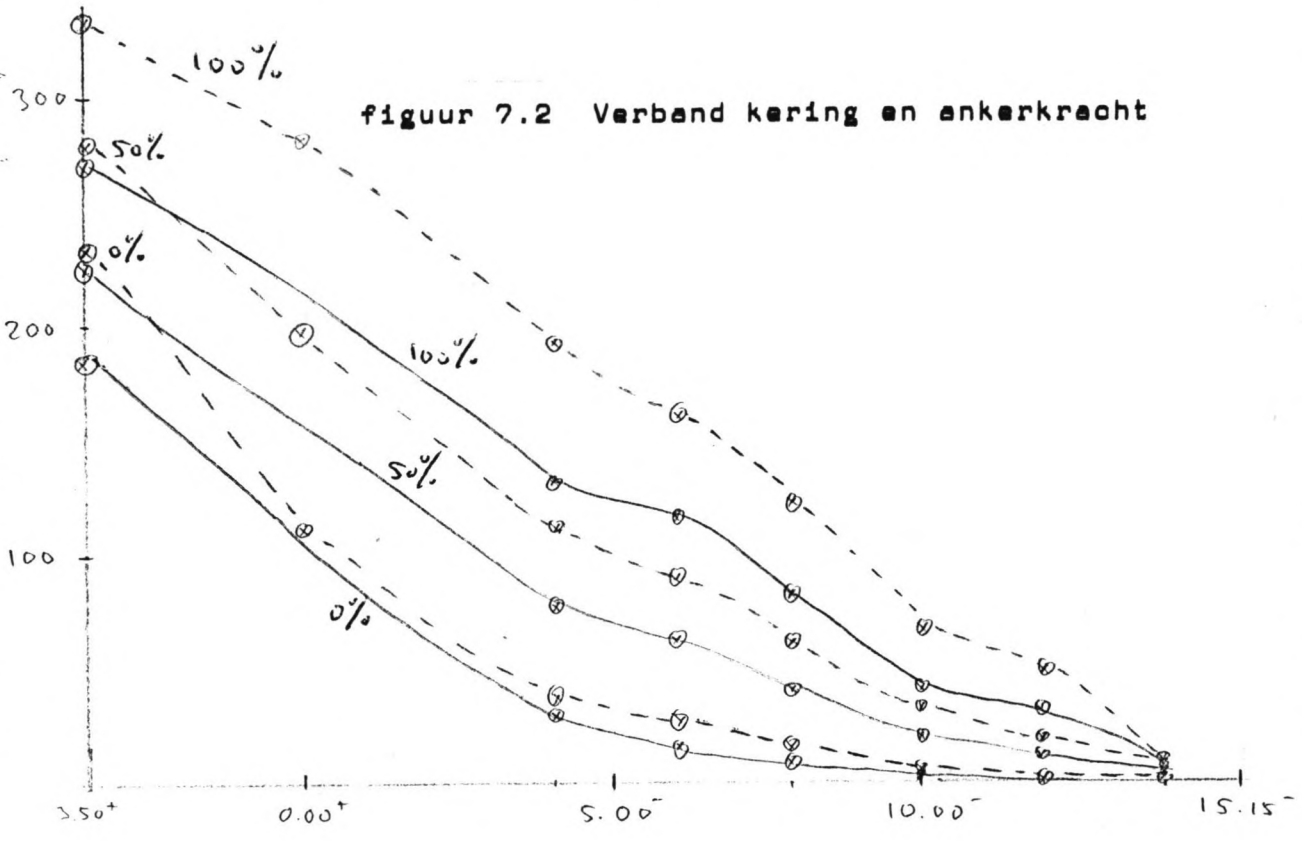
Inheidiepte volgens m.i. voor: geen bovenbelasting, 50 % (20 kN/m²) en 100% (40 kN/m²)

constructiediepte (tov. NAP)	inheidieptes bij bovenbelastingen					
	0 %		50 %		100 %	
-4.15 m	-5.96 m	-6.48 m	-6.66 m	-6.66 m	-6.66 m	-6.66 m
-5.00 m	-7.54 m	-8.64 m	-8.97 m	-8.97 m	-8.97 m	-8.97 m
-6.00 m	-11.32 m	-12.31 m	-12.52 m	-12.52 m	-12.52 m	-12.52 m

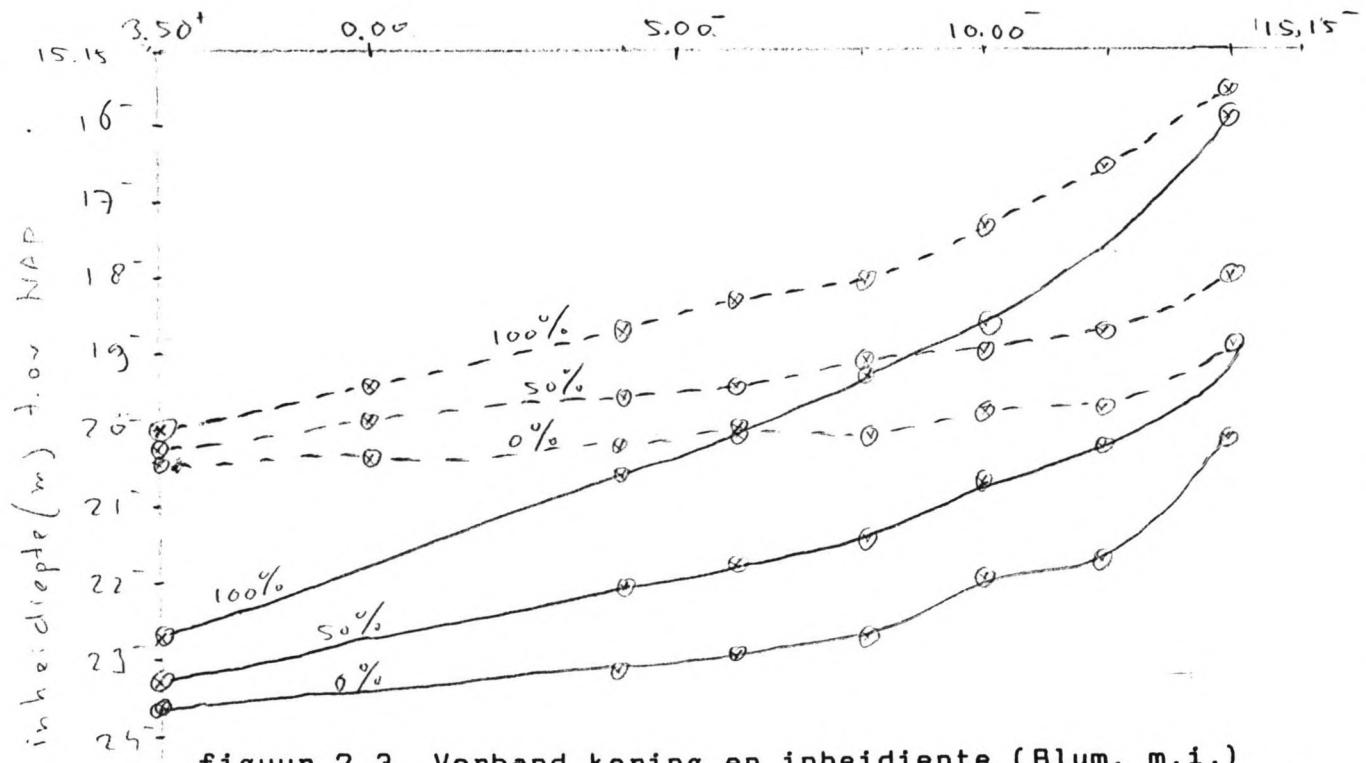
Conclusie:

De conclusie die getrokken kan worden, is dat bij een kleine ontgraving naar NAP - 5.00 meter de damwand al veel van zijn stabiliteit verliest. Nog verder ontgraven is al helemaal niet mogelijk. Ten aanzien van het ontgraven naar NAP - 5.00 meter moet opgemerkt worden dat er geen rekening is gehouden met het ontstaan van een talud aan de waterzijdige kant, waardoor een reductie voor de passieve gronddruk zal optreden. Kortom, deze manier om een grotere kerende hoogte te verkrijgen is niet reëel.

ankerkracht in KN per strekbreedte meter



⊗ met "damwand" (bijlage I) bepaalde waarden
 --- minimale inheiddiepte
 — methode blum



7.2.2 Steiler talud voor bestaande damwand

Bij een volledige steiger die een hoogte moet overwinnen van 11 meter (van NAP -4.15 m. tot NAP -15.15 m.), is uitgegaan van een talud van 1 op 3 à 3.5. Bij het schatten van deze helling is van het volgende uitgegaan:

Het natuurlijk talud van zand onder water is ongeveer 1 op 3. Er is op deze locatie (slappe gronden) geen aanleiding om een steiler talud aan te nemen zonder hiervoor aanpassingen te verrichten, zoals b.v. taludbescherming. Hierover later meer.

Een tweede reden waarmee rekening gehouden moet worden, is de onnauwkeurigheid van het baggeren (baggermarge). Vooral voor het onderhoud zal het baggeren onder de steiger problemen geven, waardoor het moeilijk te voorkomen is dat grond achter steigerpalen blijft zitten. De totale hoogteoverwinning zal hierdoor afnemen.

Een oplossing is echter mogelijk in de vorm van een steiler beschermd talud. Deze oplossing heeft echter een aantal nadelen.

Er zullen extra kosten gemaakt moeten worden voor de taludbescherming. Bovendien zal aanleg onder water en tussen reeds geheide palen problemen geven. Bij eerst de taludbescherming aanbrengen en vervolgens heien, zal absoluut voorkomen moeten worden dat de damwand en palen de bescherming niet beschadigen.

Bij het aannemen van een steiler talud zal de bestaande damwand nog minder passieve gronddruk kunnen opbouwen, wat de stabiliteit niet ten goede komt. Aan de hand van conclusies ten aanzien van ontgraven van de damwand kan opgemerkt worden dat zowel ontgraven als een steiler talud onacceptabel is.

Wel zou gedacht kunnen worden aan een oplossing waarbij het talud tijdelijk ontgraven wordt, en vervolgens weer aangevuld met zwaarder materiaal.

Conclusie: De breedte van de toekomstige steiger is te klein om een volledig talud aan te brengen. Het talud zou dan een helling moeten krijgen van 1 : 1.5, om een tweede kering uit te sparen. Daar dit onacceptabel is, wordt er voor een niet extra beschermd talud gekozen van 1 : 3. Het gevolg hiervan is, dat er een tweede kering in de steiger geconstrueerd moet worden. Dit zal in de volgende paragraaf besproken worden.

7.2.3 Aanbrengen tweede kering

In hoofdstuk 6 is geopperd om een damwand te slaan vlak voor de bestaande damwand. Deze damwand zou dan tot de nieuwe constructiediepte moeten keren.

Een nadeel hiervan was dat er grote ankerkrachten moesten worden opgenomen, wat een reden was van deze oplossing af te zien.

In deze paragraaf wordt gekeken wat de mogelijkheden zijn van een tweede damwand, die echter maar een deel van de hoogte behoeft te overwinnen. De rest van de hoogte wordt dan immers overwonnen door de bestaande damwand en een onderwatertalud. Om te kijken wat de reductie is van de op te nemen ankerkracht, het moment en vereiste inheidiepte, is het volgende onderzoek verricht:

Er is uitgegaan van het heien van een damwand, waarbij het boorprofiel en waterstanden uit paragraaf 3.4 als uitgangspunten genomen worden. De damwand zal geheid worden onder een helling van 8:1, zelfde helling als de bestaande damwand.

De constructiediepte is steeds NAP - 15.15 meter, echter de damwand keert niet steeds over de volle hoogte (in de grafiek: kerend vanaf). Er wordt geen rekening met een talud gehouden, waardoor met correcties voor de horizontale grond-drukken gerekend zou moeten worden. Bij het berekenen van een definitief ontwerp (zie hoofdstuk 8) zal dit wel gebeuren. De grafieken dienen louter als vergelijking.

Een voorbeeld kerend vanaf NAP -4.15 m. wil zeggen dat aan de landzijdige kant het "maaveld" op -4.15 meter staat en aan de waterzijdige kant op -15.15 meter. Bij deze situatie houdt de bestaande damwand zijn functie en keert de nieuwe over de rest van de hoogte. Bij kerend vanaf -8.00 m. wil het zeggen dat een talud de hoogte tussen -4.15 m. en -8.00 m. overwint. In figuren 7.2, 7.3 en 7.4 staan de ankerkrachten, inheidieptes en de op te nemen momenten aangegeven als functie van "kerend vanaf".

Dit is berekend, met het computerprogramma "damwand", voor de volgende situaties:

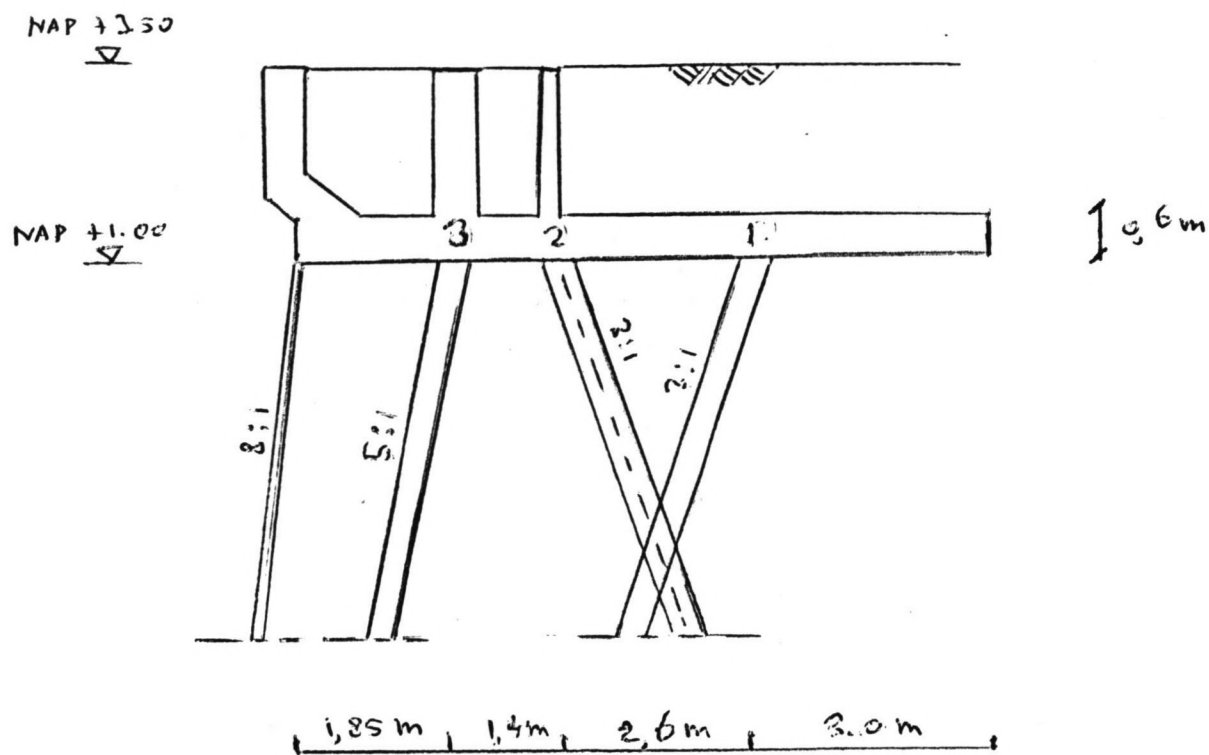
Net als in paragraaf 7.2.1 is er gekeken bij het volledig laten meewerken van de bovenbelasting (40kN/m^2), 50 % meewerken van de bovenbelasting en geen rekening houden met bovenbelasting. Dit om weer de grenzen aan te geven. Het is duidelijk dat hoe verder men van de bestaande constructie af een damwand heit, hoe minder rekening gehouden behoeft te worden met de bovenbelasting. In de werkelijke situatie zal de lijn aan het begin van de grafiek (kerend vanaf +3.50 m) in de buurt van de 100 % bovenbelasting zitten en aan het eind in de buurt van geen bovenbelasting.

Net als in paragraaf 7.2.1 is gekeken met de methode volgens minimale inheidiepte (m.i.) en methode Blum.

Conclusies: voor alle drie de onderzochte verbanden (inheidiepte, ankerkracht en moment in de damwand) ontstaan er aanzienlijke reducties bij gedeeltelijke kering. Werd in hoofdstuk 6 de volledige damwand afgewezen op grond van v.n.l. te grote ankerkracht die moeilijk af te dragen was, aan de hand van dit onderzoek kan gesteld worden dat een damwand die keert over een beperkte hoogte wel acceptabel is.

De te overwinnen hoogte tussen NAP - 4.15 m. en NAP-15.15 m., zal voor zoveel mogelijk overwonnen door een onderwatertalud (helling 1:3). Daar de lengte van het talud toch ontoereikend is de gehele hoogte te overwinnen, zal een gedeelte van de te keren hoogte gekeerd worden door de tweede kering.

Voor de te keren hoogte en de plaats van de kering zie paragraaf 8.3. Omdat we gekozen hebben voor een kering in de steigerconstructie en een zo groot mogelijk deel van de te keren hoogte door een talud laten overbruggen, zal bij juiste plaatsing van de l.z. kraanbaan deze kering en de w.z. kraanbaanfundering gecombineerd kunnen worden (combinatiewand). Bij het uitvoeren van een kering als combinatiewand kunnen de tussendamwandplanken relatief licht blijven doordat zij hun belasting direct naar de zware dragende palen in deze wand kunnen overdragen. Voor de kering zullen wij dan ook een combinatiewand toepassen. Voor de berekening van deze combinatiewand zie paragraaf 8.6.



figuur 7.5 Bestaande ontlastvloer met paalnummering

7.3 Aanpassing van bestaande ontlastvloer

7.3.1 Beschrijving belastingen

In hoofdstuk 5 is de bestaande constructie doorgerekend. Hieruit bleek dat de huidige ontlastvloer gefundeerd op 3 rijen palen niet voldeed met betrekking tot de toekomstige belastingen. Deze belastingen bestaan uit het eigen gewicht van de ontlastvloer, de kraanbelasting, de kadebelasting c.q. containerbelasting en de krachten door de bestaande damwand op de ontlastvloer afgedragen. In deze paragraaf zal gekeken worden hoe met minimale aanpassingen een optimaal ontwerp een aangepaste ontlastvloer zal ontstaan.

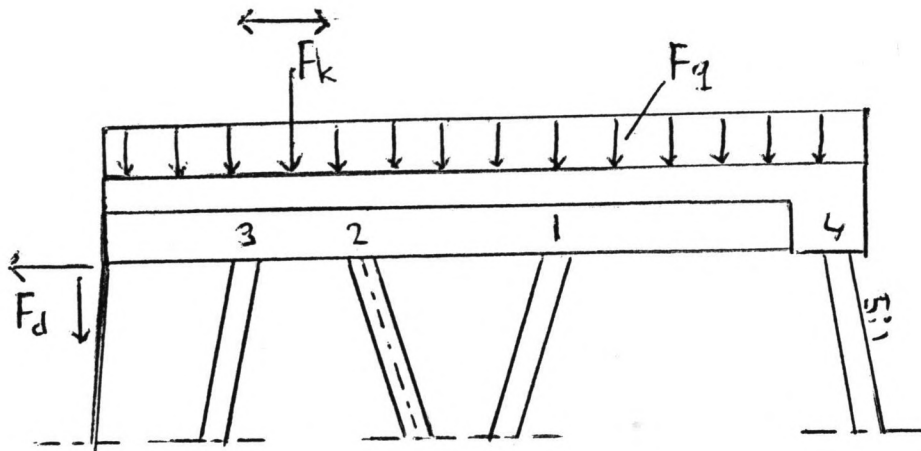
Dat de ontlastvloer niet voldoet aan de nieuwe eisen wil zeggen dat zowel de kraanbalk, de vloer (met een dikte van 0.60 m) als het aantal palen ontoereikend is. Wat in ieder geval moet gebeuren, is het slopen van de huidige waterzijdige kraanrails en de kraanbalk. In hoofdstuk 5 is berekend dat ook de ontlastvloer (dikte = 0.60 meter) onvoldoende was om de momenten op te nemen. Bij het ontwerpen van de meest optimale aanpassing, zal ook gestreeft worden naar minimale momenten in de ontlastvloer, zodoende deze zo min mogelijk te hoeven aanpassen.

7.3.2 Varianten t.a.v aanpassing ontlastvloer

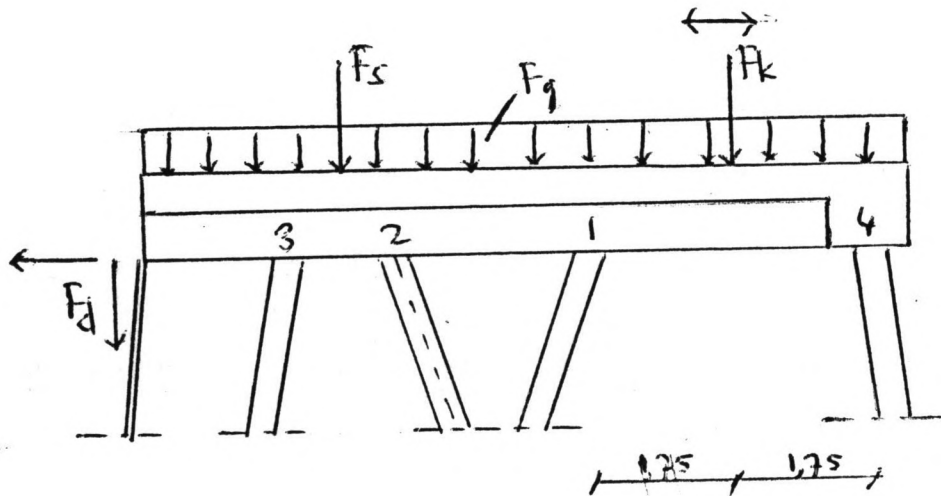
Het berekenen van de krachten in de palenrijen (3 bestaande en extra rijen palen), is net als in hoofdstuk 5 berekend met een computerprogramma volgens methode Nökkentved. De kenmerken (lengte, hart op hart afstand, stijfheid, oppervlakte en helling) voor de bestaande rij palen nummer 1, 2 en 3 (zelfde nummering als in hoofdstuk 5, zie ook figuur 7.5) staan in de bijlage.

De krachten bestaan uit een verdeelde belasting (eigen-gewicht, gronddekking en kadebelasting), de kraanbelasting (aangrijpend tussen palenrij 2 en 3) en de krachten als gevolg van de bestaande damwand. De berekening en waarden van deze krachten staan in de bijlage.

Hieronder zijn 6 varianten bekeken, ten aanzien van plaats en aantal extra palen. De krachten in de palen, die met "Nökkentved" berekend zijn, staan in de bijlage.



figuur 7.6 Variant I



figuur 7.7. Variant II

Variant I (zie figuur 7.6)

Bij deze variant is een extra rij palen (nummer 4) geheid achter (aan de landzijde) de ontlastvloer. Wat kenmerken van deze extra rij palen betreft, is uitgegaan van betonnen palen onder een helling 5:1, geheid 0.5 meter achter de bestaande ontlastvloer (exacte gegevens zie bijlage). De ontlastvloer moet derhalve worden verlengd. De steigerconstructie die voor de ontlastvloer zal worden gebouwd draagt geen krachten af op deze vloer.

Uit berekeningen blijkt dat deze mogelijkheid geen optimale verdeling van krachten in de palen geeft. Palenrij 4 (de extra geheide palenrij) neemt slecht weinig krachten. De reeds bestaande palenrijen 1, 2 en 3 krijgen teveel belasting. (zie bijlage)

Ook nadelig voor deze mogelijkheid is dat de steiger los staat van deze ontlastvloer, wat een weinig stabiele constructie en bovendien een ongunstiger krachtenverdeling (zal later blijken).

Variant II (zie figuur 7.7)

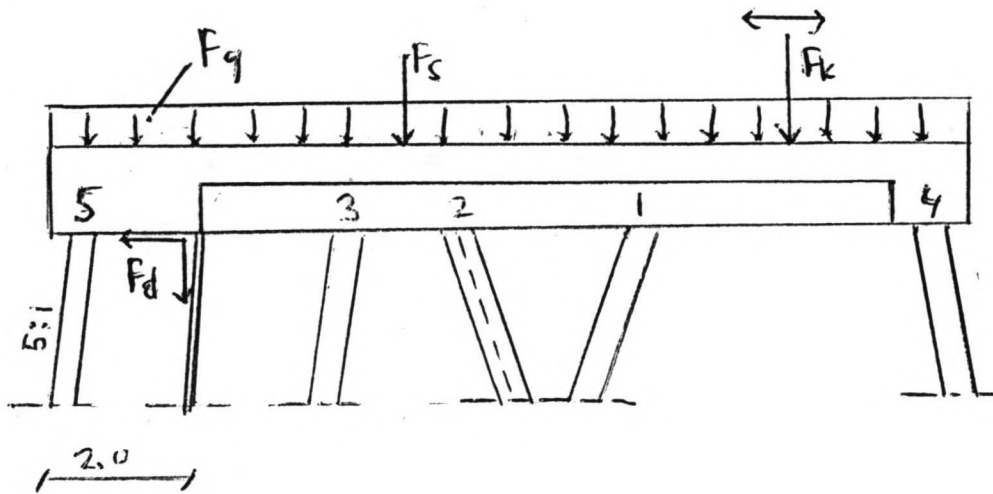
Door een constructie (lees: ontlastvloer) te maken die zowel de kraanbelasting als de steigerbelasting opneemt, zal een stabielere en evenwichtiger systeem ontstaan. Bij deze variant zal het palenplan hetzelfde zijn als bij variant I.

Het verschil zit hem in de plaats van de belastingen. De steigerbelasting zal aangrijpen tussen palenrij 2 en 3 (ongeveer zelfde plaats als de bestaande kraanbaan) en de nieuwe kraanbelasting tussen palenrijen 1 en 4 (extra rij palen, met zelfde waarden variant I). Met methode Nökkentved is voor verschillende belastinggevallen deze variant bekeken (zie bijlage). Hieruit blijkt dat vooral palenrij 1 zwaar belast wordt (tot 959 kN).

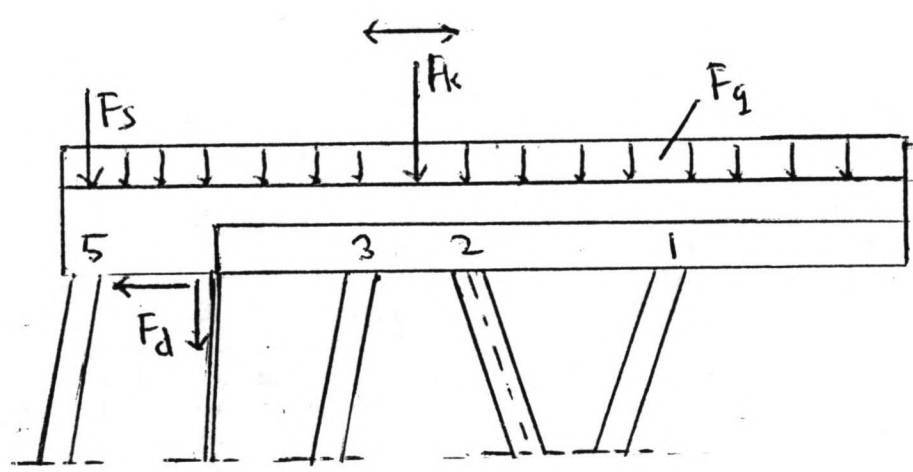
Bij het bepalen van dwarskracht en momentenlijnen bleek logischerwijze een groot veldmoment tussen de 3.5 meter uit elkaar staande palenrijen 1 en 4 (zie bijlage). Om dit grote veldmoment te vermijden zal een gedeelte van de ontlastvloer gesloopt moeten worden, zodoende de afstand tussen palenrij 1 en 4 te verkleinen.

Daar de constructie zich bij volbelasting bleek te gedragen als twee onafhankelijke bokconstructies, dit volgend uit het moment tussen palenrij 1 en 2 ($= -1$ kNm), is het meest optimale de extra palenrij (4) zo te heien dat de werklijnen van palenrij 1 en 4 elkaar snijden ter plaatse van de nieuwe landzijdige kraanbaan.

Uitvoeringstechnisch en mechanisch is bij de variant nog een moeilijkheid hoe een kraanbelasting over te dragen op



figuur 7.8 Variant III



figuur 7.9 Variant IV

twee palenrijen (c.q. bokconstructie 1 en 4), waarvan de ene aan een bestaande ontlastvloer vastzit en de tweede nog geheel moet worden.

Variant III (zie figuur 7.8)

Als mogelijke oplossing voor de te grote paalkrachten volgend uit variant II, is de mogelijkheid bekeken van een tweede rij extra palen (palenrij 4 en 5). Deze betonnen rij palen 5 zijn aangenomen op twee meter voor (aan de waterzijde) de ontlastvloer, naar voren geheel onder een hoek van 5:1 (exacte gegevens zie bijlage). De ontlastvloer zal hierdoor ook verlengd moeten worden richting het water. Deze oplossing bleek ten aanzien van de paalkrachten nauwelijks beter. De palenrij 5 neemt maar zeer weinig belasting op (zie bijlage).

Variant IV (zie figuur 7.9)

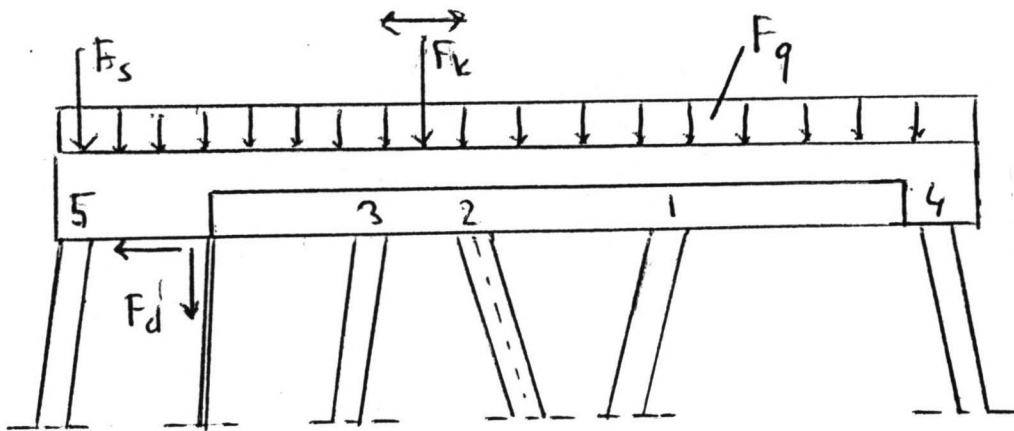
Een andere mogelijkheid is de kraanbelasting aan de laten grijpen tussen palen 2 en 3 (ongeveer zelfde plaats als bestaande kraanbaan) en een extra rij palen (palenrij 5) te heien voor de ontlastvloer en deze palenrij verbinden met de ontlastvloer, opdat één aangepaste vloer ontstaat opgelegd op vier rijen palen (palenrijen 1, 2, 3 en 5). De steigerbelasting zal hierbij aangrijpen ter plaatse van palenrij 5. De waarden voor deze extrarij zijn hetzelfde aangenomen als bij variant III.

Deze oplossing geeft te grote paalkrachten. Dit voornamelijk in palen rij 2 (de enige palenrij in die richting geheel) en in mindere mate in palenrij 1 (zie bijlage).

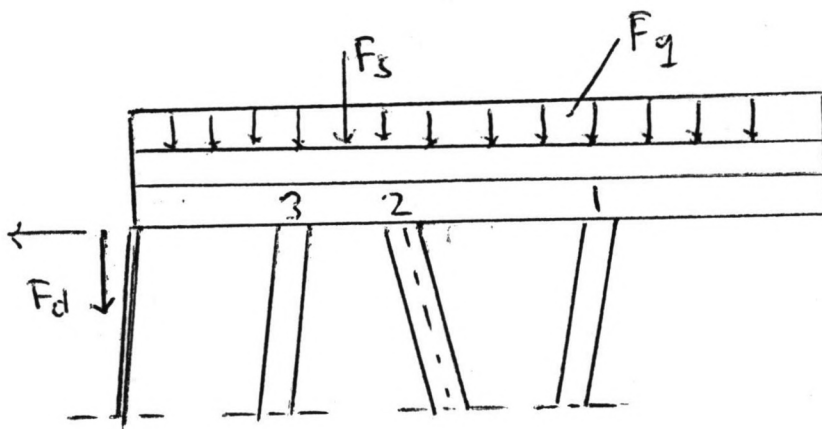
Variant V (zie figuur 7.10)

Een logische aanpassing van de vorige variant is het heien van een vijfde rij palen (palen rij 4 met zelfde waarden als hierboven). Uit berekening met methode Nökkentved blijkt dit voor alle belastingsituaties (ook bij kleinere steigerbelasting) een redelijke oplossing (zie bijlage).

Ook volgens stabiliteitsoverwegingen is dit een acceptabele oplossing. Een nieuwe ontlastvloer grijpt om de bestaande heen, wat zo één geheel gaat vormen. Er is immers zowel horizontale als verticale krachtenoverdracht mogelijk zonder veel extra verbindingselementen te hoeven aanbrengen.



figuur 7.10 Variant V



figuur 7.11 Variant VI

Deze variant kan worden vergeleken met variant I (een extra rij palen achter de vloer en de steigerbelasting niet afdragen op de vloer). De plaats van de aangrijping van de krachten is bij deze twee varianten hetzelfde. Het verschil is het wel of niet verbinden van de oplegging van de steiger met de ontlastvloer. Het blijkt dat variant V een veel gunstiger krachtenverdeling geeft. Bovendien is deze oplossing uit stabiliteits oogpunt beter.

Deze variant heeft echter een belangrijk nadeel. Doordat de steigerbelasting aangrijpt ter plaatse van palenrij 5, wordt de ontlastvloer asymmetrisch belast. Het blijkt namelijk dat palenrij 5 al zwaar belast wordt, terwijl de steiger nog geen krachten afdraagt op de ontlastvloer. Hierdoor zou bij het kiezen van variant V, het eerste tussensteunpunt van de steiger op een zeer kleine afstand geheid moeten worden.

Variant VI (zie figuur 7.11)

Nog een mogelijkheid is om de steigerbelasting af te dragen op de ontlastvloer, zonder extra palenrijen. Voor de landzijdige kraanbaan zal dan een nieuwe bok achter de ontlastvloer gebouwd moeten worden. Wat krachtenverdeling is dit geen goede oplossing, ook met verminderen van de steigerbelasting (zie bijlage).

Door het landinwaarts verplaatsen van de landzijdige kraanbaan zal de steiger smaller worden (gunstig). Echter ongunstig is dat de te keren hoogte voor de tweede damwand zal toenemen, wat een aanzienlijke toename van de ankerkrachten geeft (zie par. 7.2.3), die door de beperkter wordende ruimte tussen de tweede damwand moeilijk af te dragen is. Deze variant neigt naar de volledige damwand variant (beschreven in hoofdstuk 6), die om diezelfde reden werd afgewezen.

7.3.3 Keuze uit varianten

Wat krachtenverdeling betreft blijkt variant II de meest optimale oplossing. Echter hier is dan wel sprake van overbelasting van palenrij 1, die ontstaat door horizontale kraanbelasting. Echter pas na het dimensioneren van de steiger zullen alle waarden voor de belastingen exacter bekend zijn. Immers bij het vergelijken van deze 6 varianten is slechts een goede schatting gemaakt van de grootte en aangrijpingspunt van de krachten.

Een nadeel van variant II was dat er grote veldmomenten optraden tussen palenrij 1 en 4, die 3.5 meter uitelkaar staan. Voor verdere uitwerking en controle van de variant met de exacte waarden van de krachten in hoofdstuk 8, zal een gedeelte van de ontlastvloer gesloopt worden, zodoende de afstand tussen de palenrijen 1 en 4 te beperken tot 2 meter.

Met de keuze van deze variant staat de plaats van de landzijdige kraanbaan (en dus ook de waterzijdige) vast.

Daar de steiger opgelegd zal worden op de ontlastvloer (tussen palenrij 2 en 3), is de overspanning van de steiger tot de waterzijdige kraanbaan bekend (15.5 meter).

7.4 Krachtenoverdracht van de steiger

7.4.1 Belastingen op de steiger

De steiger zal de volgende belastingen moeten afdragen:

Belastingen door de waterzijdige kraanbaan.

De bogies van de waterzijdige kraanbaan geven net als de landzijdige kraanbaan zowel horizontale (loodrecht op de kraanrails) als verticale krachten af. De verticale heeft een grootte van 4720 kN per bogie, de horizontale 600 kN per bogie (inclusief winddruk). Deze horizontale kracht kan optreden in twee richtingen, beide loodrecht op de rails.

Voor de opname van de aanzienlijke verticale krachten, zullen deze zo rechtstreeks mogelijk moeten worden afgedragen. Dit om onnodige dwarskrachten en momenten te vermijden. Dit vraagt om een palenrij ter plaatse van de waterzijdige kraanbaan.

Belasting op de steiger

De steiger moet berekend worden op een bezetting van containers met stapelhoogte vier. Eén container (van 40 ft.) heeft een maximaal gewicht van 280 kN en draagt hij af via zijn vier hoekpunten. De steiger wordt zodoende belast door puntlasten, die maximaal 1120 kN kunnen bedragen. Deze puntlasten staan dan op een stramien van 40 ft. (= 12.20 meter) in de lengterichting en 8 ft. (= 2.44 meter) in de dwarsrichting van de steiger.

Met behulp van invloedslijnen voor de oplegreacties, dwarskrachten en momenten, zal een optimaal palenstramien bepaald worden. Behalve deze palen zullen bovendien de ontlastvloer en de fundering van de waterzijdige kraanbaan als oplegging fungeren (zie par. 7.5.1).

Aan de waterzijdige kant van de waterzijdige kraanbaan mag een verdeelde belasting optreden van 10 kN/m².

Belasting door combinatiewand

De horizontale ankerkracht van de wand zal moeten worden afgedragen. Uit berekeningen en uit de grafieken in par. 7.2 blijkt dat door de beperkte kering van de deze damwand de ankerkrachten maar zeer minimaal zijn.

Belasting door schepen

Als laatste horizontale krachten kunnen de krachten door de af te meren containerschepen genoemd worden. Deze bestaan uit fenderkrachten (in de richting van de pier) en bolderkrachten (van de pier af). Beide zullen als puntlasten aangrijpen op de steiger.

De bolders, met een bolderkracht van 1000 kN, staan op een hart op hart afstand van 20 meter (zie hoofdstuk 4). Deze mogen wat de fundering betreft als gelijkmatig verdeeld worden aangenomen (50kN/m). Dit geldt alleen mits de steiger in de lengterichting voldoende stijf is en bovendien moet er rekening worden gehouden met het feit dat hoe verder van de voorkant van de kade af deze krachten afgedragen worden, hoe beter ze gespreid worden.

De grootte van de afmeerbelasting is afhankelijk van de afmeerconstructie. De berekening hiervan zal in hoofdstuk 9 beschreven worden.

7.4.2 Opname van de belastingen op de steiger

Zoals al eerder beschreven zullen de verticale krachten worden afgedragen via de oplegging ter plaatse van de waterzijdige kraanrail, de tussenpalen en de oplegging op de huidige ontlastvloer.

De horizontale krachten moeten gesplitst worden in twee richtingen: in de richting van het water en in de richting van de pier.

Wat de krachten in de richting van de pier betreft (afmeerkrachten, horizontale kraanbelasting in die richting), kunnen deze het best worden opgenomen door passieve gronddruk achter de ontlastvloer. Een eis is dan wel dat de ontlastvloer voldoende in die richting verplaatst, zodoende passieve gronddruk te laten ontstaan. Een alternatief met schoorpalen in die richting is derhalve niet relevant.

De krachten in de richting van het water (bolderkrachten, horizontale kraanbelasting in die richting en ankerkrachten), zullen moeten worden opgenomen door (schoor)palen en/of een combinatiewand onder een hoek. Een combinatiewand onder een hoek geeft bovendien nog reductie op zijn maximale moment, inheidipte en ankerkracht. De helling van deze palen en combinatiewand wordt bepaald door de belastingsituatie met het kleinste quotiënt van de verticale en horizontale krachten op de steiger (zie par. 8.5). Bij een minder steile helling zal de steiger een trekkracht uitoefenen op

de ontlastvloer en is de steiger in die richting dus niet stabiel.

Door alle mogelijke belastingsituaties te kijken, zal het kleinste quotiënt bepaald worden en hiermee de helling van de palen en combinatiewand. De gehele fundering wordt zo onder deze hoek geplaatst om de horizontale kracht zo gelijkmatig mogelijk te verdelen (vooral noodzakelijk voor de fender- en bolderkrachten). Gevaar voor achterover kantelen (richting land) is er niet door de dan in dit geval ontwikkelde passieve gronddruk achter de ontlastvloer en de palen geheid onder de ontlastvloer in die richting.

7.5 Bepalen palenstramien van de steiger

7.5.1 Invloedslijnen als keuzecriteria

In paragraaf 7.3 is beschreven dat de toekomstige landzijdige kraanbaan gesitueerd zal worden op de achterzijde van de ontlastvloer. De steiger zal op plaats van de huidige waterzijdige kraanbaan opgelegd worden. Daar de afstand tussen de twee kraanbanen (waterzijdige en landzijdige) 20 meter is, is de breedte van de steiger tussen de oplegging op de ontlastvloer en de waterzijdige kraanbaan 15.5 meter. Bovendien heeft de steiger nog een overstek van 3 meter, welke slechts berekend behoeft te worden voor een belasting van 10 kN/m².

Het aantal tussensteunpunten zowel in de dwarsrichting (loodrecht op de kade) als in de lengterichting (evenwijdig aan de kade) is afhankelijk van de belasting (containers en eigen gewicht). Het eigen gewicht even buiten beschouwing latend, wordt de steiger belast met puntlasten van 1120 kN. Deze staan in de dwarsrichting op een afstand van 8 ft. (2.44 meter) en in lengterichting op een afstand van 40 ft. (12.20 meter). Daar deze twee waarden nogal verschillen worden het stramien in de dwarsrichting en in de lengterichting apart beschouwd. Bij deze beschouwing zal blijken dat de paalafstanden in de twee richtingen elkaar beïnvloeden.

Paalafstand in dwarsrichting

Voor het bepalen van de tussenafstand van de palen zijn invloedslijnen getekend (zie bijlage) voor de oplegreactie, de dwarskracht en het moment. Er is voorlopig uitgegaan van een statisch bepaalde constructie. Bovendien is aangenomen dat de afstand in de lengterichting kleiner is dan 40 ft. (12.20 meter).

Voor de oplegreactie geldt dat deze minimaal 1120 kN is. Bij een overspanning van 16 ft. (4.88 meter) is deze 2240 kN. Het functieverband tussen de overspanning en oplegreactie is:

$$R = (2 (\frac{1-2.44}{1} + \frac{1-4.88}{1} + \frac{1-7.32}{1} + \dots) + 1) * 1120$$

waarbij: l = lengte overspanning in m (twee zijden)

R = oplegreactie in kN

Elk quotiënt term moet positief zijn, zoniet dan is deze nul.

Voor de dwarskracht ter plaatse van de oplegging geldt minimaal een dwarskracht 1120 kN. Vanaf 2.44 meter neemt deze waarde toe. Bij een overspanning van 4.88 meter is de dwarskracht ter plaatse van de oplegging 1680 kN. Het functieverband is:

$$Q = ((\frac{1-2.44}{1} + \frac{1-4.88}{1} + \frac{1-7.32}{1} + \dots) + 1) * 1120$$

waarbij: l = lengte overspanning in m
 Q = dwarskracht ter plaatse van oplegging
Elk quotiënt moet positief zijn, zoniet dan is deze nul.

Wat het moment in het midden tussen twee steunpunten betreft, geldt tot een overspanning van 4.88 meter een verloop volgens:

$$M = 0.25 * 1120 * l$$

waarbij l = lengte overspanning in m
 M = moment in het midden in kNm

Het blijkt dat de situatie van één puntlast in het midden tussen een overspanning van 2.44 meter en 4.88 meter maatgevend is, ten opzichte van twee puntlasten (zie bijlage). Bij een overspanning groter dan 4.88 meter is er een sterkere toename, volgens:

$$M = \frac{1}{2} (1.5 * l - 4.88) * 1120.$$

Conclusie: Daar bij deze locatie sprake is van slappe grond, zal de oplegreactie in de dwarsrichting maatgevend zijn. Bij het kiezen van de dwarsoverspanning zal een waarde gekozen moeten worden van ongeveer 8 ft. (2.44 meter).

Paalafstand lengterichting

Daar containers een lengte hebben van 40 ft. (12.20 meter) geldt dat de oplegreactie, aannemende een dwarsafstand tot 2.44 meter 1120 kN is. Dus wat oplegreactie betreft is de dwarsrichting maatgevend.

De maximaal op te treden momenten over de ligger in langsrichting geven een parabolisch verloop. Dit komt door de puntlasten te plaatsen, op elke plaats van de overspanning

en vervolgens te kijken wat het moment op die plaats is:

$$M = -Fx^2/l + Fx$$

waarbij: M = moment in de langsligger in kN
F = kracht van dwarsligger (vloer) op langsligger
l = overspanning van de langsligger in m
x = plaats van het moment t.o.v een oplegging, (x = ½l is het midden van de overspanning)

Behalve met momenten moet ook rekening worden gehouden met dwarskracht. Deze kan maximaal worden bij de oplegging, met een grootte F (kracht van dwarsligger op langsligger). In het midden van de langsligger kan deze maximaal een waarde krijgen van ½F, dit als de kracht aangrijpt in het midden van de langsligger.

Conclusie: In de lengterichting moet voornamelijk gekeken worden naar het moment in de ligger, daar dit maatgevend is voor de keuze van de overspanning en zo de constructiehoogte van de ligger bepaald.

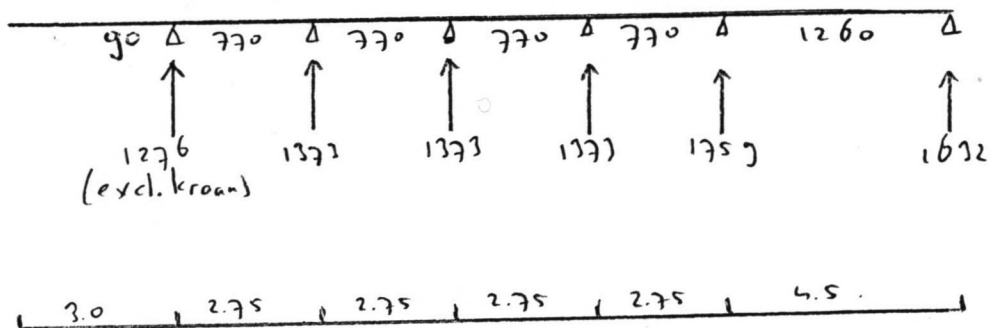
Vooraf bij de oplegging zal gekeken moeten worden naar dwarskracht (beugelwapening). De dwarskracht zelf heeft geen invloed op de keuze van de overspanning, daar deze het eigen gewicht buiten beschouwing latend niet verandert, bij verschillende overspanningen.

Het kiezen van meerdere tussensteunpunten in de lengterichting heeft geen gunstiger invloed op de oplegreactie. Dit in ogenschouw nemend dat de overspanning in de lengte niet groter mag zijn dan 12.20 meter. Containers kunnen immers op elke plaats op de kade staan. Verder zal rekening gehouden moeten worden met de doorbuiging van de steiger.

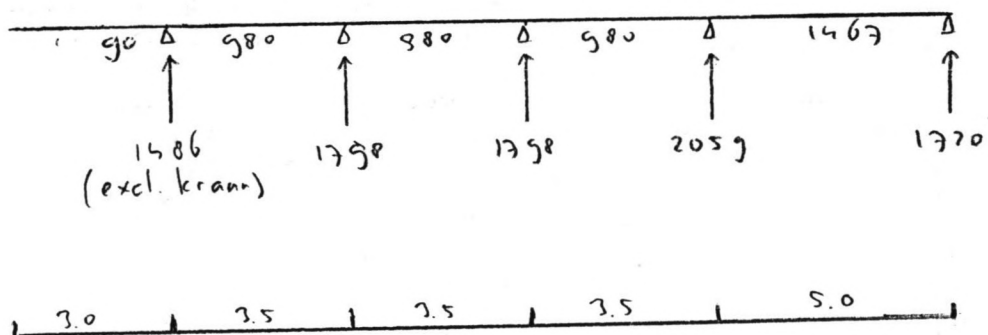
Opmerkingen: In de beschouwing over de invloedslijnen, is uitgegaan van een statisch bepaalde constructies.

Wat de dwarsrichting betreft zal statisch onbepaald rekenen geen vermindering geven van de oplegreactie. Dit door de beperkte dwarsoverspanning. Wat momenten verloop zal er sprake zijn van kleine reductie. Bij het uitvoeren van doorlopende liggers of vloer kan hiermee eventueel rekening worden gehouden.

In de lengte richting, waar in tegenstelling tot bij de dwarsrichting niet tussen elke twee tussensteunpunten een puntlast aangrijpt (tenzij een groter overspanning dan 12.20 meter wordt gekozen), zal statisch onbepaald rekenen zeker



figuur 7.12 Variant 1



figuur 7.13 Variant 2

enige reductie kunnen geven. Bij de oplegreactie zal er sprake zijn van enige reductie, mits de dwarsoverspanning veel groter is dan 2.44 meter (spreiding van de puntlasten in de lengte richting). Bij het momentverloop en het bepalen van de doorbuiging zal sprake zijn van reductie.

7.5.2 Keuze van het palenstramien in de dwarsrichting

Zoals al beschreven is de afstand tussen de oplegging van de steiger op de ontlastvloer en de waterzijdige kraanbaan 15.5 meter. Daar de oplegreactie bepalend is voor de tussenafstanden, zal een afstand voor het palenstramien in de dwarsrichting gekozen moeten worden van ongeveer 2.44 meter (de breedte van een container).

Echter de afstand tussen de oplegging op de ontlastvloer en de huidige damwand is 2.55 meter ($0.7 + 1.85$). Uitvoeringstechnisch zal de minimale afstand van de bestaande damwand tot het eerste tussensteunpunt ongeveer 2 meter moeten zijn. Dus de minimale afstand van de oplegging op de ontlastvloer en het eerste tussensteunpunt is 4.5 meter. Bij een overspanning groter dan 4.88 meter zal het veldmoment sterk toenemen (zie par 7.5.1).

Met dit alles rekeninghoudend zijn er twee varianten ten aanzien van het aantal en de plaats van de tussensteunpunten.

Variant 1 (zie figuur 7.12)

Bij deze variant zal de steiger in dwarsrichting zijn opgelegd op 6 steunpunten. Dit wil zeggen behalve de oplegging op de ontlastvloer en de combinatiewand ter plaatse van de waterzijdigekraanrail, nog 4 tussensteunpunten. In figuur 7.12 staan de op te nemen momenten en oplegreacties ter plaatse van de steunpunten aangegeven. De oplegreacties, die de keuze tussen de twee zullen bepalen, variëren tussen 1373 en 1769 kN (zonder veiligheidsfactoren).

Variant 2 (zie figuur 7.13)

Bij deze variant is er één tussensteunpunt minder. De consequentie hiervan zijn grotere veldmomenten, dwarskrachten en oplegreacties. Deze oplegreacties variëren hier tussen 1798 kN en 2059 kN.

Op grond van de op te nemen oplegreacties, is er gekozen voor variant 1.

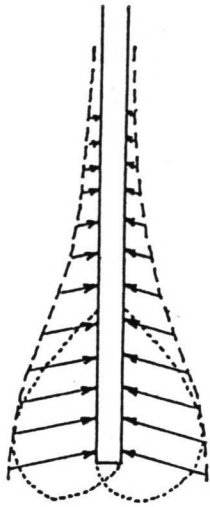
Een nadeel is echter wel dat de deze variant één tussensteunpunt meer heeft, maar de funderingspalen kunnen lichter worden uitgevoerd (zie par. 7.6). Bovendien moet er bij dit slechte grondprofiel voorkomen worden dat de op te nemen krachten in de palen onnodig groot worden.

Door de kleinere oplegreacties ten opzichte van variant 2, zal voor het lengtestramien een grotere tussenafstand kunnen worden genomen. Immers oplegreacties in dwarsrichting komen overeen met puntlasten op de langsligger, die het maximale moment in de langsligger bepalen. Juist dit moment is maatgevend voor de tussenafstand in lengterichting.

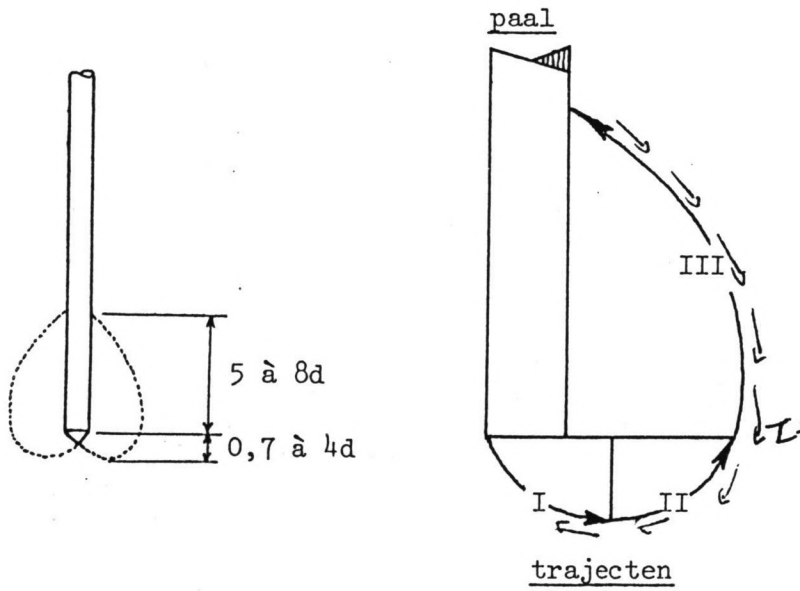
7.5.3 Keuze van het palenstramien in de lengterichting

Uit paragraaf 7.5.1 is reeds geconcludeerd dat voor het bepalen van de tussenafstand in de lengte richting het moment maatgevend. Verder moet er rekening mee worden gehouden, dat er geen grotere tussenafstand genomen worden dan 12.2 meter (40 ft., lengte van een container), daar anders de oplegreacties aanzienlijk zullen toenemen, wat niet acceptabel is (zie par. 7.5.2).

Er is een onderzoek gedaan naar de benodigde hoogte ($h = h_e - d$) in de langsrichting (statisch bepaald), voor overspanningen van 3 tot en met 12 meter. Hierbij is uitgegaan van het maximale wapeningspercentage in de ligger. Voor de genomen betonkwaliteit B 45 (zie hoofdstuk 4) en wapeningsstaal FeB 500 is dit percentage 2.31 % (zie bijlage). Voor de breedte (b) is de halve liggerhoogte aangenomen. Tevens is de doorbuiging in het midden van de ligger berekend. Voor de belasting is het eigen gewicht genomen en een puntlast van 1120 kN in het midden van de ligger.



figuur 7.14 Verstoringsgebied



overspanning (m)	hoogte (h) (mm)	doorbuiging (mm)
3	691	7.8
4	768	
5	835	
6	895	19.7
7	951	
8	1002	
9	1051	34.7
10	1098	
11	1143	
12	1185	51.3

Om niet te zware langsliggers te krijgen en tevens rekening houdend met de doorbuiging, is een tussenafstand gekozen van 6 meter. In hoofdstuk 8 zal de exacte constructiehoogte bepaald worden. Hierbij rekening een marge ten aanzien van het wapeningspercentage en de betondekking voor moment- en dwarskrachtwapening.

7.6 Onderzoek naar paal draagvermogen

Bij het berekenen van het paal draagvermogen, is uitgegaan van de theorie dat tijdens het indringen van de paalpunt in de grond een verstoringsgebied optreedt waarin grondverplaatsingen optreden. Er wordt aangenomen dat dit langs schuifvlakken geschiedt, die bij benadering de vorm van een logaritmische spiraal aannemen. Boven dit verstoringsgebied zullen de passieve drukken tegen de paal minder worden en blijft er een geschetst beeld over (zie figuur 7.14).

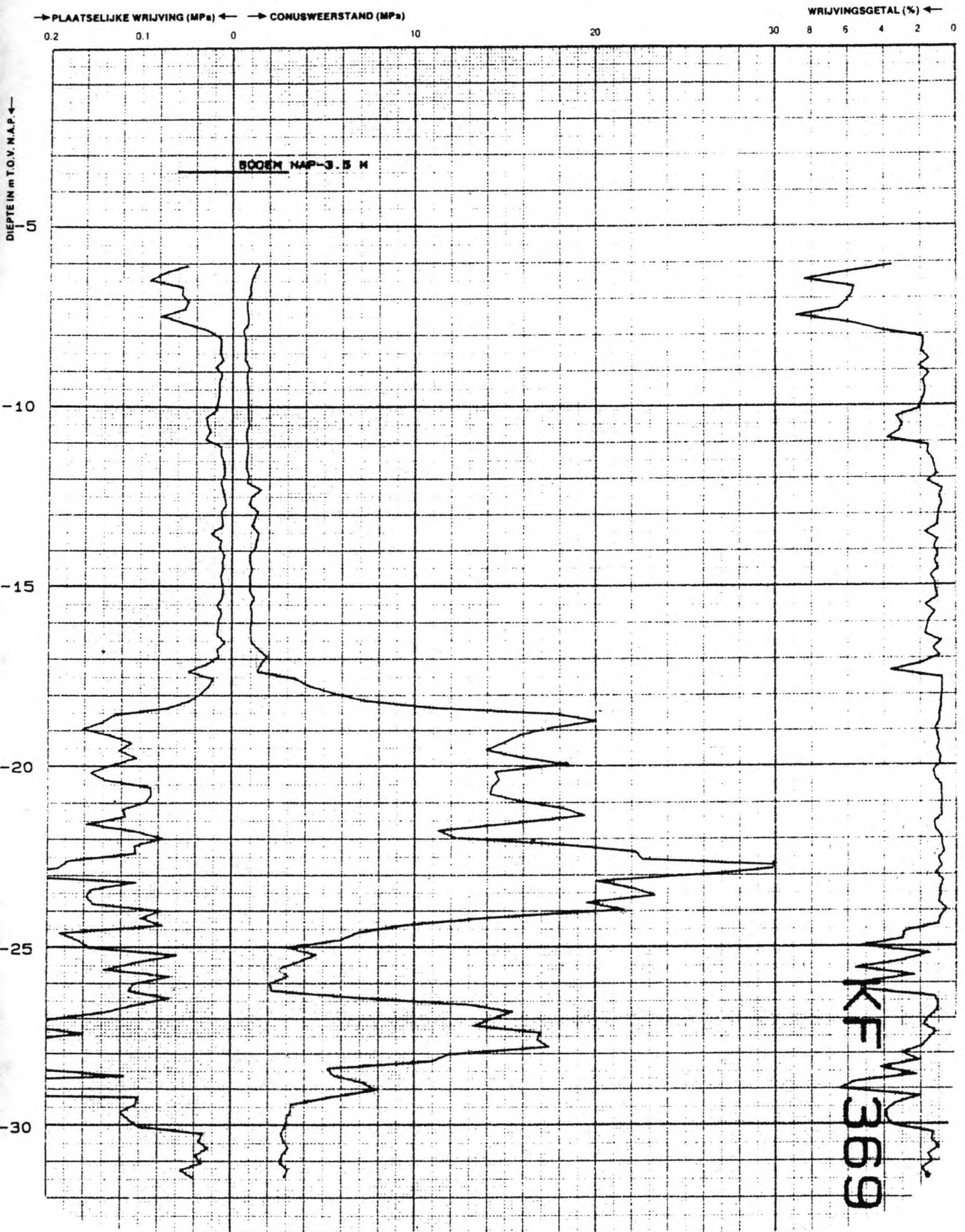
Hierbij wordt aangenomen dat de invloedssfeer zich uitstrekt van 0.7 à 4 maal de diameter onder de punt tot 8 maal de diameter d boven de paalpunt.

De paalpuntweerstand ppw is opgebouwd uit de weerstanden van de drie te onderscheiden gebieden en wel als volgt:

$$ppw = \frac{I + II}{2} + III$$

Voor traject I wordt de gemiddelde conusweerstand genomen gaande van het puntniveau naar beneden over een afstand van $4*d$ of $1*d$ als die een ongunstiger resultaat oplevert.

Voor traject II neemt men het gemiddelde van de minimale waarden gaande van het laagste punt van traject I tot het puntniveau.



figuur 7.15 Sondering t.p.v. pier 6

Voor traject III begint men op het puntniveau met de eindwaarde van II en gaat men over een afstand van $8 \cdot d$ langs de minimale conuswaarden naar boven en neemt men ook het gemiddelde van de minimale waarden.

Indien er positieve kleeft optreedt kan dit bij de ppw opgeteld worden, maar er is aangenomen dat dit op de locatie pier 6 in de Waalhaven niet optreedt.

Negatieve kleeft welke wel aanwezig is, wordt in mindering gebracht op de ppw en wordt zodoende het toelaatbare draagvermogen gevonden. Dit toelaatbare draagvermogen dient door een veiligheidsfactor gedeeld te worden om het uiteindelijke draagvermogen te krijgen. Voor deze veiligheidsfactor is de waarde 2.0 genomen.

Het doel van het onderzoek is nu om de relatie te vinden tussen de inheidiepte en de paalpuntweerstand voor palen met verschillende afmetingen en de bijbehorende æquivalente diameter d . Als uitgangspunt hierbij is de bijgevoegde sondering gegeven (zie figuur 7.15).

De afmetingen die zijn onderzocht zijn:

afmetingen æquivalente diameter

400 * 400 mm	0.45 meter
450 * 450 mm	0.50 meter
500 * 500 mm	0.56 meter

buispaal ± 1.00 meter

De resultaten staan in de bijlagen van deze paragraaf en staan in bijgaande figuur 7.16 gegeven.

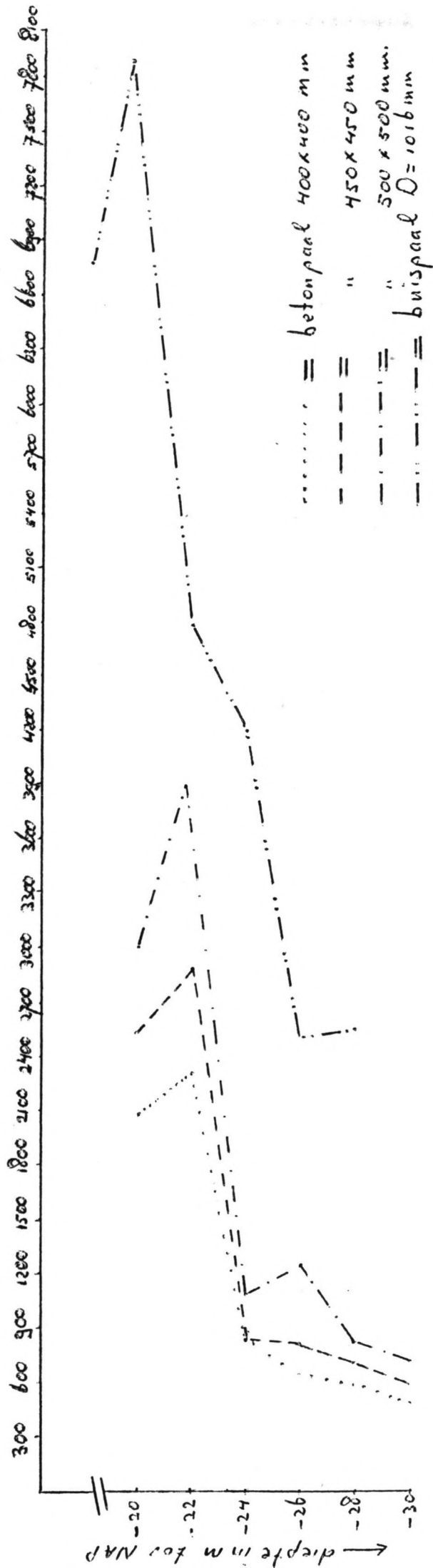
Een conclusie die men kan trekken bij het bekijken van de figuur is dat het heien van de palen tot op NAP - 22 m het gunstigst is. Het heeft geen nut de palen dieper te heien daar de paalpuntweerstand op een lager gelegen niveau afneemt. Bij de buispaal met een diameter van ± 1 meter is de gunstige inheidiepte NAP - 20.00 meter.

Men kan ook een uitspraak doen over het uiteindelijke paal draagvermogen.

In het geval van de paal met de afmetingen 400 * 400 mm en een gemiddelde kleeft van 0.07 en een inheidiepte tot NAP - 22 m en een bodemligging op NAP - 15.15 m heeft de negatieve kleeft een grootte van :

$$6850 * 4 * 400 * 0.07 = 767 \text{ kN}$$

→ Paalpuntweerstand (kN)



figuur 7.16 Verband paalpuntweerstand met inheidiepte

Bij een paalpuntweerstand van 2304 kN volgt hieruit een uiteindelijk draagvermogen van 770 kN (veiligheidsfactor = 2.0).

Bij de 450 * 450 mm paal is het uiteindelijk draagvermogen 1007 kN en bij de 500 * 500 mm paal is dit 1483 kN.

De buispaal (D = 1016 meter) op NAP - 20.00 meter heeft een paalpuntweerstand van: 7905 kN

De kleef bedraagt: $\pi * D * (20.00 - 15.15) * 0.07 = 1084$ kN.

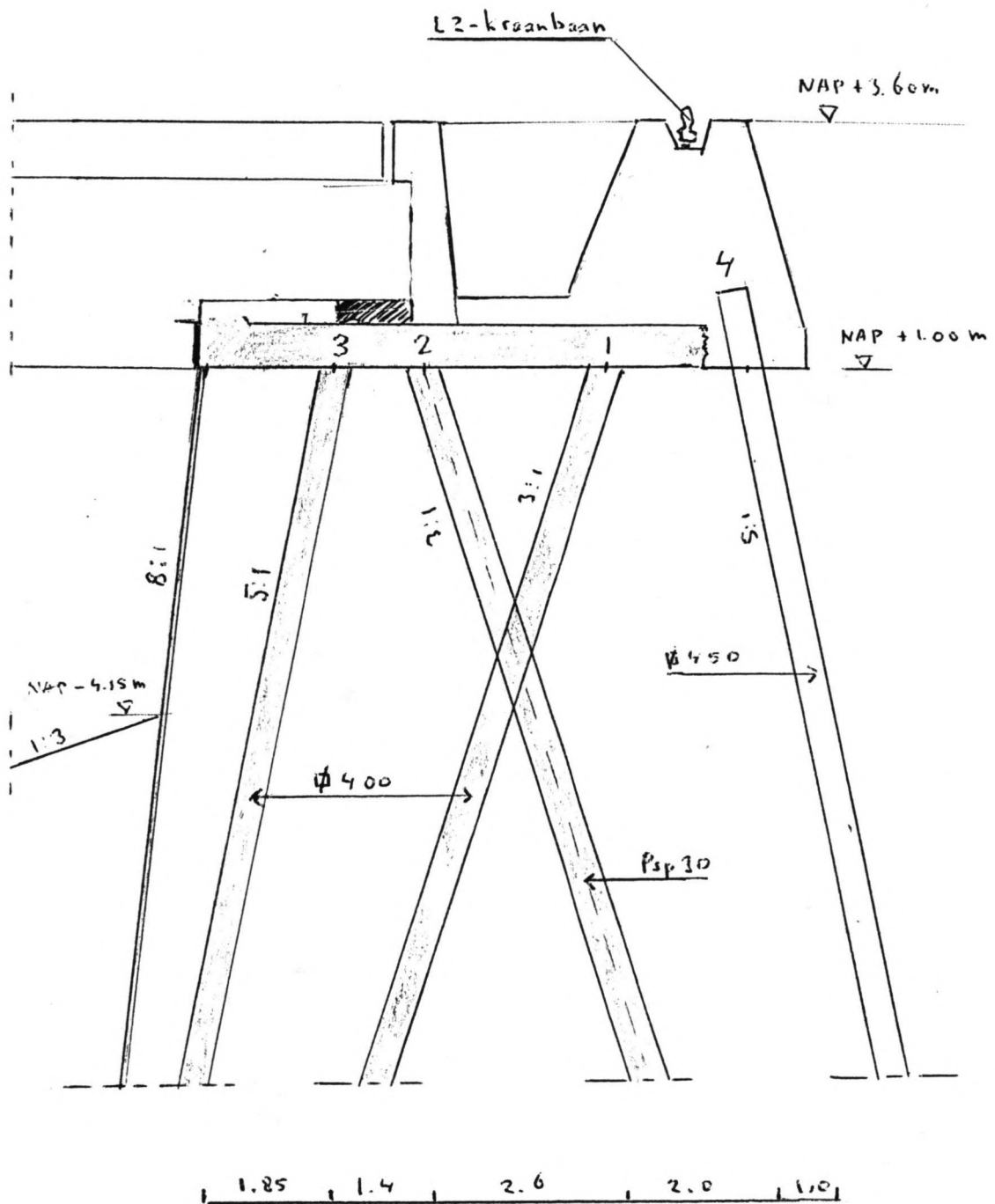
Het uiteindelijk draagvermogen bedraagt: 3410 kN

Opmerking:

Door het ontgraven van de havenbodem van NAP - 4.15 naar NAP - 15.15 zal het grondpakket waarin de palen geheid worden eerder omhoog komen, dan dat het een negatieve kleef op de palen uitoefent. Dit in tegenstelling tot de palen die geheid moeten worden met betrekking tot de aanpassing van de ontlastvloer. Hier wordt het grondpakket door de bovenbelasting in de toekomst zwaarder belast en zal een negatieve kleef optreden.

Keuze palen onder steiger:

Aangenomen dat er nauwelijks kleef optreedt, kiezen we voor betonnen palen van 450 * 450 mm². De paalpuntweerstand is 2876 kN. De belasting op de palen varieert van 1373 tot 1769 kN (zie par. 7.5.2). De veiligheid varieert dus van 1.63 tot 2.09.



figuur 8.1 Aanpassing ontleestvloer

8 DEFINITIEF ONTWERP

8.1 Samenvatting van de reeds gemaakte keuzes

In hoofdstuk 7 zijn allerlei mogelijkheden genoemd voor oplossingen voor kering van de hoogte en opname van de krachten. Na analyseren zijn toen hierover beslissingen genomen. In het hiernavolgende worden deze beslissingen nog eens genoemd, waarbij tevens aangegeven zal worden hoe deze beslissingen elkaar beïnvloeden.

De plaats van de landzijdige kraanbaan zal gesitueerd worden op achterzijde van de ontlastvloer, tussen palenrij 1 en 4 (zie figuur 8.1). Om te voorkomen dat er grote veldmomenten in de ontlastvloer optreden tussen deze twee palenrijen, zal een gedeelte van de ontlastvloer gesloopt worden.

De steiger zal opgelegd zijn aan de voorzijde, tussen palenrij 2 en 3.

De bestaande damwand aan de voorzijde van de ontlastvloer blijft gehandhaafd. Deze zal zijn bestaande functie behouden: keren tot een diepte van NAP - 4.15 meter (voor de gehele berekening zie paragraaf 8.2).

Met de plaatskeuze van de landzijdige kraanbaan op de ontlastvloer, staat de plaats van de waterzijdige kraanbaan vast. De tussenafstand tussen beide kraanbanen moet 20 meter zijn. De waterzijdige kraanbaan zal gefundeerd worden op een combinatiewand, die zowel een dragende als kerende functie zal krijgen.

Aan de hand van de plaats van de bestaande damwand en de plaats van de combinatiewand (rekening houdend met de hoeken waaronder beide keringen staan), is meenemend de gekozen helling van het onderwatertalud (1 : 3) het bodemniveau aan de landzijde van de combinatiewand te bepalen (voor de berekening zie paragraaf 8.3).

De twee niveau's aan beide kanten van de combinatiewand wetend, zouden de inheidiepte en maximaal moment berekend kunnen worden. Echter eerst moet de hoek bepaald worden, waaronder deze combinatiewand zal staan.

Met het vaststaan van de plaats van de oplegging van de steiger op de ontlastvloer is de dwarsoverspanning van de steiger bekend (15.5 meter). Aan de hand van invloedslijnen is gekozen voor tussenafstanden van 2.75 meter, uitgezonderd de eerste overspanning bij de ontlastvloer (4.5 meter). Wat de tussenafstand in de lengterichting betreft, is gekozen voor een paalafstand van 6 meter.

Hiermee kunnen de dimensies van de liggers c.q. vloer in dwarsrichting en de balken in lengterichting worden bepaald

(zie paragraaf 8.4).

Daar nu het eigen gewicht van de steiger bekend is, kunnen voor alle mogelijke belastingsituaties het quotiënt bepaald worden tussen de verticale en horizontale krachten. Met de waarde zal de hoek bepaald worden waaronder de combinatie-wand en de tussenpalen staan (zie paragraaf 8.5).

Dit nu bekend zijnde, kunnen de combinatiewand en de tussenpalen gedimensioneerd worden. Wat de inheidipte van de combinatie wand betreft, wordt zowel rekening gehouden met eisen ten aanzien van kering (methode BLUM) als inheidipte voor opname verticale belasting (methode Koppejan). (zie paragraaf 8.6).

8.2 Berekenen van de ontlastvloer

In paragraaf 7.3 is het meest optimale palenplan van de ontlastvloer bepaald (variant II, zie figuur 8.1).

Bij deze variant zal er één extra palenrij (palenrij 4) geheid worden. Deze palenrij zal geheid worden onder een helling 5:1, 2 meter achter palenrij 1. Hiervoor zal een gedeelte van de bestaande ontlastvloer gesloopt moeten worden. Dit laatste is een verschil met variant II.

De ontlastvloer wordt belast door de volgende belastingen:

Als eerste de steigerbelasting (F_{σ}), welke aangrijpt tussen palenrij 2 en 3. Deze belasting bestaat uit het eigen gewicht van de steiger en de belasting door de containers, rekening houdend met spreiding over 45 graden is zo de maatgevende belasting bepaald per strekkende meter kade. De horizontale belasting van de steiger zal worden opgenomen door passieve gronddruk en wordt derhalve niet meegenomen voor de paalberekening.

De kraan grijpt aan tussen palenrij 1 en 4. Deze draagt zowel horizontale (in twee richtingen loodrecht op de kraanrails) als verticale krachten (F_{κ}) af op de steiger. Voor de waardes is rekening gehouden met de wielafstanden van een bogie en spreiding over de hoogte.

Tussen het aangrijpingspunt van de krachten van de steiger en de kraan op de ontlastvloer, is een bovenbelasting (F_{β}) aanwezig. Deze bestaat uit gronddekking (2 meter) en containerbelasting. Rekening houdend met spreiding over de hoogte, zijn deze puntlasten omgezet in een verdeelde belasting.

De reeds bestaande damwand draagt zowel verticale als horizontale krachten af (F_d). De waardes zijn reeds in hoofdstuk 5 berekend.

Tenslotte is een eigen gewicht aangenomen, dit als verdeelde belasting.

In het hiernavolgend tabel zijn alle waarden voor de 5 krachten (berekening in bijlage) gegeven, zowel hun horizontale (H) als verticale (V) waarde, met daarachter het moment (M) ten opzichte van het berekeningspunt. Dit berekeningpunt (S) benodigd voor de methode Nökkentved ligt één meter achter de ontlastvloer.

Alle waarden in kN zijn per strekkende meter kade.

	V	H	M
F_a	548	0	4000
F_b	372	0	1972
F_k	443	± 56	1475 of 1273
F_d	122	100	1202
F_{wg}	212	0	1150

Met het computerprogramma "Nökkentved" zijn de paalkrachten berekend. Voor palenrij 4 is aangenomen dat deze palen een hart op hart afstand hebben van 1 meter. Hierbij zijn 13 belastingsituaties onderscheiden:

- I - Volbelast, waarbij de horizontale kraanbelasting naar links gericht is.
- II - Idem, echter nu de horizontale kraanbelasting naar rechts.
- III - Idem, echter nu is er geen horizontale kraanbelasting gerekend.
- IV - Alle belasting, behalve kraanbelasting.
- V - Alle belasting, behalve steigerbelasting. De horizontale kraanbelasting naar links gericht.
- VI - Idem, echter nu de horizontale kraanbelasting naar rechts gericht.
- VII - Alle belasting, behalve bovenbelasting (wel eigen gewicht, F_b wordt gereduceerd). De horizontale kraanbelasting naar links gericht.

- VIII- Idem, echter de horizontale kraanbelasting naar rechts gericht.
- IX - Behalve permanente belastingen (F_d , F_{mg} en F_b (reductie)), alleen steiger belasting.
- X - Behalve permanente belasting, alleen bovenbelasting.
- XI - Behalve permanente belasting, alleen kraanbelasting. De horizontale kraanbelasting naar links gericht.
- XII - Idem, echter de horizontale kraanbelasting naar rechts gericht.
- XIII- Alleen permanente belasting.

De paalkrachten als gevolg van deze 13 belasting situaties zijn (in kN):

palenrij:	1	2	3	4
I	764	399	709	318
II	491	550	652	447
III	600	476	690	368
IV	269	404	697	143
V	862	126	350	252
VI	562	279	302	366
VII	680	298	610	225
VIII	408	449	553	353
IX	186	302	598	50
X	304	132	347	62
XI	779	25	251	159
XII	506	176	194	287
XIII	303	54	262	5

Het blijkt dat de paalkrachten een enkele keer boven de 700 kN uitkomen. Dit is echter berekend met methode Nökkentved, een methode die uitgaat van een oneindig stijve vloer. Dit is zeker niet het geval.

Ten aanzien van palenrij 4, die berekend was per strekkende meter, kan gezegd worden dat een hart op hart afstand van 1.8 meter (zelfde afstand als palenrij 3) mogelijk is. Voor de grootte van palenrij 4 wordt evenals de steiger 450

+ 450 mm² gekozen. De op te nemen belasting is hier weliswaar kleiner, maar hier moet rekening gehouden worden met negatieve kleeft (zie par. 7.6).

Voor 4 belastingsituaties zijn momenten en dwarskrachtlijnen getekend. Deze belastingsituaties zijn I en II, de twee volbelaste situaties, en IV en V, de twee meest asymmetrische belastingsituaties (zie bijlage)

Het blijkt dat het maximale moment tussen de twee "palenkoppels" (palenkoppels 1 en 4, 2 en 3) maximaal 200 kNm is. Dit is ruim onder het in hoofdstuk 5 op te nemen moment van de bestaande ontlastvloer (497 kNm). Dus ook rekening houdend van veiligheidsfactoren hoeft de vloer zelf niet aangepast te worden, waar in hoofdstuk 5 nog wel sprake van was. De constructie c.q. ontlastvloer gedraagt zich, al beschreven in paragraaf 7.3, als twee paalbokken.

De momenten ter plaatse van de aangrijpingspunten van de steiger- en kraanbelasting overschrijden wel de waarde van het op te nemen moment. Echter hier kunnen langsbalken (evenwijdig aan de rails) deze momenten beter verdelen.

8.3 Berekening van het talud

In de bijlage is een doorsnede getekend van de steiger (de tussen steunpunten zijn weggelaten). Hierop is te zien dat de afstand tussen de oplegging van de steiger op de ontlastvloer en de waterzijdige kraanbaan 15.5 meter is. De plaats van de bestaande damwand tot de oplegging van de steiger op de ontlastvloer is 2.55 (1.85 + 0.7). Rekening houdend met de hoeken waaronder de beide damwanden staan, kan de lengte van het talud berekend worden (zie bijlage). Door deze lengte (14.34 meter) te vermedigvuldigen met de helling van het talud (1:3) en deze op te tellen bij de kering van de bestaande damwand (NAP - 4.15 m.), kan het grondniveau aan de linkerzijde (achter) de tweede kering berekend worden. Dit niveau (in par. 7.2.3 als "kerend vanaf" aangeduid) blijkt op een hoogte van NAP -9.00 meter te zitten.

Een probleem wat kan ontstaan bij twee damwanden achter elkaar, is dat de beide glijvlakken elkaar kunnen snijden. Een gevolg hiervan is dat de actieve druk op de tweede kering vergroot wordt.

Uitgaande van een gemiddelde hoek van inwendige wrijving van 30 graden, worden de hoeken van de actieve en passieve glijvlakken respectievelijk 30 en 60 graden, ten opzichte van de verticaal.

Als zowel voor de bestaande damwand als de tweede kering bij het tekenen van de glijvlakken wordt uitgegaan van de

inheidiepte, dan zullen de twee glijvlakken elkaar niet snijden. Echter de benodigde inheidiepte voor de bestaande damwand behoeft slechts NAP - 8.45 meter te zijn (zie par. 7.2.1). Hiermee rekening houdend zullen de twee glijvlakken elkaar niet snijden.

8.4 Dimensioneren van de steiger

In figuur 8.2 is een bovenaanzicht en dwarsdoorsnede van de steiger te zien. Aan de hand van de paalafstanden zowel in dwars- als lengterichting zullen als eerste aanzet de dimensies van het steigerdek (in dwarsrichting) en liggers (in dwars- en langsrichting) bepaald worden.

8.4.1 Dimensioneren van het steigerdek

In dwarsrichting zijn de overspanningen te onderscheiden in 4 velden van 2.75 meter, 1 veld van 4.5 meter en een overstek van 3 meter. In de bijlage zijn de maximale momenten en dwarskrachten getekend, inclusief de veiligheidsfactor (1.7).

In de 4 velden met een overspanning van 2.75 kan een moment (in het midden) optreden van 1332 kNm (inclusief veiligheidsfactor 1.7). Theoretisch zou een constructiehoogte (h) genomen kunnen worden van 530 mm (aan de veilige kant wat betreft momentspreiding over de breedte, zie bijlage). Rekening houdend met dekking en beugelwapening wordt een hoogte van 600 mm genomen, exclusief een slijtlaag van ongeveer 100 mm.

Bij het laatste veld (overspanning van 4.5 meter), is het maximale veldmoment 2204 kNm. De theoretische minimale hoogte (h) hiervoor is 680 mm. Gekozen wordt voor 750 mm (zie bijlage).

Tenslotte is aan er nog een overstek van 3 meter. Het maximale moment hiervoor (ter plaatse van steunpunt c.q. waterzijdige kraanbaan) is 337 kNm. Het steiger kan hierdoor aanzienlijk verjongd worden richting het uiteinde van de steiger.

8.4.2 Dimensioneren van de langsliggers

De afstand tussen de palen in de lengterichting is 6 meter. Voor het berekenen van de langsligger, zijn deze te onder-

scheiden in 2 typen (uitgezonderd de waterzijdige kraanbalk).

In de dwarsrichting zijn er 4 velden met een overspanning van 2.75. De maximale oplegreactie door de puntlasten op de tussenpalen is hier (exclusief veiligheidsfactor) 1373 kN (berekend met de formule van de invloedslijnen in par. 7.5). Voor het berekenen van de langsligger, hierbij was het moment maatgevend, zal deze oplegreactie als kracht in het midden van de langsligger aangrijpen.

Neem voor de vloer een dikte van 0.6 meter en schat de langsligger op 1.2 * 0.6 meter. De verdeelde belasting op de langsligger als gevolg hiervan is dan 56.7 kN/m. Het maximale moment (M_u) in het midden wordt als volgt berekend:

$$M_u = 1.7 (0.25 * 1373 * 6 + 0.125 * 56.7 * 6^2) = 3940 \text{ kNm}$$

Voor het gekozen beton (prefab) B 45 en staal Fe B 500, is de minimale hoogte (h) 939 mm, exclusief dekking. Deze waarde is berekend voor het maximale wapeningspercentage.

Bij het eerste steunpunt (naast de ontlastvloer) is de maximale oplegreactie 1769 kN. Voor de berekening van deze langsligger moet deze waarde als kracht genomen worden, aangrijpend in het midden van de ligger.

Het eigen gewicht van de vloer en ligger is hier 84.4 kN/m. Deze twee belastingen geven een maximaal moment in het midden van de langsligger van:

$$M_u = 1.7 (0.25 * 1769 * 6 + 0.125 * 84.4 * 6^2) = 5154.$$

De minimale liggerhoogte (h) is hier 1080 mm, exclusief dekking.

Conclusie: De minimale constructiehoogte van de langsliggers is ongeveer 1 meter. Er is echter geen rekening mee gehouden dat de momenten als gevolg van statisch onbepaald rekenen (liggers lopen immers door over de steunpunten) gereduceerd mogen worden. Dit in tegenstelling tot de vloer in dwarsrichting. De reductie van het moment is ongeveer 0.7.

Met dit rekening houdend en toch voldoende veiligheid in acht nemend, wordt een liggerhoogte (h_t , inclusief dekking) gekozen van 1000 mm. Hierbij kan de ligger in het dek worden opgenomen.

8.4.3 Dimensioneren van de dwarsliggers

De functie van liggers in de dwarsrichting, ter plaatse van de tussensteunpunten, is het overbrengen van de horizontale scheepsstoten naar de ontlastvloer. Deze scheepsstoten worden daar dan opgenomen middels passieve gronddruk (zie par. 8.5.2). Deze (prefab) dwarsliggers zullen op hetzelfde niveau komen als de langsliggers. Op deze manier zal de steiger één star geheel vormen. Voor de eenvoud zullen de dwarsliggers dan ook dezelfde constructiehoogte krijgen als de langsliggers. Daar evenals bij de langsliggers de steiger vloer meegerekend mag worden als drukzone, zullen de eigenlijke hoogte van het liggerstelsel verminderd mogen worden.

De dwarsliggers zullen evenals het steigerdek, ter plaatse van de ontlastvloer aangrijpen bij palenrij 2 en 3 (vooroverdracht verticale kracht). Zij mogen de ontlastvloer hiervoor niet raken (overstek). Er zal ruimte moeten zijn tussen de onderkant dwarsligger en bovenkant ontlastvloer (NAP + 1.6 meter).

Voor overdracht horizontale kracht (max 1150 kN per dwarsligger, zie hoofdstuk 9, geeft een drukspanning van 3 n/mm²), zullen de dwarsliggers aangrijpen aan de kop (ter plaatse van de dwamwand) van de ontlastvloer.

8.8 Overdracht horizontale krachten

8.8.1 Bepalen helling van de palen onder de steiger

Een steiger wordt behalve verticaal ook horizontaal belast. De horizontale krachten zijn te onderscheiden in de krachten richting de ontlastvloer en krachten richting het water.

Wat de krachten richting de ontlastvloer betreft, kunnen deze worden opgenomen door passieve gronddruk (par. 8.5.2).

Om de horizontale krachten richting het water op te nemen, zullen de combinatiewand en de palen onder de steiger onder een hoek geheel moeten worden. Wat de helling van de hoek betreft is het kleinste quotiënt tussen de verticale krachten (V) en de horizontale krachten (H) maatgevend. Op deze manier zal de steiger nooit trek uitoefenen op de ontlastvloer en derhalve niet bezwijken richting het water. De krachten bestaan uit de volgende componenten:

Verticaal (V) : eigen gewicht eg
kraan (wz) kv
steiger belasting ks

Horizontaal (H) : kraan (wz) kh
bolderkrachten bk
ankerkracht ak

Belastingsituaties:

- a. V : eg
H : bk + ak
- b. V : eg + kv
H : bk + ak + kh
- c. V : eg + kv (niet maatgevend t.o.v. a. , daar V/H
H : bk : ak voor c. groter is)
- d. V : eg + kv + ks (niet maatgevend t.o.v. b.)
H : bk + ak + kh

De belastingsituaties die onderzocht moeten worden, zijn a en b. De waarden van de respectievelijke krachten zijn:

eg : kadevloer 302 kN (18 * 0.7 * 1 * 24)
langsliggers 58 kN (4 * 1 * 0.6 * 24)

bk : bolderkracht 50 kN (1000 kN per bolder, h.o.h.
20 meter)

ak : ankerkracht 10 kN (schatting, uit par. 7.2.3)

kv : vert. kraandruk 590 kN (4720/8)

kh : hor. kraandruk 75 kN (600/8)

Voor situatie a: $360 / (50 + 10) = 6$
situatie b: $(360 + 590) / (50 + 10 + 75) = 7$

Conclusie: belastingsituatie a is maatgevend (kleinste quotiënt). De combinatiewand en tussenpalen zullen onder een helling moeten staan van 6:1 (9.46 graden t.o.v. de verticaal).

De toename van de krachten in de palen door deze helling ten opzichte van de eerder uitgegane verticale palen is slechts 1.01 % (= $\sqrt{37/6}$).

8.5.2 Opname horizontale kracht middels passieve gronddruk

Zoals reeds in par 8.4.3. beschreven zullen de horizontale krachten in de andere richting dan in par. 8.5.1 opgenomen worden middels passieve gronddruk. De grootte van deze horizontale kracht is maximaal 100 kN per strekkende meter kade (zie hoofdstuk 9). Deze waarde wordt nog verminderd bij betere spreiding over de kade van de scheepsstoten.

De vraag is echter wanneer wordt deze kracht ook werkelijk opgenomen door passieve gronddruk.

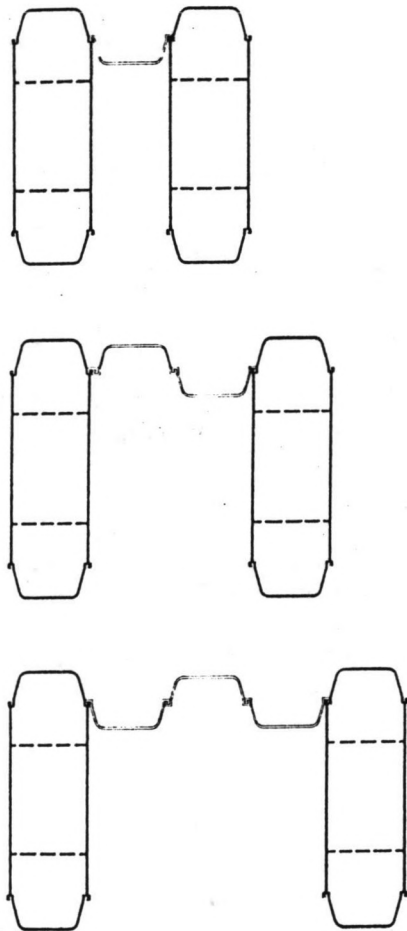
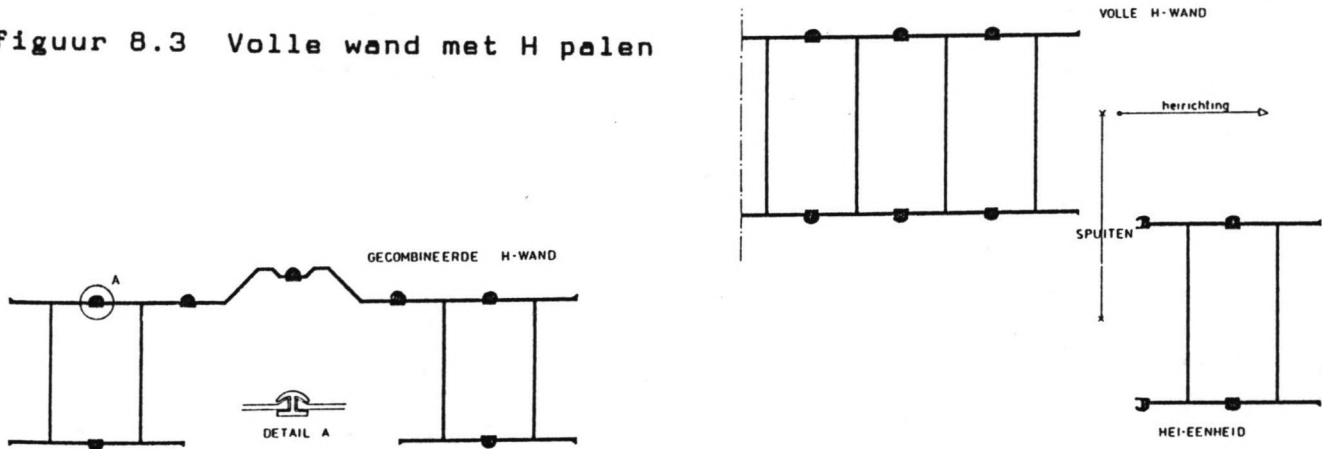
Zouden in eerste instantie de palen onder de ontlastvloer deze krachten moeten opnemen, dan zal dit tot gevolg hebben dat de palen in palenrij 2 een extra kracht krijgen van 155 kN en de palen van palenrij 4 een extra kracht groot 161 kN.

Een eis wil passieve gronddruk worden opgewekt, is het verplaatsen van de constructie in die richting. Deze minimale verplaatsting is ongeveer 5 mm. Bij deze verplaatsing zullen de palen onder de ontlastvloer extra krachten krijgen. In het ongunstigste geval zullen deze palen de verplaatsing opvangen door alleen verkorten, waardoor een extra kracht ontstaat van 1205 kN (Wet van Hooke). Echter de palen kunnen ook verdraaien of de grond onder de palen kan zakken om zo de verkorting te verminderen. De berekende 1205 kN is dus de uiterste (zeer ongunstige) grens.

Tenslotte moet met het volgende gunstige geval rekening worden gehouden. Als er geen scheepsstoten zijn zal de horizontale kracht de andere kant op gericht zijn (par. 8.5.1). Bij een scheepsstoot zal de constructie dus eerst terugveren. Hierdoor wordt de uiteindelijke verplaatsing richting kade kleiner, zal eerder passieve gronddruk ontstaan bij mindere extra krachten in de palen onder de ontlastvloer.

De grootte van de maximaal op te nemen passieve gronddruk wordt als volgt berekend. De onderkant van de ontlastvloer ligt op NAP + 1.0 meter en maaiveld ligt op NAP +3.50 meter. Aangenomen een soortelijk gewicht van 18kN/m² en K-passief van 3 geeft dit een maximaal op te nemen passieve kracht per strekkende meter kade van 169 kN.

figuur 8.3 Volle wand met H palen



figuur 8.4 Gelaste kokerpalen met tussenplanken

8.6 Combinatiewand en waterzijdige kraanbaan

8.6.1 Dragende elementen in de combinatiewand

In paragraaf 7.2 gekozen is voor een combinatiewand als gedeeltelijke kering en als oplossing voor de op te vangen grotere kerende hoogte. In paragraaf 8.3 is bepaald, dat deze kering keert vanaf NAP - 9.00 meter tot NAP -15.15 meter, zal in deze paragraaf deze combinatiewand verder uitgewerkt worden.

In principe zijn er met betrekking tot een combinatiewand twee wandsystemen te onderscheiden te weten:

- de volle wand van H palen, eventueel in combinatievorm (zie figuur 8.3)
- gelaste kokerpalen met tussenplanken (zie figuur 8.4)

Een variant op de laatste is de stalen buispaal met Larssen-tussenplanken (zie par. 6.2.4).

De volle wand van H palen is duur door de grote hoeveelheid staal en wordt daarom steeds minder vaak toegepast. Dit is de reden dat wij in de afweging slechts de koker en buispalen zullen meenemen.

Van oorsprong werden kokerpalen toegepast. Ze zijn opgebouwd uit twee damwandplanken en twee zijprofielen. Door de slechte tijden in de offshore is er een overcapaciteit in de produktie van stalen buispalen en kunnen zij concurreren met de kokerpalen. Bij de kokerprofielen kunnen de zijprofielen al snel een hoogte bereiken tot ± 1.0 meter, waardoor deze bij het heien gevoelig voor plooivorming zijn. Hiertoe is voor de dikte van deze plaat een minimum waarde van 11.0 mm gesteld en worden zonodig extra profielen aangebracht of een gevouwen wand.

Wanneer men de gegevens en eigenschappen van de samengestelde kokerpalen vergelijkt met die van de buispalen, dan ziet men bij hetzelfde gewicht per strekkende meter en een vergelijkbare hoogte, het weerstandsmoment en het traagheidsmoment niet ver uiteen liggen. Hierbij gelden deze waarden voor de buispaal, in tegenstelling tot de kokerpaal, in iedere richting. Ten aanzien van het weerstandsmoment van de combinatiewand kan vermeld worden, dat alleen rekening gehouden wordt met de koker- of buispalen. De invloed van de tussenplanken wordt verwaarloosd. Tussenplanken worden slechts als dichting geschematiseerd.

Bij het heien van een kokerpaal en het hierbij passeren van een zandpakket met hoge sondeerwaarden, kan deze paal onder invloed van de propvorming rond gaan staan. Als de

tussenplanken tot deze diepte reiken, kunnen er aansluitingsproblemen optreden. Ook bij trillen zal een traject zwaar geheid moeten worden en kan het risico hierop niet worden weggenomen. Bij hoge profielen (1000 à 1500 mm) dienen altijd kop- en voetverstijvingen te worden aangebracht. De buispaal is door zijn cirkelvorm ongevoeliger hiervoor. Bij beide palen zal verder gelet dienen te worden op mogelijke verdraaiing en dus wegdraaien van de plankaansluitingen. Dit laatste geschiedt met zgn. verdraaiingsmeters.

Alle voor- en nadelen overziend te hebben, blijkt dat de buispalen een vormvaster gedrag vertonen zonder al te veel aanpassingen aan te hoeven brengen. Daarom zal gekozen worden voor buispalen als dragend element in de combinatiewand.

8.6.2 Kerende elementen in de combinatiewand

De dichting in het horizontale vlak geschiedt met tussenplanken. Gezien de geringe te keren hoogte en de grote vervormingscapaciteit van de tussenplanken, zal gekozen worden voor drie-voudige tussenplanken.

Het maximale optredende buigmoment bij een inheiddiepte van NAP -19.42 meter bedraagt ± 106 kNm per strekkende meter (zie bijlage). Het zal later blijken dat deze inheiddiepte in het gunstige gebied ligt met betrekking tot het draagvermogen van de paal. Voor de 3-voudige tussenplank hebben we gekozen voor het type Larssen II s E24 SP met een werkende breedte van 1500 mm. Deze tussenplanken hebben een grote breedte, een relatief laag gewicht, maar een hoog weerstandsmoment. De minimum elasticiteitsgrens hiervan bedraagt 240 N/mm². Voor de toelaatbare spanningen wordt over het algemeen $2/3$ deel hiervan genomen (160 N/mm²). Bij deze lage staalkwaliteit is het opneembare buigmoment 256 kNm per strekkende meter wand, dus ruimschoots voldoende in ons geval. De drie Larssen II s planken worden als één heideenheid geheid en worden op iets boven NAP - 9.00 meter afgebrand.

8.6.3 Berekening buispalen

De belasting op de buispalen is te splitsen in verticale en horizontale belasting. De verticale belasting bestaat uit:

- portainer(kraan)belasting
- (hoek)puntbelasting containers
- overstek
- eigen gewicht vloer
- eigen gewicht kraanbalk

portainer(kraan)belasting

Het is duidelijk dat naarmate de kraanrail hoger ten opzichte van de bovenkant van de buispalen ligt, de portainerbelasting door spreiding in de betonnen kraanbalk over een grotere lengte opgenomen wordt. De h.o.h. afstand van de buitenste wielen van de bogie bedraagt 6.85 meter. Bij plaatsing van de kraanbalk op de buispalen, kan bij deze waarde zodoende twee maal de hoogte van de kraanbalk opgeteld worden (spreiding over 45 graden). Bij het opnemen van de buispalen in de balk zal de spreiding een kleinere waarde hebben.

Stel dat de kraanbalk op de palen opgelegd worden en de geschatte hoogte van de kraanbalk 2.0 meter bedraagt, dan wordt de bogiedruk (4720 kN) gespreid over 10.85 meter. Dit komt overeen met een verdeelde belasting van 435 kN/m. De zwaarst belaste paal zal een belasting af te dragen hebben van $435 * \text{h.o.h.} - \text{afstand van de palen}$. Dit is een ongunstige benadering daar belastingspreiding door zakking paal en stijfheid kraanbalk verwaarloosd wordt, maar ligt wel aan de veilige kant.

Bij een geschatte diameter van de paal van ongeveer over één meter (1016 mm als bestaand profiel) en de toe te passen 3 tussenplanken, komen we tot een h.o.h. afstand van ongeveer 2.5 meter.

De portainerbelasting bedraagt:	$435 * 2.5$	=	1088 kN
De hoekpuntbelasting containers:	$0.5 * 1246$	=	623 kN
Belasting op overstek:	$2.5 * 30$	=	75 kN
Eigen gewicht vloer:	$(3 + \frac{2.75}{2}) * 0.6 * 24 * 2.5$	=	158 kN
Eigen gewicht kraanbalk:	$2.0 * 0.6 * 24$	=	29 kN
		totaal	= 1973 kN

Een buispaal met een diameter van 1016 mm heeft bij een inheidiepte tot op NAP - 20 meter een paalpuntweerstand van 7905 kN (zie par 7.6). De totale kleef bedraagt dan:
 $n * D * (20 - 15.15) * 0.07 = 1084 \text{ kN}$. Met een veiligheidsfactor van 2 komen we zo tot een uiteindelijk draagvermogen van 3410 kN. Dit geeft een voldoende marge ten aanzien van de onzekerheid van plaatselijke verschillen in de sondeerwaarden. Het uiteindelijk draagvermogen dient nog verminderd te worden met het eigen gewicht van de paal, maar voor de zwaarste paal met: $D = 1016 \text{ mm}$, s (wanddikte) = 25 mm, $l = \pm 20.00$ meter komt dit neer op een gewicht van 123 kN, wat dus geen doorslaggevende invloed heeft.

Bij een verticale belasting (F) van 1973 kN op een gekozen buispaal met $D = 1016 \text{ mm}$, $s = 4.0 \text{ mm}$ en een l van ± 20.00 meter en een staalkwaliteit Fe 510, volgt een spanning van $N : 233 \text{ N/mm}^2$ ($N = 1.5 F$).

A

De knikkracht F_k heeft een grootte van : $\frac{\pi^2 EI}{l_k^2}$

waarbij: $l_k = 0.7 l$ (gedeeltelijk inklemming)

Voor de gekozen buispaal geldt $F_k = 17215 \text{ kN}$. Dit ligt buiten het gebruiksgebied dus de paal voldoet hieraan. De n -waarde (F_k/F) is 8.73 (voldoende veilig).

Het buigende moment per paal bedraagt $1.5 * (106 * 2.5) = 398 \text{ kNm}$. De spanning die hierdoor in de paal ontstaat bedraagt: 124 N/mm^2 .

De maximale spanning in de paal door normaalkracht en buiging bedraagt $(233 + (n/n-1) * 124) = 376 \text{ N/mm}^2$ wat ontoelaatbaar is. Er zal een dikkere wand toegepast moeten worden.

s	σ door N/A N/mm ²	n-factor	σ door M/W N/mm ²	totaal N/mm ²
5.0	186	10.9	100	296
8.0	117	17.2	63	184
11.0	85	23.5	46	133
12.5	75	26.6	41	118
14.2	66	30.0	36	103

Er moet een keuze worden gemaakt tussen een hoge staalkwaliteit of een grote wanddikte. Bij het kiezen van een hoge staalkwaliteit zal een kleiner profiel (lees: wanddikte)

gekozen kunnen worden. Een gevolg hiervan is dat de knikfactor (n) afneemt. Vandaar dat voor de staalkwaliteit Fe 360 gekozen is. De wanddikte wordt dan 8.0 mm. De massa van de paal verdubbeld ten opzichte van de in eerste instantie gekozen paal met een wanddikte van 4 mm, maar dit was niet doorslaggevend.

De eis ten aanzien van de breedte/dikte verhouding van op druk belaste elementen heeft de volgende vorm:

$$\frac{b'}{t} \leq 10 \sqrt{\frac{\sigma_r}{\sigma_d}}$$

waarbij

b' = breedte op druk belaste element

t = wanddikte

$\sigma_r = 4600 \frac{k_d}{4}$ (N/mm²)

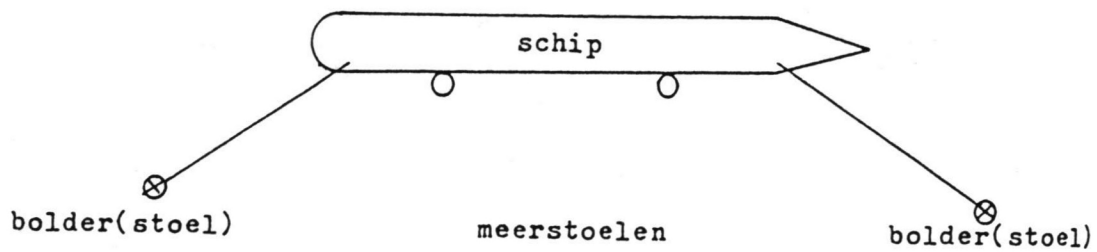
σ_d = totale drukspanning op element (N/mm²)

Hieruit volgt dat een wanddikte van 14.2 mm pas voldoet voor de buispaal in de combinatiewand. Bij deze wanddikte kan overwogen worden om een nog lagere staalkwaliteit toe te passen.

Samenvattend:

De combinatiewand zal bestaan uit buispalen en 3-voudige tussenplanken met de volgende eigenschappen:

buispalen	tussenplanken
D = 1016 mm	b = 500 mm
s = 14.2 mm	h = 340 mm
I = 560762 cm ⁴	d = 12.4 mm
W = 11039 cm ³	profiel = II s
l = ± 20.00 m	W = 1600 cm ³ /m
h.o.h.- afstand = 2.50 m	l = ± 11.00 m



figuur 9.1 Afmeerconstructie

9 AFMEERCONSTRUCTIE

9.1 Algemeen

Eén van de belangrijkste onderdelen van een kadeconstructie is de afmeerconstructie. De afmeerconstructie bestaat meestal uit een combinatie van bolderstoel(en) en meerstoel(en) (zie figuur 9.1).

De bolderstoelen dienen de troskrachten, ontstaan door wind, golven en stroming op te nemen en zijn derhalve stijve constructies.

De meerstoelen dienen ten eerste de scheepsstoten tijdens het afmeren op te vangen. Ten tweede dienen zij de drukkrachten van het afgemeerde schip ten gevolge van wind, golven en stroming en trekkrachten ten gevolge van de eventueel op de meerstoel aanwezige bolders op te nemen. Deze meerstoelen zijn meestal flexibele constructies. Het voordeel van het flexibel uitvoeren van een meerstoel ligt in het feit, dat de op te vangen bewegingsenergie van het schip over een lange weg opgenomen kan worden, waardoor de optredende reactie-krachten klein kunnen blijven. Er geldt immers: $\text{Arbeid} = \text{Kracht} \cdot \text{weg}$.

Bij een stijve uitvoering van de meerstoelen is er bij een aanvaring een grote kans op blijvende scheefstand van het meersysteem door blijvende verplaatsing in minder draagkrachtige grond. Bovendien is een stijve uitvoering duur.

Tussen een meerstoel of bij afwezigheid hiervan de kade en het afmerende schip, dient bovendien een fenderconstructie aanwezig te zijn om zowel het schip als de meerstoel of kade te beschermen tegen beschadiging. Deze fenderconstructie kan bestaan uit houten wrijfstijlen of rubber profielen in allerlei vormen (cylinders, kubussen etc) of een combinatie van beiden.

In het algemeen zijn er twee typen afmeerconstructies te onderscheiden te weten:

1. Een in de kade of steigerconstructie opgenomen afmeerconstructie waarbij de kade respectievelijk de steiger de kinetische energie van het schip moet overbrengen naar de ondergrond.
2. Een geheel losstaande afmeerconstructie die zelf de kinetische energie naar de ondergrond afdraagt.

De keuze uit deze twee hoofdrichtingen en de uitvoering ervan wordt bepaald door een aantal primaire eisen:

- De reactiekracht dient toelaatbaar te zijn voor de kade-

of steigerconstructie

- De reactiekracht op de scheepswand mag de toelaatbare druk hierop niet overschrijden (± 200 à 400 kN/m^2)
- De afstand van de waterzijdige kraanrail tot de voorkant van de afmeerconstructie mag een bepaalde maximale waarde niet overschrijden. Dit in verband met de effectiviteit van de portainer (zie programma van eisen).

Bij een steigerconstructie zoals die voor pier 6 z.z. is ontworpen en wat in het algemeen voor steigerconstructies geldt, is het feit dat het opnemen van horizontale krachten het zwakke punt is. Daarom komt men bij steigers vaak een afmeersysteem tegen dat geheel los staat van de steiger waardoor de steiger geen horizontale stoot of botskrachten ondervindt.

In het geval dat het meersysteem in de steiger opgenomen dient te worden in verband met de eis ten aanzien van de effectiviteit van de portainer, zal getracht worden de horizontale kracht op de steiger te beperken. Dit wordt bereikt door de afmeerconstructie flexibel uit te voeren.

Hoe groot de op te nemen kinetische energie is en hoe een afmeerconstructie in staat is deze op te nemen zal in de volgende paragrafen beschreven worden.

9.2 Berekening van de op te nemen kinetische energie

De kinetische energie van een (afmerend) schip wordt gegeven met de volgende formule:

$$E(\text{schip}) = \frac{1}{2} * G * v^2 \quad (\text{KNm})$$

g

waarbij:

- G = waterverplaatsing van het schip
(= gewicht verplaatste hoeveelheid water) (kN)
- g = versnelling van de zwaartekracht (10 m/s^2)
- v = afmeersnelheid van het schip (m/s)

Bij het contact maken met de afmeerconstructie wordt deze energie verdeeld en geabsorbeerd door o.a.:

- elastische deformatie van het schip
- elastische deformatie van kade, pier of meerstoel
- samendrukking van de eventueel aanwezige (rubber) fenders
- verplaatsing van water tussen de scheepsromp en de kade

- extra bewegingen van het schip doordat het contactpunt afmeerconstructie/schip niet met het zwaartepunt van het schip samenvalt (zowel in verticale als horizontale richting)
- trillingen

Door deze factoren zal slechts een deel van de oorspronkelijke kinetische energie opgenomen hoeven te worden. Men heeft dit vertaald naar de volgende formule:

$$E(\text{op te nemen}) = \frac{1}{2} * G * v^2 * C_m * C_e * C_d$$

waarbij:

C_m = massafactor

C_e = excentriciteitsfactor

C_d = deformatie of relatieve stijfheidsfactor

De parameters in de laatste formule zullen nu nader gespecificeerd worden, uitgaande van de toekomstige situatie aan pier 6 z.z. in de Waalhaven. Dit met betrekking tot de te behandelen schepen.

Waterverplaatsing G

De waterverplaatsing G van een schip is het gewicht van de verplaatste hoeveelheid water, oftewel het produkt van het soortelijk gewicht van water (10 kN/m³) en het volume van de onderwatervorm van het schip. Het onderwatervolume van een schip bedraagt:

$$\text{Volume} = L * B * D * \text{blokcoëfficiënt}$$

waarbij:

L = Lengte "over all" (LOA) (m)

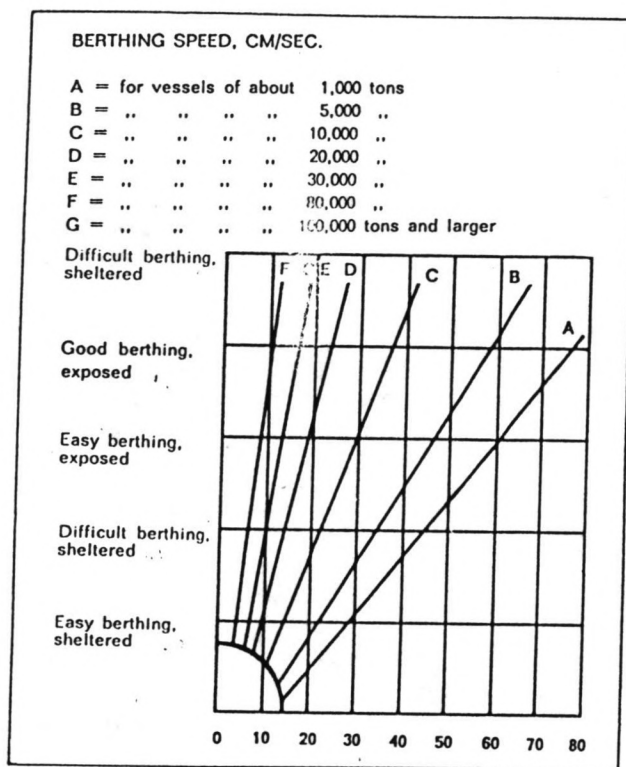
B = Breedte "over all" (BOA) (m)

D = Diepgang (in geladen situatie) (m)

blokcoëfficiënt = Volume / (L * B * D)

Voor de blokcoëfficiënt wordt de waarde 0.7 genomen. Deze waarde is gebruikelijk in het geval van vrachtschepen. Aangenomen is dat deze waarde de waarde behorend bij containerschepen benadert.

Met de in de toekomst maximale afmetingen van te behandelen schepen (LOA = ± 300 m, BOA = 39.60 m, D = 12.00 m, zie hiervoor het programma van eisen) komt men tot de volgende



figuur 9.2 Afmeersnelheid schepen

waarde van G:

$$G = 10 * 300 * 39.60 * 12.00 * 0.7 = 997920 \text{ kN}$$

Afmeersnelheid v

De afmeersnelheid is een onzekere factor in de energieberekening. Deze parameter is afhankelijk van vele factoren o.a.

- grootte van het schip
- aanwezigheid ervaren bemanning
- aanwezige afmeervoorzieningen
- weersomstandigheden
- getij
- gesleept/ niet gesleept worden

Er is getracht met behulp van praktijkmetingen toch richtlijnen voor de afmeersnelheid te geven (zie figuur 9.2). Hieruit volgt globaal de volgende relatie onder goede afmeercondities:

Afmeting van het schip (DWT)	Afmeersnelheid (m/s)
< 10000 ton	0.20 - 0.30
10000 - 50000 ton	0.10 - 0.20
> 50000 ton	0.10 - 0.15

De kade van pier 6 z.z. ligt beschut en er is geen duidelijke stroming in het water aanwezig. Het grootste in de toekomst te behandelen schip heeft een DWT van \pm 54.000 ton.

Op basis hiervan is een afmeersnelheid v aangenomen van 0.12 m/s. Een extra snelheid door rotatie wordt niet meegenomen, daar de schepen in een rustig gebied zonder stroming en wind, makkelijk loodrecht op de kade af kunnen koersen.

Massafactor C_m

Met de massafactor C_m wordt de "extra druk" van het water tegen de zijkant van het schip wanneer het schip afgeremd wordt door de afmeerconstructie in rekening gebracht. Deze extra massa wordt ookwel de zgn. hydrodynamische massa genoemd.

Voor vrachtschepen wordt vaak de waarde 1.5 à 2.0 gebruikt. De hydrodynamische massa m_w kan ook met de volgende formule benaderd worden:

$$m_w = \pi/4 * D^2 * L * p_w \quad (\text{kg})$$

waarbij:

D = diepgang van het schip (m)

L = LOA (m)

p_w = massadichtheid van water (kg/m^3)

Met de reeds genoemde maatgevende afmetingen en een $p_w = 1000 \text{ kg/m}^3$ wordt m_w :

$$m_w = \pi/4 * (12.00)^2 * 300 * 1000 = 33930 \text{ ton}$$

De massa m_s van het schip bedraagt:

$$m_s = 1000 * 300 * 39.60 * 12.00 * 0.7 = 99792 \text{ ton}$$

Hieruit volgt een waarde voor C_m van :

$$C_m = (99792 + 33930) / 99792 = 1.34$$

Excentriciteitsfactor C_e

Met de excentriciteitsfactor C_e wordt de excentriciteit van het eerste contactpunt van het schip met de afmeerconstructie ten opzichte van het zwaartepunt van het schip in rekening gebracht.

Deze excentriciteit wordt veroorzaakt doordat het schip onder een kleine hoek het afmeersysteem nadert. Doordat het eerste contact met de afmeerconstructie niet met het zwaartepunt van het schip samenvalt, zal het schip gaan draaien en rollen. De kinetische energie van het schip zal dan ten dele worden verbruikt als draaiingsenergie.

De grootte van C_e kan weergegeven worden met de volgende formule:

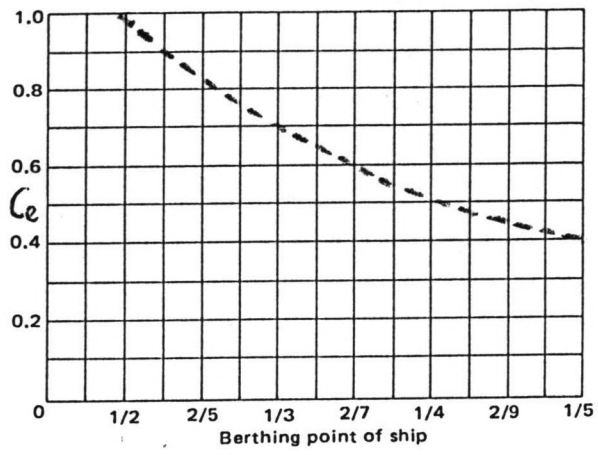
$$C_e = k^2 / (a^2 + k^2)$$

waarbij:

k = traagheidsstraal van het schip

a = afstand tussen het zwaartepunt van het schip en het eerste contactpunt met de afmeerconstructie, geprojecteerd op de lengte-as van het schip

In het geval dat het horizontale snijvlak van het water en het schip bij benadering een lange ellips of een rechthoek is, wordt voor de traagheidsstraal een waarde genomen van



figuur 9.3 Relatie contactpunt- C_e .

1/4 maal de scheepslengte.

Wanneer het contactpunt van het schip en kade op 1/4 LOA ligt (wat in de praktijk het meest voorkomt), volgt uit de formule voor C_{\bullet} een waarde van 0.5.

Wanneer het eerste contactpunt niet op 1/4 LOA ligt, dan kan de waarde C_{\bullet} afgelezen worden in de bijgaande grafiek (zie figuur 9.3). In deze grafiek is de plaats van het contactpunt (variërend van halverwege het schip (1/2) tot op 1/5 van de scheepslengte) uitgezet tegen de excentriciteitsfactor C_{\bullet} .

In het geval dat het contactpunt met het zwaartepunt van het schip samenvalt volgt een C_{\bullet} -waarde van 1. Echter door deze evenwijdig aan de kade afmerende beweging zullen meerdere meerstoelen tegelijk belast worden en de noodzakelijke energieopname zal kleiner zijn dan bijvoorbeeld in het geval van $a = 1/4$ LOA.

In de verdere berekening zal als zodanig de volgende waarde voor C_{\bullet} genomen worden:

$$C_{\bullet} = 0.5$$

Relatieve stijfheidsfactor C_{\bullet}

De relatieve stijfheidsfactor C_{\bullet} geeft de relatie weer tussen de stijfheid van het schip en die van de fenderconstructie en dus ook de hiermee samenhangende relatie met betrekking tot de "energieabsorptie" door het schip en door de fenderconstructie. Als het schip relatief stijf is ten opzichte van de meeverende fenderconstructie, wordt meestal een waarde van 0.9 voor C_{\bullet} gehanteerd. Wanneer een hogere veiligheidsfactor toegepast dient te worden, neemt men de waarde 0.95. In de berekening gaan wij dan ook uit van een C_{\bullet} met een grootte van 0.95.

Alle parameters zijn nu behandeld en we komen tot een door de afmeerconstructie op te nemen kinetische energie van :

$$\begin{aligned} E_{kin} &= 1/2 * 997920/10 * (0.12)^2 * 1.34 * 0.5 * 0.95 \\ &= 458 \text{ KNm.} \end{aligned}$$

Vermeld dient te worden dat deze waarde van de genoemde onzekere parameters afhankelijk is. Bij de berekening van de op te vangen kinetische energie zijn steeds de maximale waarden van deze parameters genomen. De gevonden waarde is dus een bovengrens, die met enige relativiteit gebruikt dient te worden.

9.3 Mogelijkheden om de kinetische energie op te nemen

Allereerst zal gekeken moeten worden hoe de kade en afmeerconstructie geschematiseerd kunnen worden. Dit om te bepalen welke onderdelen hierin de kinetische energie absorberen.

9.3.1 Onafhankelijke constructies

Is er sprake van een onafhankelijke en dus los van de steiger of kadeconstructie staande afmeerconstructie, dan zal louter door vervorming van deze constructie de kinetische energie opgenomen kunnen worden. Deze constructie komt meestal voor in de vorm van een stalen paal met fender of solide dukdalven met fenders. De vervormingen bestaan uit uitbuiging van de paalconstructie, in het geval dat deze niet 'oneindig' stijf is uitgevoerd en indrukking van de eventueel zich hierop bevindende fenders. Bij de 'oneindig' stijf uitgevoerde paalconstructies zal slechts de bijbehorende fender vervorming ondergaan.

Wij zullen ons beperken tot de voorlaatste groep.

De reactiekracht van de paal zal naar de bodem overgebracht dienen te worden. Dit geschiedt d.m.v. passieve en actieve gronddruk. De paalconstructie wordt als in de bodem ingeklemd aangenomen met een bepaalde fictieve inklemmingsslengte. De uitbuiging van de constructie wordt bepaald door de veerconstante van de constructie en de op te nemen energie.

Bij afwezigheid van fenders is de veerconstante k_p als volgt:

$$k_p = 3EI / L_1^3$$

waarbij:

E = elasticiteitsmodulus van de paalconstructie

I = traagheidsmoment paalconstructie

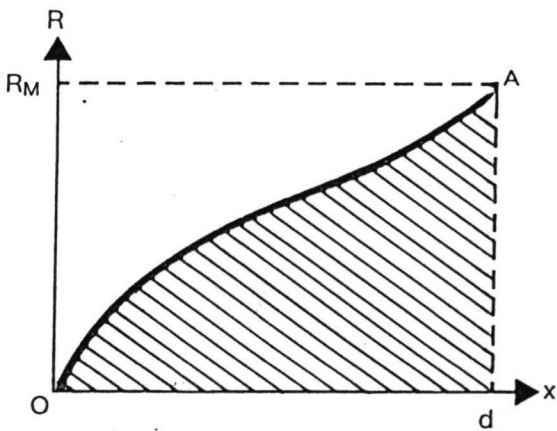
L_1 = fictieve inklemmingsslengte (zie berekeningen bijlagen)

Vervolgens wordt m.b.v. de op te nemen energie en de genoemde veerconstante k_p de maximale reactiekracht F bepaald via de relatie:

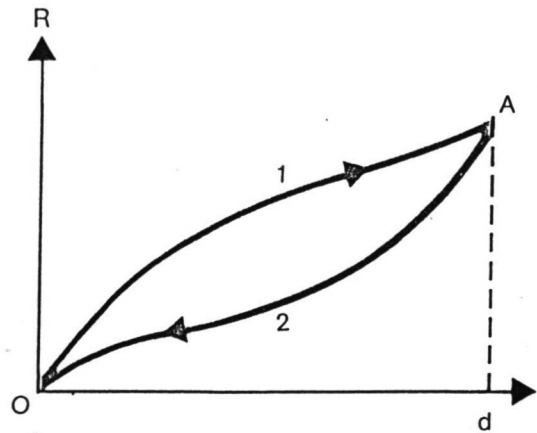
$$E = \alpha * F^2 / k_p$$

(waarbij $\alpha = \frac{1}{2}$ als de relatie tussen F en de uitbuiging d lineair verloopt)

De uitbuiging δ van de paalconstructie wordt nu:



figuur 9.4 Energieopname fender



figuur 9.5 Relatie reactiekracht (R)
- deformatie (δ)

$$\delta = F/K_p$$

Met de berekende F kunnen de materiaalspanningen berekend worden en dient de berekening in het geval van overschrijding van de toelaatbare spanningen opnieuw gemaakt te worden.

In de bijlage is de geschetste berekeningsmethode voor een aantal profielen doorgerekend en de conclusies hiervan staan in paragraaf 9.4.

Paalconstructie met fenders.

Het is duidelijk en al reeds vermeld dat ter voorkoming van schade aan paalconstructie of schip een fenderconstructie zich zal moeten bevinden tussen deze twee 'partijen'.

Aan een paalconstructie kan deze de vorm hebben van een wrijfschot met houten wrijfstijlen al of niet op de paal afgeveerd met rubber fenders. Hoe kan de fender een bijdrage leveren in de energie- absorptie?

Kinetische energie wordt opgenomen door de arbeid die een variabele reactiekracht tegengesteld aan de vervormingsrichting verricht, door te verplaatsen over een afstand gelijk aan de indrukking van de fender. Dit kan weergegeven worden door:

$$E = \int R(x) dx$$

waarbij:

$$\begin{aligned} E &= \text{opgenomen energie in de fender} \\ \delta &= \text{maximale indrukking} \\ R(x) &= \text{reactiekracht fender} \end{aligned}$$

De energie die door de fender geabsorbeerd wordt gedurende zijn deformatie (zie figuur 9.4 en 9.5 curve 1), wordt gedeeltelijk teruggegeven aan de massa die de deformatie veroorzaakt (curve 2) en gedeeltelijk gedissipeerd in de vorm van warmte in het materiaal. De hoeveelheid gedissipeerde energie wordt weergegeven door het oppervlak tussen de twee curven.

De verhouding tussen de hoeveelheid gedissipeerde energie en de op te vangen energie varieert met het type fender en het type rubber. Het heeft een orde van grootte van 0.1 à 0.4.

Het is duidelijk dat de veerconstante k van het afmeersysteem nu niet meer gelijk is aan k_p . Er ontstaat een veerconstante k_t opgebouwd uit de veerconstante k_p van de paal

en k_r van de fender en wel als volgt:

$$k_t = k_r * k_p / (k_r + k_p)$$

Vervolgens wordt weer de maximale reactiekracht F bepaald, waarbij erop gelet dient te worden, welk deel van het systeem paal/fender maatgevend is voor de maximale op te brengen reactiekracht.

De uitbuiging δ wordt nu:

$$\delta_t = F/k_t$$

waarbij δ_t = de totale verplaatsing van F

Er geldt verder bij los van de kade of steigerconstructie staande palen met fenders dat de verplaatsing δ_p van de palen als volgt weer te geven is:

$$\delta_p = \delta_t - \delta_r$$

waarbij:

$$\delta_r = \text{indrukking van de fender}$$

De opneembare energie E_u van het systeem wordt nu:

$$E_u = \frac{1}{2} * F * \delta_t$$

In de bijlage is deze berekeningsmethode een aantal keren uitgevoerd voor verschillende profielen en fenders en de resultaten en conclusies hiervan zijn in paragraaf 9.4 gegeven.


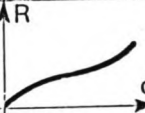



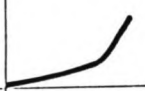





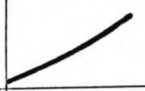



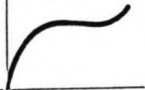



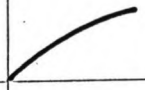


9.3.2 Geïntegreerde afmeerconstructies

In het geval dat de afmeerconstructies (fenders eventueel in combinatie met palen) afgesteund zijn op de steiger of kadeconstructie, ontstaat een ander systeem. We zullen ons beperken tot deze steigerconstructies.

Er dient eerst een onderscheid gemaakt te worden tussen steigers die als een oneindig stijve ondersteuning voor de fenders te schematiseren zijn en steigers die enige mate van flexibiliteit kunnen vertonen.

In ons geval wordt de steiger als een oneindig stijve ondersteuning beschouwd, daar ten eerste de steiger niet louter op verticale palen gefundeerd staat.

Ten tweede wat een belangrijker aspect is, zal de horizontale belasting op de ontlastvloer, bij een horizontale

E (kN/m)	0.05 1 2 3 10 100 400						h (m)	$\frac{E}{Rd}$ max	p (bars)	*
	1 5 10 50 100 200 500									
	—E -----R						0.07 to 0.13	0.5		
	—E -----R						0.15 to 0.30	0.5	30	
	—E -----R						0.1 to 3	0.45	1.5 to 7 b	
	—E -----R						0.5 to 3	0.45	6	
	—E -----R						1 to 18	0.3	< 2.5	
	—E -----R						0.1 to 1	0.5	2 to 5	
	—E -----R						0.2 to 1	0.80	6 to 12 b	
	—E -----R						1.3 to 2	0.80	B	
	—E -----R						0.4 to 0.8	0.5	B	
	—E -----R						0.5 to 1.3	0.6	B	
	—E -----R						1 to 3		2 to 10	

figuur 9.6 Eigenschappen fenders

verplaatsing van de steiger richting de ontlastvloer, door een zeer kleine verplaatsing van de laatste opgenomen worden. Al bij een zeer kleine achterwaartse verplaatsing zal immers voldoende passieve gronddruk ontwikkeld worden. Het afmeersysteem waar we nu verder van uitgaan, bestaat in het algemeen uit een fender aan de steiger, met eventueel een paal hiervoor met zonodig een wrijfschot.

Steigers met alleen fenders hebben een hoger schaderisico door kleine schepen tussen de fenders door de steigerondersteuning kunnen raken. Door de uitvoering met palen is in een bescherming hiertegen voorzien.

In het geval dat de palen weggelaten worden en dus alleen fenders aanwezig zijn, zal het toe te passen fenderschot verder naar beneden doorgevoerd moeten worden. Dit om het "eronder doorschieten" van schepen te voorkomen.

De veerconstante van het paal/fender-systeem heeft weer de resulterende veerconstante k_t (zie vorige paragraaf). Er is ook weer sprake van een totale verplaatsing d_t van de reactiekracht F (zie vorige paragraaf). Er geldt nu echter de relatie:

$$\delta_p = \delta_r = \delta_t$$

In de bijlage is deze berekening weer uitgevoerd en de conclusies staan in paragraaf 9.4.

9.3.3 Fenders

De keuze van de toe te passen fenders zal beschouwd worden aan de hand van een aantal van belang zijnde factoren (zie ook figuur 9.6) te weten:

1. Energieniveau van het schip
2. Reactiekrachtniveau
3. Afmetingen fender
4. Toelaatbare druk
5. Geabsorbeerde energie/reactiekracht verhouding
6. Stijfheid fenders

ad 1.

Voor lineaire fenders (cylindervorm, trapeziumvorm) wordt de energieopname beschouwd per strekkende meter fender. Voor fenderelementen zoals een dokfender of een afgeknotte kegel wordt de energie opname per element beschouwd.

Bij beide wordt gekeken naar de maximale energie die geabsorbeerd wordt bij de maximale deformatie. Deze maximale deformatie ligt in de orde van 30 à 50 % van de oorspronkelijke onbelaste hoogte van de fender in de deformatierichting.

ad 2.

De reactiekracht is ook per strekkende meter of per element beschouwd. R is de maximale reactie gedurende de deformatie. Deze treedt gewoonlijk op bij maximale deformatie.

ad 3.

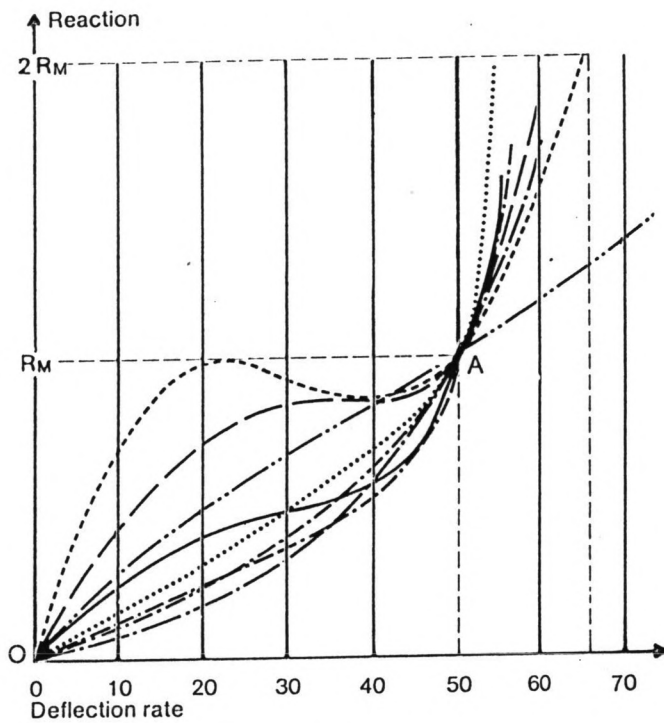
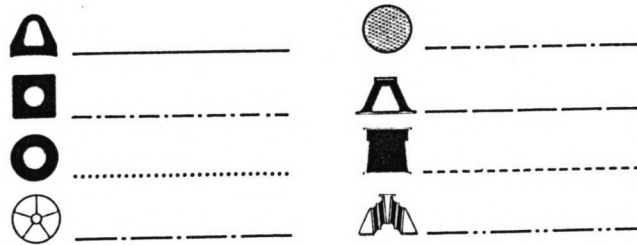
De hoogte in belaste toestand bedraagt 50 à 70 % van de oorspronkelijk. Deze gegevens zijn met name van belang voor schepen met een zeer sterk gekromde scheepsromp en een uitstekende bovenbouw. Bij een te grote indrukking van de fender kan het schip de steiger raken.

ad 4.

Het is aan te bevelen fenders te vermijden waarbij een groot risico bestaat voor permanente deformatie van de steiger of scheepsromp. Het is zodoende nodig om de maximale reactiedrukken $R(\max)$ van verschillende fenders te vergelijken met de maximaal toelaatbare druk $p(\max)$ op de scheepsromp. In bepaalde gevallen zal de grootste deformatie van de fender de maximale waarde niet overschrijden, dan is er sprake van overdimensionering en dus onnodige kosten. In andere gevallen zal het nodig zijn een drukspreidingschot aan te brengen. De oppervlakte O hiervan bedraagt:

$$O = R(\max)/p(\max)$$

Bij het dimensioneren van dit schot zal rekening gehouden moeten worden met de grootte van de oppervlakten tussen de horizontale en verticale verstijvingen van de scheepsromp.



figuur 9.7 R - δ verloop, bij δ groter dan 50 %

ad 5.

Deze verhouding $E/R\delta$ is representatief voor de energie-absorptiecapaciteit van de fender. Het wordt meegenomen in de beschouwing wanneer het b.v. nodig is een maximum aan energie op te nemen bij een minimale stoot. Deze verhouding wordt groter wanneer de karakteristieke curve $R-\delta$ (zie figuur 9.5) hoger ligt. De verhouding is altijd kleiner of gelijk aan 1.

ad 6.

De stijfheid of verhouding reactie/deformatie speelt een grote rol. Men onderscheidt drie typen fenders te weten: De harde fenders, waarbij de karakteristieke curve $R-\delta$ boven de lijn OA (zie figuur 9.5) ligt. De medium fenders, waarbij de curve rond de lijn OA ligt. De zachte fenders, waarbij de curve onder de lijn OA ligt.

Harde fenders vertonen hoge prestaties vanuit het energie-absorptie oogpunt, maar worden niet aanbevolen als de variatie in de op te vangen kinetische energie groot is. Er ontstaan dan grote reactiekrachten bij kleine deformaties. Zachte fenders staan een wat progressiever afmeren toe. De reactiekrachten nemen hierbij minder snel toe bij toenemende deformatie als in het geval van harde fenders.

Een laatste aspect met betrekking tot de stijfheid van fenders, is het fendergedrag bij een grotere dan normale belasting. Dit is het traject waarbij de deformatie groter of gelijk is aan 50%. Is de kans groot dat de belasting de normale overschrijdt, dan kiest men die fender die boven de normale vervorming een zo klein mogelijke toename heeft van de reactiekracht. Voorbeelden hiervan zijn bijvoorbeeld de afgeknotte kegel of in mindere mate de trapeziumvormige fender. De reactiekracht van de holle cilindervormige fender neemt boven de normale deformatie van 50% het snelst toe (zie figuur 9.7).

9.4 Berekening varianten m.b.t. afmeerconstructies

In deze paragraaf staan de resultaten van de berekeningen die uitgevoerd zijn in de bijlage van par. 9.3

9.4.1 Conclusies ten aanzien van onafhankelijke paalconstructies zonder fender.

Na een aantal maal het rekenproces voor een in de grond 'geklemde' paal doorlopen te hebben, kunnen we concluderen dat deze variant niet reëel is. Men dient voor het opnemen van de kinetische energie van het schip (458 kNm is de bovengrens) minstens twee stalen palen toe te passen, ieder met de volgende waarden:

- Buitendiameter $D = 2.02$ m
- Wanddikte $s = 25$ mm
- Traagheidsmoment $I = 0.078$ m⁴
- Weerstandsmoment $W = 0.077$ m³

De opneembare energie van een combinatie van deze twee palen heeft een grootte van ± 400 kNm. De maximaal opneembare kracht F_p in een paal bedraagt 1104 kN. De uitbuiging δ bedraagt 0.36 meter (veerconstante k bedraagt 3108 kN/m per paal).

Men kan ook één paal toepassen, maar dan komt men uit op een paal met een buitendiameter van 2.02 meter en een wanddikte van 50 mm! en een uitbuiging δ van 0.5 meter.

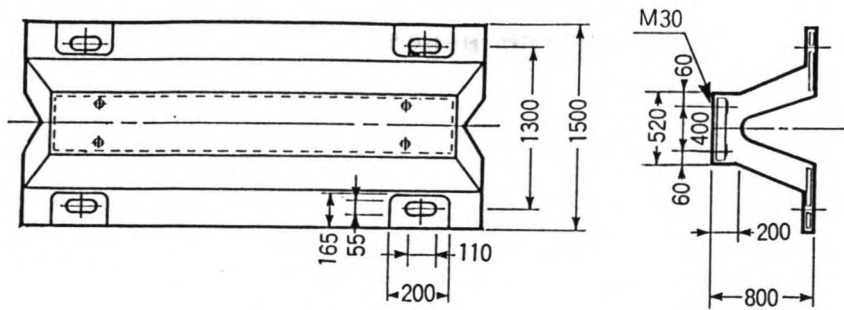
Het is de veerconstante k die de grootte van de opneembare energie beperkt. Deze veerconstante kan verlaagd worden door het traagheidsmoment I van de paal te verlagen (verjongen van de paal). Dit is goed mogelijk bij stalen buispalen, hoewel extra bewerkelijk. Men bespaart echter wel op staal.

Een andere manier om extra verplaatsing van de reactiekracht te bewerkstelligen is het aanbrenge van fenders.

9.4.2 Conclusies ten aanzien van onafhankelijk paalconstructies met fender

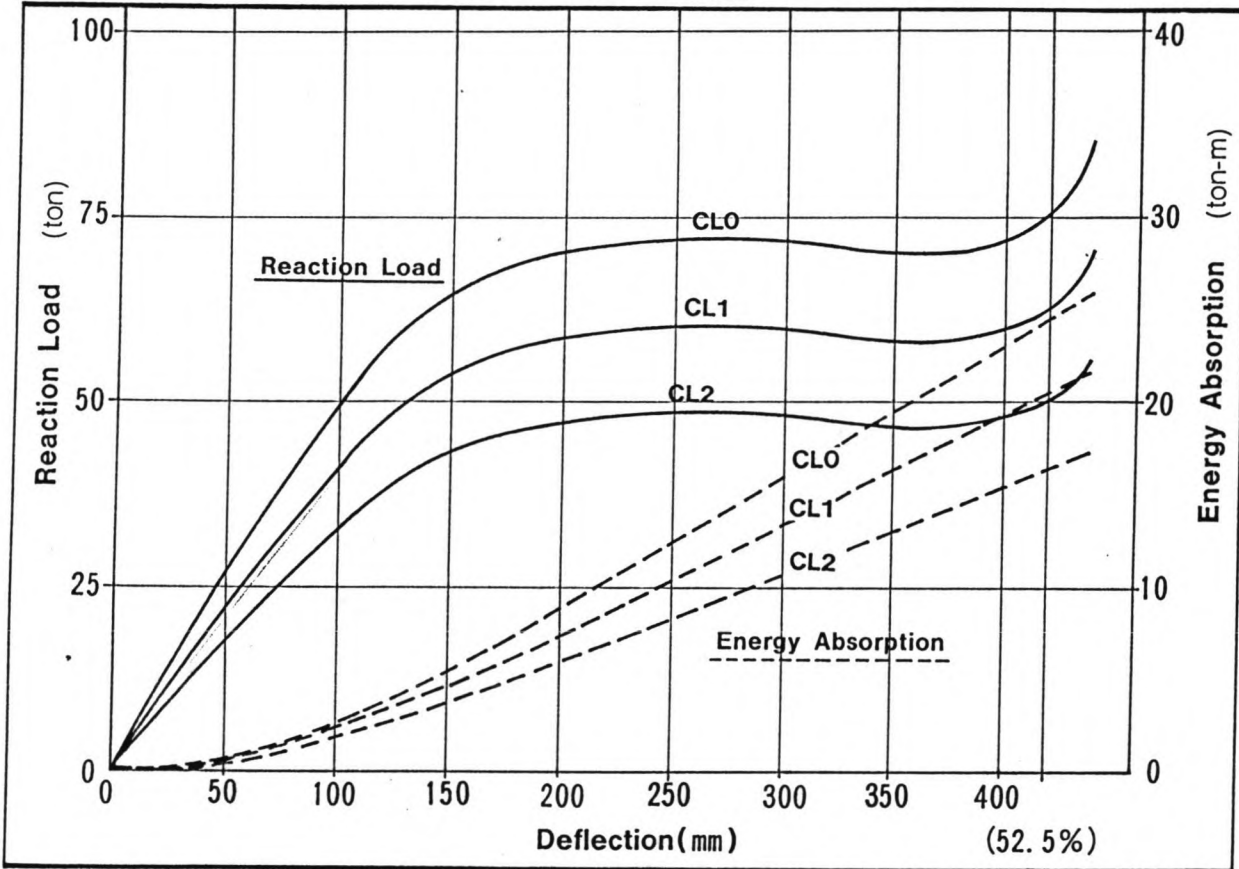
Wanneer we in de tabel kijken welke fenders hun bereik hebben tot het op te nemen energieniveau kunnen de volgende fenders toegepast worden:

- Holle cilindrs
- Drijvende cilindrs
- Afgeknotte kegels
- Draaiende fenders



figuur 9.8 Lambda-vormige fender

■ The performance curves 800HX1000L



■ Performance Characteristics

Rubber compound	CLO						CL1						CL2					
	50%		52.5%		55%		50%		52.5%		55%		50%		52.5%		55%	
Performance figures	R	E	R	E	R	E	R	E	R	E	R	E	R	E	R	E	R	E
UNIT Length(m)	ton	ton-m	ton	ton-m	ton	ton-m	ton	ton-m	ton	ton-m	ton	ton-m	ton	ton-m	ton	ton-m	ton	ton-m
1.0	70.0	22.4	72.8	23.8	83.1	25.4	60.0	19.2	62.4	20.4	71.2	21.8	50.0	16.0	52.0	17.0	59.3	18.1
1.5	105.0	33.6	109.2	35.7	124.6	38.1	90.0	28.8	93.6	30.6	106.8	32.6	75.0	24.0	78.0	25.5	89.0	27.2
2.0	140.0	44.8	145.6	47.6	166.1	50.8	120.0	38.4	124.8	40.8	142.4	43.5	100.0	32.0	104.0	34.0	118.7	36.3
2.5	175.0	56.0	182.0	59.5	207.7	63.5	150.0	48.0	156.0	51.0	178.0	54.4	125.0	40.0	130.0	42.5	148.3	45.3
3.0	210.0	67.2	218.4	71.5	249.2	76.2	180.0	57.6	187.2	61.2	213.6	65.3	150.0	48.0	156.0	51.0	178.0	54.4

● Reted Deflection=52.5%
R:Reaction Load E:Energy Absorption

Tolerance ±10%

figuur 9.9 Lambda-type

We zullen het onderzoek beperken tot de vaak toegepaste holle cylinders, waarbij de gegevens met betrekking tot deze fenders afkomstig zijn uit een Vredestein brochure.

Bij het toepassen van een paal ($D = 2.02$ meter, $s = 25$ mm, $F_p = 1104$ kN, $k_p = 3108$ kN/m) en een Gigant-fender (buiten diameter $D = 1300$ mm, binnendiameter $d = 650$ mm, maximale energieopname fender $E_f = 280$ kNm, maximale reactiekracht $F_r = 940$ kN en dus een k_r van $940/0.65 = 1446$ kN/m, contactoppervlak van 1.53 m² bij δ) ontstaat een systeem met:

een veerconstante $k_t = 987$ kN/m
een totale uitbuiging $\delta_t = 940/987 = 0.95$ meter
 $\delta_p = F/k_p = 940/3108 = 0.30$ meter
 $\delta_r = 0.65$ meter
een totale energieopname E van:

$$\frac{1}{2} * F^2/k \quad \text{of} \quad \frac{1}{2} * F * \delta = 447 \text{ kNm}$$

Opmerkingen:

Voor F wordt dus de minimale en maatgevende te realiseren reactiekracht in rekening gebracht.

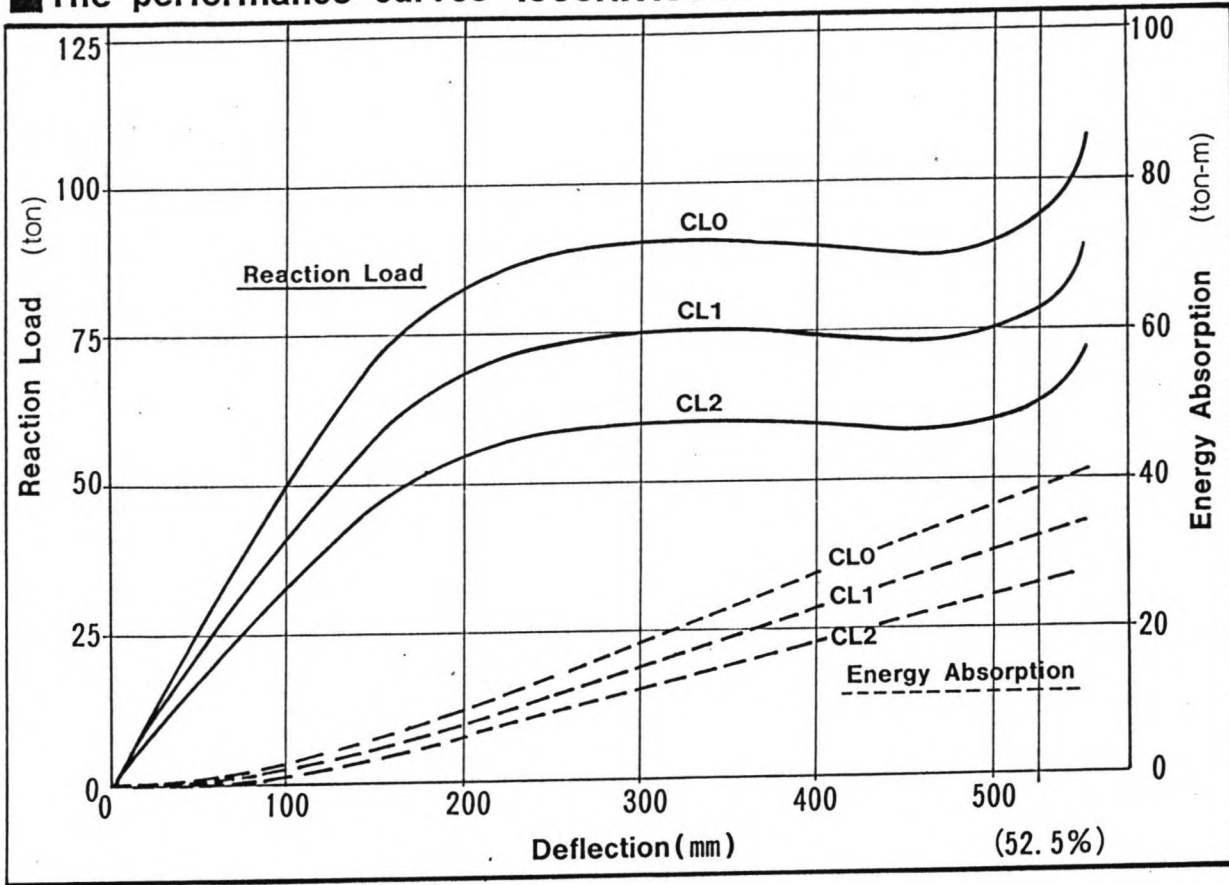
Bij direct contact van de fender en het schip dient de D/d verhouding van de fender 1.75 of 1.85 te zijn, bij het gebruik van de fender achter een wrijfschot dient de verhouding D/d een grootte te hebben van 2

In verband met het vergemakkelijken van de uitvoering van het aan te brengen wrijfschot ($940/1.53 = 614$ kN/m² > 400 kN/m²), kan men besluiten tot het aanbrengen van twee kleinere fenders boven elkaar, ieder met bijvoorbeeld de afmetingen: $D = 1000$ mm, $d = 500$ mm. De hoeveelheid energie die dan opgenomen kan worden, bedraagt 403 kNm. Bij twee fenders met $D = 800$, $d = 400$, lengte $l = 1500$ mm is het niet anders (403 kNm)

Het blijkt dat het in rekening brengen van de minimale reactiekracht tot gevolg heeft dat er ondanks de aanwezigheid van fenders zware buispalen ($D = 2.02$ meter) toegepast moeten worden. In combinatie met de fender met een D van ± 1.0 meter en een wrijfschot wordt de totale hoogte van deze afmeerconstructie ± 3.25 meter. Dit is slechts toepasbaar (in verband met de afstand voorzijde afmeerconstructie-waterzijdige rail), als deze constructie zich gedeeltelijk onder de steiger bevindt.

Bij een grotere dan voorziene verplaatsing van de afmeerconstructie kan er schade ontstaan. Dit samen met het feit dat er zware buispalen gebruikt moeten worden (hoge kosten) brengt ons naar het volgende en laatste onderzochte systeem.

■ The performance curves 1000HX1000L



Rubber compound	CLO						CL1						CL2							
	50%		52.5%		55%		50%		52.5%		55%		50%		52.5%		55%			
Deflection	R	E	R	E	R	E	R	E	R	E	R	E	R	E	R	E	R	E		
Performance figures	R		E		R		E		R		E		R		E		R		E	
UNIT Length(m)	ton	ton-m	ton	ton-m	ton	ton-m	ton	ton-m	ton	ton-m	ton	ton-m	ton	ton-m	ton	ton-m	ton	ton-m	ton	ton-m
1.0	87.5	35.0	91.0	37.2	103.8	39.7	75.0	30.0	78.0	31.9	89.0	34.0	62.5	25.0	65.0	26.6	74.2	28.3		
1.5	131.3	52.5	136.5	55.8	155.7	59.5	112.5	45.0	117.0	47.9	133.5	51.0	93.8	37.5	97.5	39.9	111.2	42.5		
2.0	175.0	70.0	182.0	74.4	207.7	79.3	150.0	60.0	156.0	63.8	178.0	68.0	125.0	50.0	130.0	53.2	148.3	56.7		
2.5	218.8	87.5	227.5	93.0	259.6	99.2	187.5	75.0	195.0	79.8	222.5	85.0	156.3	62.5	162.5	66.5	185.4	70.8		
3.0	262.5	105.0	273.0	111.6	311.5	119.0	225.0	90.0	234.0	95.7	267.0	102.0	187.5	75.0	195.0	79.7	222.5	85.0		

● Rated Deflection=52.5%
 R:Reaction Load E:Energy Absorption

Tolerance ±10%

figuur 9.10 Lambda-type

9.4.3 Conclusies ten aanzien van een in de steiger opgenomen afmeerconstructie (paal + fender)

Bij dit systeem bevindt de fender zich op de steiger en zal deze een reactiekracht op de steiger uitoefenen. Bij massieve betonnen kademuren wordt dit vaak toegepast. Bij steigers echter wordt er voor de fender een paal geplaatst. De paal dient voornamelijk als bescherming voor de steiger zodat de schepen de steiger zelf niet kunnen raken. Een bijkomend aspect is dat zij een klein gedeelte van de horizontale stoot kunnen opnemen.

De verplaatsing van de paal is hierbij gelijk aan de indrukking van de fender. De minimale reactiekracht van de fender of paal is niet meer maatgevend en kan de maximale kracht naar de steiger overgebracht worden. De steiger is hierbij als oneindig stijf aangenomen.

Het grootste voordeel van dit systeem is het feit dat voor de stalen buispalen veel lichtere profielen gekozen kunnen worden, waarop indien nodig de wrijfschotten op worden gemonteerd.

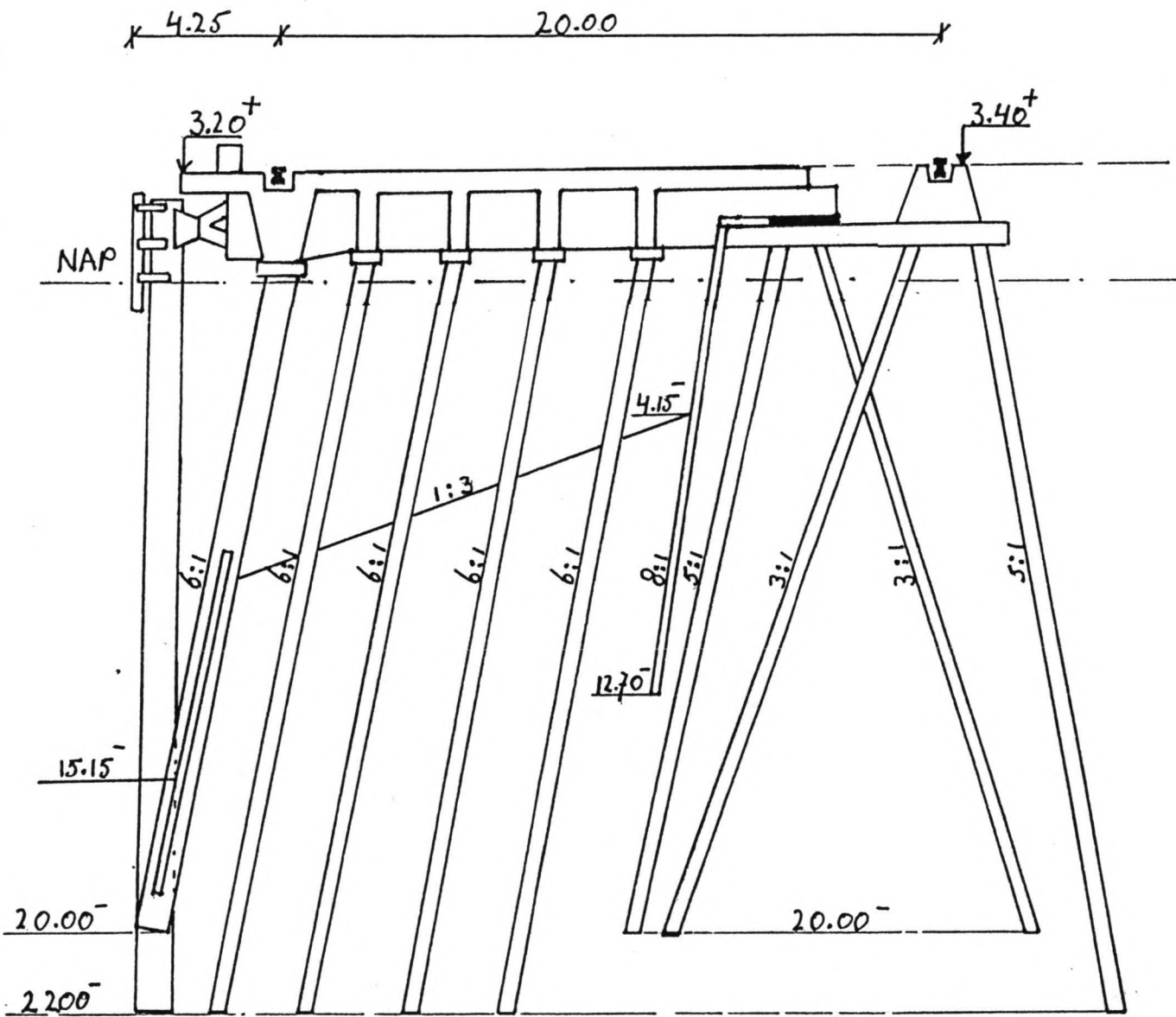
Genomen is een Gigant-fender met de waarden: $D = 1500$ mm, $d = 750$ mm, $l = 2.0$ meter, $E_f = 510$ kNm, $F_f = 1480$ kN, $O = 2.36$ m². De stalen paal zal dus 750 mm dienen te verplaatsen om de fender de 510 kNm op te kunnen laten nemen. Een stalen paal met $D = 508$ mm, $s = 12.5$ mm, $I = 0.000597$ m⁴, $W = 0.00219$ m³ kan hieraan voldoen en draagt hierbij ongeveer 40 kN over aan de grond. De door de paal opgenomen energie is te verwaarlozen (± 14.9 kNm).

De stalen buispalen worden in verbond met de relatieve dunne wand en de mogelijke aanvaringsstoten volgestort met zand, waardoor er meer weerstand tegen deuk en plooivorming is. Er is net als bij de berekening van de buispalen in de combinatiewand weer sprake van vereiste breedte-dikte verhouding tijdens een op druk belaste fase (heifase).

Bij een aangenomen heibelasting van 200 à 300 t voldoet een wanddikte van 12.5 mm bij een diameter van 508 mm. Wegens uniformiteit wordt een wanddikte van 14.2 mm toegepast.

Een belangrijk aspect bij een uitvoering volgens dit paal-fender systeem is het door de steiger op te nemen van de grote fenderkracht (Bij een op te nemen E van 510 kNm is dit: $1480 \text{ kN} / 2.36 \text{ m}^2 = 630 \text{ kN/m}^2$). Het is belangrijk deze kracht over een zo groot mogelijk oppervlak de steiger in te leiden (aanbrengen van een spreidingsplaat).

Het wrijfschot heeft bij de gekozen fender een afmeting van $1480/400 = 3.7$ m². Het plaatsvast monteren van dit schot op de paal met een diameter van 0.51 meter noodzaakt extra



figuur 9.11 Renovatie met de oorspronkelijke hellingen van de palen

voorzieningen ten aanzien van excentrisch raken van dit schot. Verder zal de kracht van de paal (0.51 m) op de fender (2.0 m) overgebracht moeten worden middels een spreidingsplaat.

Men kan de hiergenoemde extra voorzieningen vergemakkelijken door per fender twee palen te heien, waardoor het wrijfschot beter gemonteerd kan worden en de krachtinleiding in de fender ook met minder voorzieningen beter kan geschieden. Wat eventueel ook mogelijk is, is het toepassen van twee fenders 1200-600 boven elkaar, ieder met een kleinere lengte nl. 1500 mm en een E-opname van 480 kNm. Hierbij wordt echter de totale reactiekracht 1760 kN.

De cilindervormige fender noodzaakt uitvoeringstechnisch dus extra voorzieningen en er zal gekeken worden of er andere fenders zijn die aan dit probleem tegemoet komen.

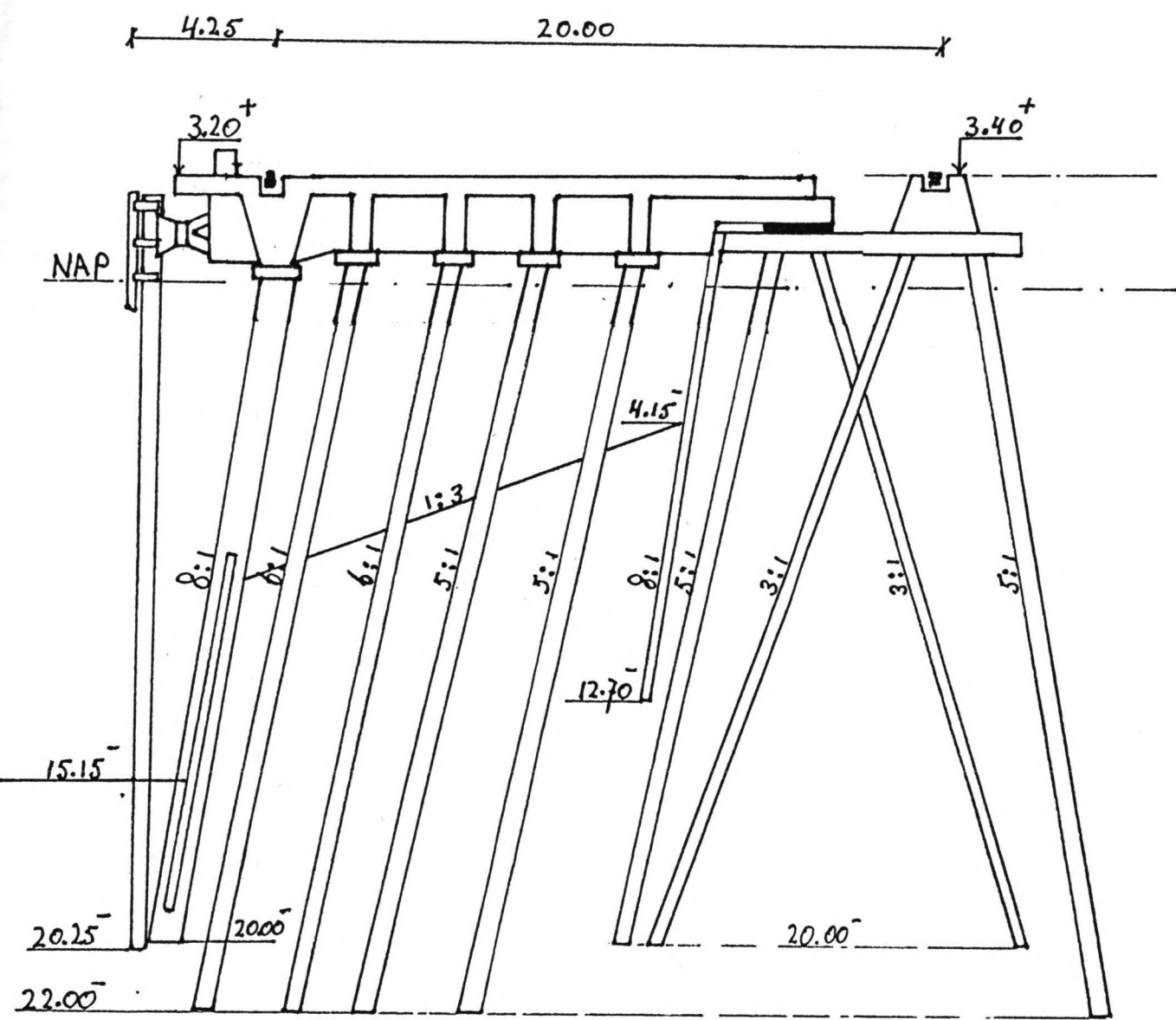
Ten aanzien van dit onderzoek naar betere lastenspreiding zowel van paal op fender als fender op steiger zijn we gekomen bij de zgn. lambda-vormige fenders (zie figuur 9.8). Door de ingebedde platen in zowel de kop als de voeten van de fender wordt een betere spreiding bereikt. De fender kan hierbij eventueel nog op een stalen plaat op de steiger gemonteerd worden, waardoor een nog grotere spreiding bereikt wordt. De fenders kunnen eenvoudig met ankerbouten aan een betonnen steigerbalk verankerd worden. Voor een E-opname van 458 kNm dienen we minstens de typen LMD-F 800H (l = 2 meter, E = 448 kNm en R = 1400 kN) of LMD-F 1000H (l = 1.5 meter, E = 525 kNm en R = 1750 kN) toe te passen (zie figuren 9.9 en 9.10).

De fenders kunnen zowel verticaal als horizontaal gemonteerd worden. De fenderkrachten zijn kleiner dan bij de cylinderfenders.

Ook ten aanzien van het gedrag van de fender bij een deformatie groter dan 50% is de cilindervorm veel te ongunstig (zie figuur 9.7). Als de vergelijking van de lambda-fender met de trapeziumvormige fender gerechtvaardigd is, dan is ook vanuit dit oogpunt de lambda-fender, in combinatie met de genoemde buispaal aan te bevelen.

9.4.4 Conclusies ten aanzien van een in de steiger op genomen afmeerconstructie (alleen fender)

In het geval dat alleen een fender wordt toegepast, dient de fender de gehele afmeerenergie en scheepsstoot op te nemen. Dit heeft slechts een geringe belastingtoename voor de fender tot gevolg, daar deze toch al het grootste deel van de energie opnam. De lambda-vormige fender uit par. 9.4.3 kan in dit geval ook hier toegepast worden.



figuur 9.12 Renovatie met aangepaste hellingen van de palen

9.5 Keuze afmeerconstructie

Met betrekking tot de keuze kan het volgende gezegd worden.

Een losstaande en onafhankelijke afmeerconstructie noodzaakt het toepassen van zeer zware palen, waarbij men bovendien in de moeilijkheden met de vereiste afstand van 4.25 meter van de voorkant wrijfschot en w.z. kraanrail. De keuze geschiedt dan ook uit de twee varianten in de paragrafen 9.4.3 en 9.4.4.

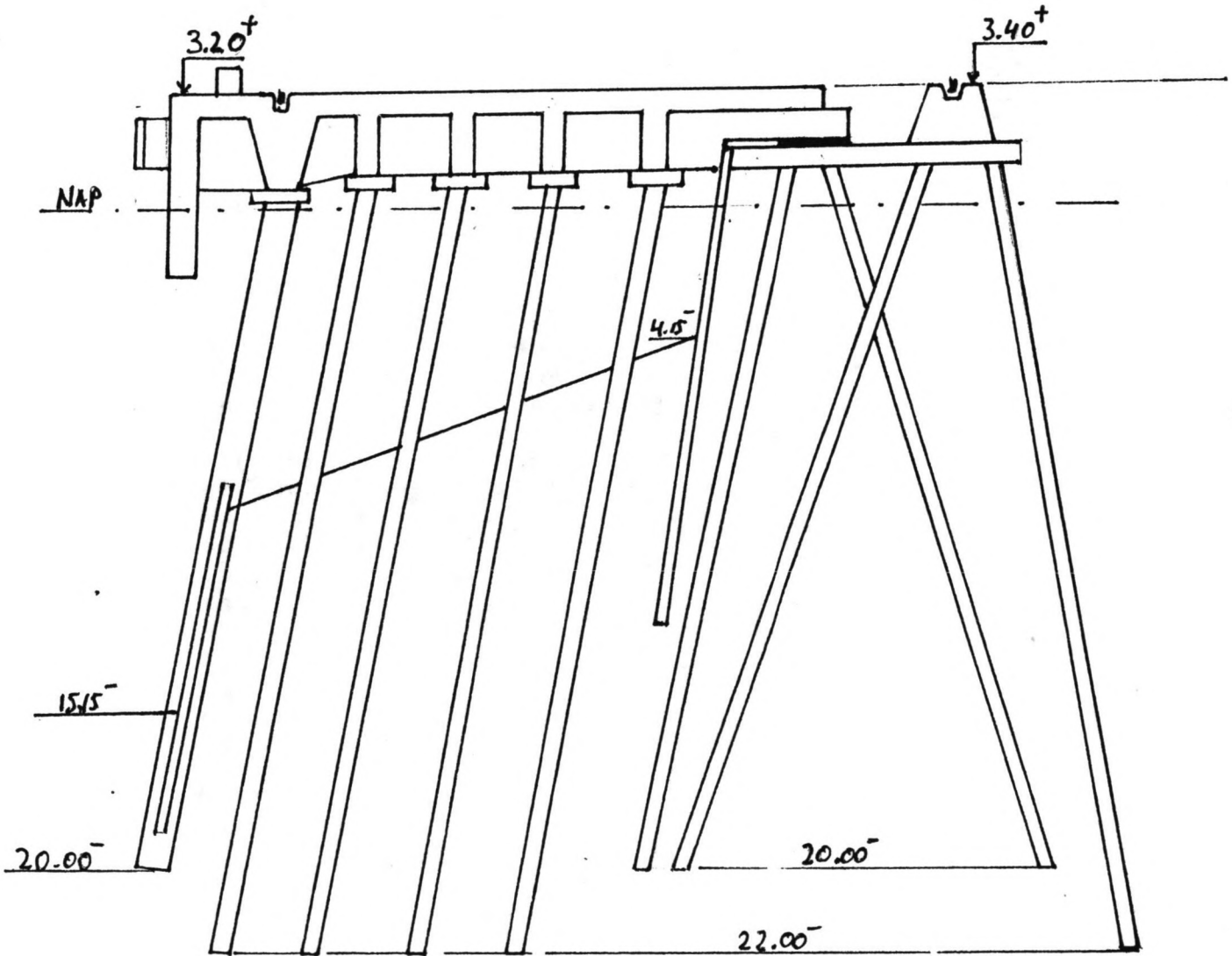
In het geval dat we het programma van eisen aanhouden en zo kiezen voor een paal fendercombinatie treedt het volgende probleem op:

In paragraaf 8.5 is bepaald dat de palen onder een helling van 6:1 dienden te staan. Een uitvoeringstechnisch probleem wat hierbij optreedt, is te zien in het detail voet combinatiewand/fenderpaal (zie figuur 9.11). De stalen buispalen in de combinatiewand staan h.o.h. 2.50 meter. Tussen deze buispalen bevindt zich een drievoudige tussenplank.

Het blijkt dat bij de genoemde helling van de combinatiewand en de maximale afstand van de waterzijdige kraanrail tot de voorkant van de afmeerconstructie van 4.25 meter, de fenderpaal de combinatiewand kruist.

Dit probleem kan gereduceerd worden door ten eerste de damwandplanken in de combinatiewand niet tot de voet van de wand door te laten lopen waardoor extra ruimte ontstaat. Ten tweede wordt de wand onder een andere helling geplaatst, waarbij de hellingen van de overige palen aangepast dienen te worden. Een mogelijkheid is zodoende om de combinatiewand onder een helling van 8:1 te plaatsen en twee rijen betonpalen onder een helling van 6:1 en twee rijen 5:1. Eventueel kan men nog overwegen om in deze combinatie van hellingen de combinatiewand nog steiler te zetten (10:1).

Een extra mogelijkheid om het ruimteprobleem te reduceren is het nog eens kritisch bekijken van de bepaalde diameter voor de fenderpaal. In eerste instantie was aangenomen dat deze een waarde had van 1016 mm wegens uniformiteit (diameter buispalen in de combinatiewand ook 1016 mm). Dit heeft tot gevolg dat men in een ruimte van 1.50 meter (h.o.h.afstand buispalen combinatiewand is 2.50 meter) een paal met een diameter van ± 1 meter dient te heien op een diepte van NAP - 20 meter. De speling bedraagt dus 0.25 meter aan beide zijden van de fenderpaal. De palen zullen bovenaan geleid kunnen worden, echter in de bodem kunnen zij 'weglopen' waarbij de 0.25 meter tot de buispaal in de combinatiewand al snel bereikt kan worden. Daarom wordt als fenderpaal een buispaal met een diameter van 508 mm toegepast waarbij de speling in de lengterichting van de steiger 0.5 meter wordt.



figuur 9.13 Uiteindelijke renovatie

de speling in de dwarsrichting blijft krap maar de palen hoeven elkaar niet te snijden. De situatie na aanpassing wordt zoals weergegeven in figuur 9.12.

Deze renovatie wijze blijft moeilijk. De schoorpalen in de combinatie wand lopen weg tijdens het heien. De combinatie wand krijgt door een minder steil verloop te maken met groter buigende momenten en ankerkrachten. De tussensteunpunten (betonne heipalen) krijgen door de andere hellingen grotere op te nemen krachten.

In het geval we afwijken van het programma van eisen en dus alleen een fender toepassen, zal de steiger beschermd moeten worden middels een betonnen voorwand, waaraan de fenders gemonteerd zullen worden. Deze voorwand dient op voldoende diepte aanwezig te zijn (zie figuur 9.13). Om er zeker van te zijn dat de (binnenvaart)schepen er niet onderdoor schieten, zal de onderkant van de voorwand op NAP - 2.0 meter moeten bevinden.

Het voordeel van een fender alleen is de besparing op staal en de toch "gevoelige" uitvoering bij de voet zowel de fenderpaal als combinatie wand.

Uitgaande van al deze feiten, is besloten af te wijken van het programma van eisen en is gekozen voor slechts een lambdavormige fender. Ter plaatse van de dwarsliggers zal de voorwand afgesteund worden op de waterzijdige kraanbalk.

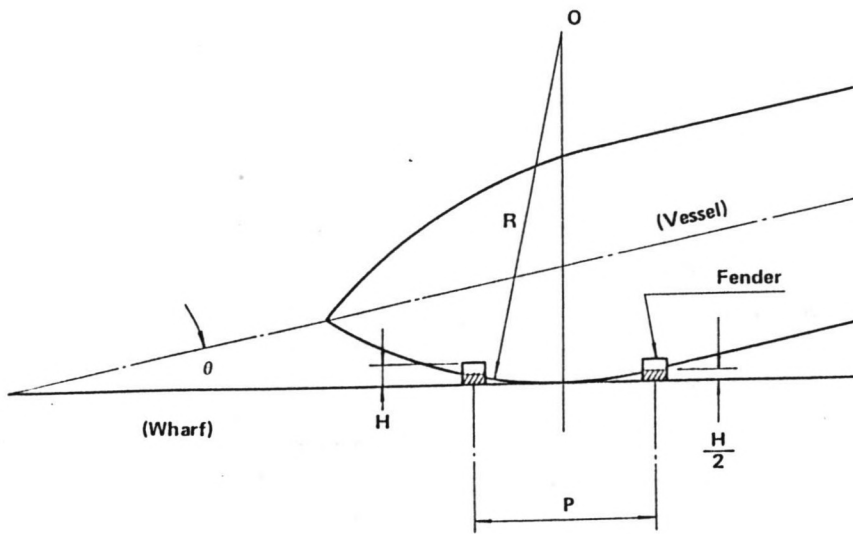
9.6 De h.o.h.- afstand van de afmeerconstructie

De afmeerconstructie is in de vorige paragrafen gedimensioneerd, uitgaande van de in paragraaf 9.2 berekende op te nemen kinetische energie en de in paragrafen 9.3, 9.4 en 9.5 genoemde mogelijkheden ten aanzien van palen en fenders.

Het is duidelijk dat de veiligheid voor de steiger ten aanzien van afmerende schepen op ieder punt even groot dient te zijn en resulteert in een maximale afstand tussen de afmeerconstructies.

Een extra aspect treedt op als de dimensies (lengte en breedte) van de schepen sterk kunnen variëren. In ons geval kunnen er zowel grote containerschepen met een lengte tot ± 300 meter als binnenvaartschepen met een lengte tot ± 100 meter arriveren.

Het aan dezelfde ligplaats behandelen van zowel de grote als de kleinere schepen noodzaakt een h.o.h.- afstand van de afmeerconstructies afgestemd op de kleinere schepen. Dit zijn onnodige kosten ten aanzien van het behandelen van de grotere schepen.



Where:

P = Fender spacing

H = Fender height

θ = Berthing angle

R = Vessel hull radius of curvature

$P = \sqrt{4HR - H^2}$

figuur 9.14 H.o.h.-afstand afmeeroonstruactie

De h.o.h.- afstand van de afmeerconstructies wordt bepaald door de indrukking van de fender, de krommingsstraal van het schip en de afmeerhoek van het schip (zie figuur 9.14). Hierbij wordt de krommingsstraal genomen in het gebied van $1/4$ LOA van het uiteinde van het schip (meest voorkomende eerste contactpunt van het schip met de afmeerconstructie). Er dient rekening gehouden te worden met een grotere afmeerhoek van de schepen dan voorgeschreven (binnenvaart), maar dan zou de gehele steiger beschermd moeten worden. We gaan ervan uit dat deze schepen tijdig kunnen corrigeren en de voorgeschreven afmeerhoek (5 graden) benaderen. De grote schepen zullen de genoemde hoek beter in acht nemen bij arriveren in de haven.

Bij een vlakke voorwand en een fender met een hoogte van 1000 mm., zal de h.o.h. afstand ± 6 meter bedragen ($\text{tg } 5 = 0.5 / \text{ h.o.h. afstand}$). Hierbij komen we prima tegemoet aan de directe krachtenafdracht naar achteren. De palen onder de steiger (gekoppeld met dwarsliggers) hebben een h.o.h. afstand van 6 meter.

10 UITVOERING

10.1 Inleiding

In dit hoofdstuk zal na de berekeningen in de hoofdstukken 8 en 9, de nadruk gelegd worden op de uitvoering van de renovatie. Er zal bekeken worden in hoeverre de uitvoering invloed heeft op de renovatiewijze, waarna met behulp van de in de renovatie te onderscheiden werkzaamheden een planning voor de uitvoering opgezet zal worden.

10.2 Te verrichten werkzaamheden

10.2.1 Sloopwerkzaamheden

Alvorens te beginnen met de bouw van de nieuwe constructie over de bestaande ontlastvloer, moeten een paar sloopwerkzaamheden plaatsvinden. Dit betreft onderdelen van de ontlastvloer die hun functie verliezen en/of een belemmering vormen ten aanzien van de aanpassing/bouw van de kadeconstructie.

Voorwand en wrijfstijlen

Aan de voorzijde van ontlastvloer zit een betonnen voorwand gekoppeld. De totale grootte per strekkende meter kade is 1.05 kubieke meter beton. Het gedeelte dat afgehakt moet worden betreft dat deel dat de latere steigervloer in de weg zit. Dit betreft ongeveer 50 % van de voorwand. De totale hoeveelheid af te voeren beton is ongeveer 175 kubieke meter.

De aan deze voorwand gekoppelde houten wrijfstijlen zullen hiermee ook verwijderd worden.

Kraanbalk en stroomgoot

Ter plaatse van palenrijen 2 en 3 bevindt zich een kraanbalk en een stroomgoot. Daar ter plaatse hiervan een nieuwe oplegging gestort zal worden, zullen de bestaande kraanbalk en stroomgoot in het geheel gesloopt moeten worden. De hoeveelheid af te voeren materiaal per strekkende meter kade is voor de kraanbalk 1.3 kubieke meter beton en voor de stroomgoot 0.7 kubieke meter beton. Voor de hele kade betreft dit $2.0 * 350 = 700$ kubieke meter.

Ontlastvloer

Daar aan de achterzijde (bij overstek) van de ontlastvloer een extra rij palen geheid (palenrij 4) zal worden, zal hiervoor een gedeelte (1.5 meter) van de ontlastvloer gesloopt moeten worden. De totale hoeveelheid af te voeren materiaal (beton) is $(1.5 * 0.6 * 350 =)$ 315 kubieke meter.

Er zal gezorgd moeten worden dat de wapening van de ontlastvloer gedeeltelijke bloot komt, om deze te koppelen aan de te heien palenrij 4 en de wapening van de te storten nieuwe landzijdige kraanbalk (zie par. 10.2.5).

10.2.2 Aanvoer van materialen

Betonnen heipalen

Ten eerste zal een extra rij palen (palenrij 4) achter de ontlastvloer geheid moeten worden. Deze palen staan hart op hart 1.8 meter. Het aantal benodigde palen hiervoor is 195.

Onder de steiger komen vier tussensteunpunten. De hart op hart afstand in de lengterichting is 6 meter. Het aantal hiervoor benodigde palen is 236.

De palen hebben een lengte van 24 meter (zie par. 10.2.3) en een doorsnede van $450 * 450 \text{ mm}^2$.

Buispalen

Deze zijn te splitsen in buispalen voor de fundering van de waterzijdige kraanbaan (als onderdeel van de combinatie wand) en voor de fenderconstructie.

Voor de waterzijdige kraanbaan hebben zij een diameter van 1016 mm en een wanddikte van 14.2 mm. De lengte is 22 meter (zie par. 10.2.3). Daar de hart op hart afstand 2.5 meter is, is het aantal benodigde buispalen voor onder de waterzijdige kraanbaan 141.

De fenderpalen hebben een diameter van 508 mm en een wanddikte van 14.2 mm. Zij staan hart op hart 10 meter. Het aantal benodigde palen is derhalve 35.

Damwandplanken (tussenplanken)

Tussen de buispalen onder de waterzijdige kraanbaan worden steeds 3 tussenplanken geheid ($3 * 0.5$ meter). De lengte van de planken is 22 meter. Het aantal benodigde damwandplanken met een breedte van 0.5 meter is 420.

Fenders en wrijfschotten

Ter plaatse van elke dwarsbalk zal een wrijfschot en een rubberfender gemonteerd worden. Het aantal wrijfschotten en fenders is dus gelijk aan het aantal dwarsbalken, dit is 35.

Poeren

Om de heionnauwkeurigheid te compenseren zullen poeren op de heipalen worden bevestigd. Voor de betonnen heipalen onder de steiger komen we zo tot en aantal van 236. Voor de buispalen zijn dit er 141 en komen we op een totaal van 377 poeren.

Kraanbalk + uitkraging

Het betreft hier de waterzijdige kraanbaan. Over de gehele lengte (=350 meter) zal een prefab kraanbalk (hoogte \pm 2 meter, gemiddelde breedte \pm 1 meter) komen samen met de uitkraging (3 meter) van de steiger.

Prefab dwars- en langsbalken

De steiger heeft vier tussensteunpunten. De totale lengte van de langsbalken is dus $4 * 350$ is 1400 meter. De balken die statisch onbepaald worden opgelegd, hebben een hoogte van 1000 mm en een breedte van 600 mm.

Ter plaatse van de tussensteunpunten komen dwarsbalken, die dezelfde afmetingen hebben als de langsbalken. Het aantal dwarsbalken is 35.

Vloerplaten

De steiger krijgt een dek met een dikte van 700 mm. Deze zal gedeeltelijke prefab zijn met een ter plaatse gestorte slijtlaag. Het steiger oppervlak is $350 * (4*2.75 + 4.5)$ is 5425 vierkante meter.

Kraanrails en stootblok

Indien mogelijk zal hiervoor de bestaande rails genomen worden, die zodoende wel verplaatst dienen te worden. In het geval dat de huidige rails niet voldoet zal nieuwe rails aangevoerd dienen te worden.

Ter plaatse gestort beton

Behalve de slijtlaag zal ook de oplegging van de steiger op de ontlastvloer en de landzijdige kraanbalk ter plaatse gestort zijn. De hoeveelheid beton exclusief benodigd voor de slijtlaag is ongeveer 2500 kubieke meter.

Talud bestorting

Het talud met een helling van 1 op 3 zal beschermd worden door een stortlaag. De breedte van het talud (afstand tussen bestaande damwand en de combinatiewand) is 13.65 meter. Het totale oppervlak dat bestort bestort moeten worden is 4778 vierkante meter.

10.2.3 Onderbouw

Extra palenrij aan de ontlastvloer

Deze palenrij 4, waarbij de palen hart op hart 1.8 meter staan, zullen onder een hoek van 5 op 1 naar achteren staan. De palen moeten in hetzelfde stramien geheid worden als de reeds bestaande palenrij 1. Dit om boksystemen h.o.h 1.80 meter te vormen waarop de landzijdige kraanbaan gefundeerd is. Na het heien zullen de koppen gesneld moeten worden.

Tussensteunpunten onder de steiger

Er zijn vier rijen palen, waarbij de palen in de lengte richting h.o.h. 6 meter staan. In breedte is de tussenafstand 2.75 meter, gerekend vanaf de waterzijdige kraanbaan (combinatiewand).

De helling van de eerste twee rij palen (gerekend vanaf de combinatiewand) is 6 op 1 (naar voren). De overige twee staan met een helling van 5 op 1.

De inheidiepte ligt op NAP - 22.0 meter.

Buispalen voor de combinatiewand

De buispalen voor de waterzijdige kraanbaan staan onder een helling van 8 op 1 eventueel 10:1 (naar voren) met een hart op hart afstand van 2.50 meter.

Tussenplanken

Na het heien van buispalen onder waterzijdige kraanbaan, zullen de tussenplanken worden geheid tot op een diepte van NAP - 19.50 meter. De tussenafstand tussen twee buispalen is 1.50. Hiertussen zullen telkens 3 tussenplanken worden geheid.

Afbranden tussenplanken

Omdat de bestaande damwand zijn functie behoud en opgesloten water voorkomen moet worden, zullen de tussenplanken boven het kerend niveau (NAP - 9.0 meter) worden afgebrand.

10.2.4 Baggerwerkzaamheden

Uitbaggeren talud

Voordat de heiwerkzaamheden beginnen zal de bodem tussen de bestaande damwand en de tweede kering (combinatiewand) tot een onderwater gebaggerd moeten worden.

Uitbaggeren basin tot NAP - 15.15 meter

De bodem voor de combinatiewand zal tot een diepte van NAP-15.15 meter uitgebaggerd moeten worden.

10.2.5 Bovenbouw

Storten landzijdige kraanbaan

Na het vrijmaken van de wapening van de bestaande ontlastvloer en het koppensnellen van de extra rij palen (palenrij 4), zal met de vrijgekomen wapening de landzijdige kraanbalk gewapend en bekist worden worden. Na het storten zal één betonnen constructie ontstaan met de bestaande ontlastvloer en de fundatie.

Storten oplegging steiger op ontlastvloer

Ter plaatse van de gesloopte kraanbalk en stroomgoot zal aan de ontlastvloer een balk gestort worden. De plaats van de oplegreactie van de steiger is precies tussen palenrij 2 en 3.

Aanbrengen poeren en langs- en dwarsbalken

Deze zullen komen over de tussenpalen onder de steiger. Nadat de poeren zijn aangebracht, zullen de prefab langs- en dwarsbalken geplaatst worden, waarna ze worden aangestort.

Aanbrengen waterzijdige kraanbalk

Deze prefab constructie die zal worden opgelegd op de buispalen, moet één geheel vormen met het overstek.

Plaatsen van de steigervloer

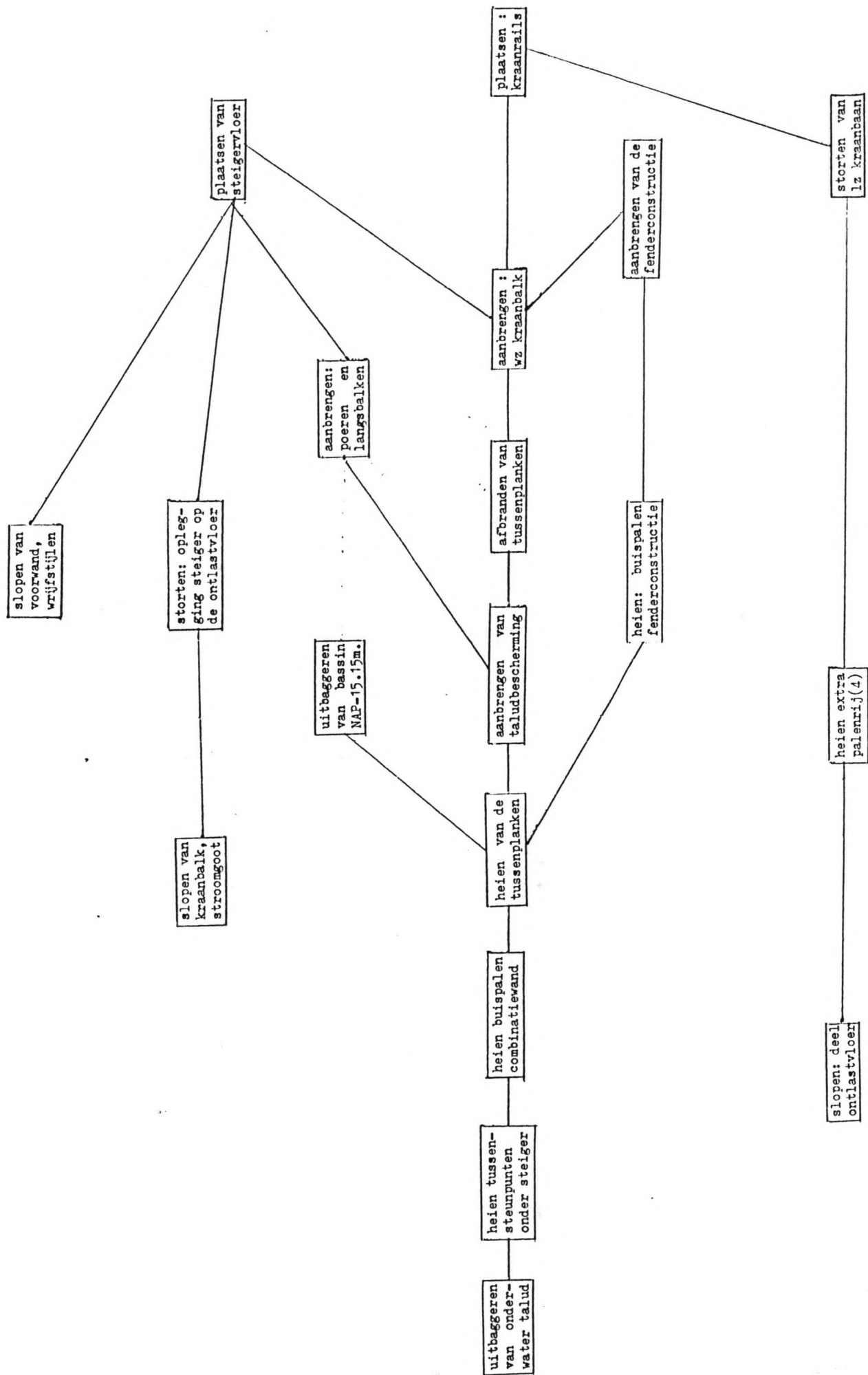
De vloerplaten worden in de dwarsrichting gelegd (statisch bepaald). De oplegpunten zijn de gestorte oplegging op de ontlastvloer, de langs- en dwarsbalken en de waterzijdige kraanbalk. Door middel van een slijtlaag zullen deze platen aan elkaar gekoppeld worden.

Aanbrengen fenders

Ter plaatse van elke dwarsbalk zullen wrijfstijlen en rubberfenders aangebracht worden.

(Ver)plaatsen van de kraanrails

Deze komen terplaatse van de prefab waterzijdige en de gestorte landzijdige kraanbaan. De stroomvoorziening zal ter plaatse van de landzijdige kraanrails komen.



figuur 10.1 Relatie(tijd) schema voor de uitvoering

10.3 Relatieschema met betrekking tot uitvoering

Tenslotte is in dit rapport een relatieschema met betrekking tot de uitvoering opgesteld.

Als eerste is gekeken wat de relaties van de werkzaamheden zoals beschreven in paragraaf 10.2 zijn. Hierbij zijn de werkzaamheden met betrekking tot de aanvoer (par. 10.2.2) weggelaten.

Nadat bekend welke werkzaamheden van elkaar afhankelijk zijn, c.q. wat na wat moet en pas kan plaatsvinden, is aan de hand van een schatting voor de tijden van een onderdeel een relatieschema opgesteld (figuur 10.1). De middelste lijn in deze figuur is hierbij het kritieke pad.

LITERATUUR

1. Kaderplan Herstructurering Oude Havens. Rotterdam, maart 1985. Kaderplan van het Havenbedrijf der Gemeente Rotterdam
2. Weele, prof. ir. A.F. van, Moderne Funderingstechnieken. Delft, augustus 1981. Faculteit der Civiele Techniek van de T.U. Delft
3. Glerum, prof. ir. A., Waterbouwkundige constructies b.o. I. Delft, januari 1983, Faculteit der Civiele Techniek van de T.U. Delft
4. Funderingstechnieken B, Stichting Postdoctoraal Onderwijs in de Civiele Techniek. Delft, 1975
5. Havens III. Stichting Postdoctoraal Onderwijs in de Civiele Techniek. Delft, 1981
6. Polytechnisch Zakboekje. Koninklijke PNBA
7. Krey, Erddrück Erdwiderstand. Berlin, 1932
8. Empfehlungen des Arbeitsausschusses "Ufereinfassungen". EAU, 1980
9. Hohlprofile für Stahlbau, Technische Tabellen
10. Marine Fender Bridgestone
11. Marine Fender Design Manual
12. Rubber dock fenders. Vredestein
13. Samitomo Rubber Industries, Lamba type fenders with panel
14. Cement XXXVI (1984) nr. 7
15. Technische grondslagen voor de berekening van bouwconstructies TGB 1972- Staal

