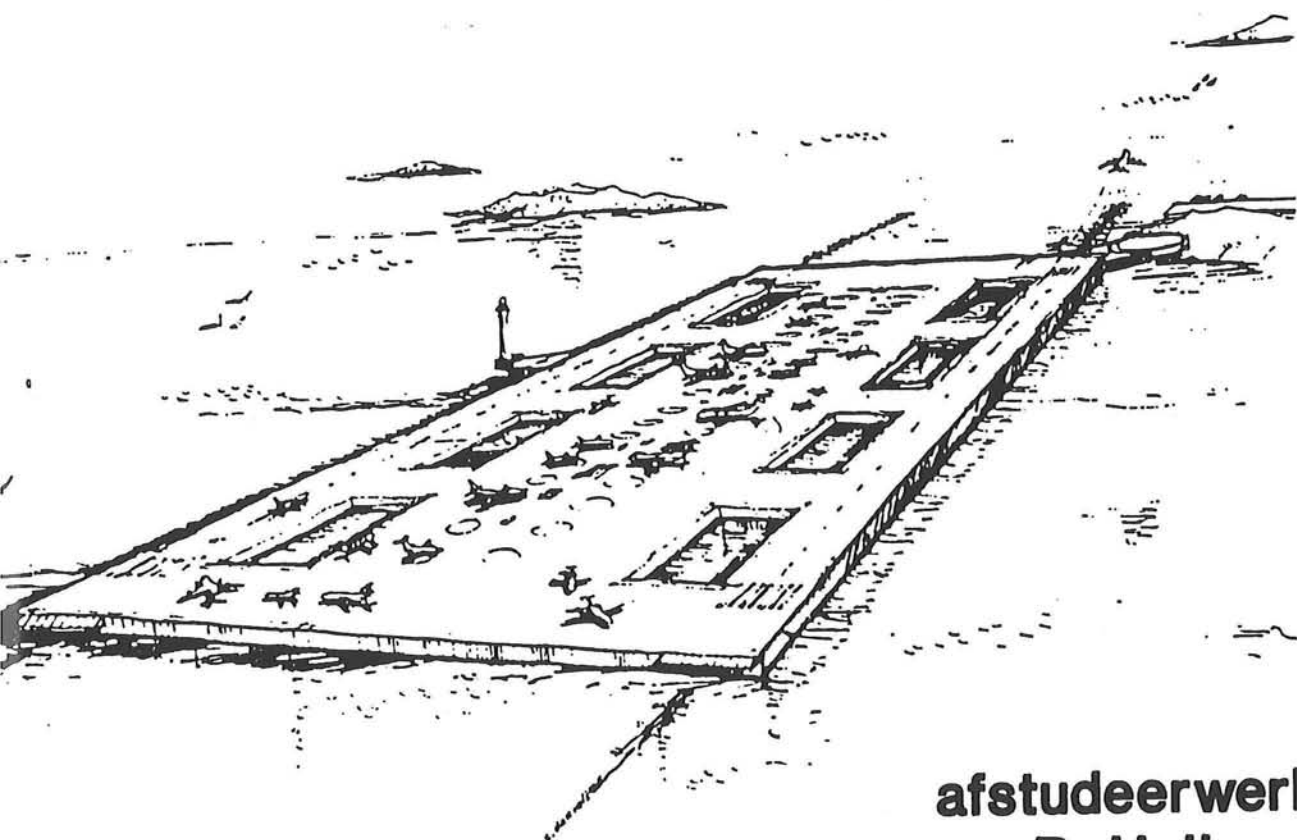


# drijvende vliegvelden *een haalbaarheidsstudie*

## deel 3 ontwerp



afstudeerwerk van  
**R. Heijmans en  
H. Verhoeven**



806 570

## ONTWERP VOOR EEN DRIJVEND VliegVELD

onderdeel van afstudeerproject drijvende vliegvelden

*Daar men niet zo universeel kan zijn dat men alles weet wat van alles te weten is, moet men weinig weten van alles. Want het is veel mooier iets van alles te weten dan alles van een enkel ding.*

Blaise Pascal

afst  
M&C  
90-03

Ronald Heijmans  
Hans Verhoeven

Technische Universiteit Delft  
Faculteit CITG  
Bibliotheek Civiele Techniek  
Stevinweg 1  
2628 CN Delft

Afstudeercommissie:  
prof. ir. Ch.J. Vos  
ing. H.C. Jager  
W.W. Massie Msc.  
ir. J.M.J. Spijkers

TU Delft  
Faculteit Civiele Techniek  
Vakgroep Mechanica & Constructies  
Sectie Betonconstructies

3190 041



## VOORWOORD

Dit rapport is het derde en tevens laatste met als onderwerp drijvende vliegvelden. Na de delen 1 en 2, die achtereenvolgens een literatuurstudie en een constructieve verkenning omvatten is dit het derde deel, dat de uitwerking laat zien van een klein drijvend vliegveld in de haven van New York.

Om tot een verantwoord ontwerp te komen is een veelheid aan aspecten, al dan niet diepgaand, behandeld. Van al deze aspecten is de achterliggende theorie niet uitgebreid toegelicht. Hiervoor wordt verwezen naar de literatuurlijst.

Bij het samenstellen van de verschillende delen zijn de auteurs veel dank verschuldigd aan dhr. Bus van N.A.C.O. (Netherlands Airport Consultants), dhr. Journée van de faculteit der Maritieme Techniek, dhr. Kok van de sectie toegepaste mechanica, dhr. Tumbuan van de sectie bouwfysica en de vaste begeleiders, namelijk de heren Vos, Jager en Massie.

Dit rapport completeert het schriftelijk deel van het afstudeerwerk van R. Heijmans en H. Verhoeven, beide studenten aan de Technische Universiteit Delft, faculteit der Civiele Techniek, vakgroep Mechanica & Constructies, sectie Betonconstructies.

Delft, mei 1990



## SAMENVATTING

Dit deel van de studie naar de haalbaarheid van een drijvend vliegveld behandelt het definitieve ontwerp.

Allereerst is een scenario ontwikkeld voor een drijvend STOL-vliegveld (STOL = Short Take Off and Landing) in de haven van New York. STOL-vliegtuigen dienen slechts te beschikken over een korte landingsbaan. Daardoor is juist dit type vliegveld geschikt om drijvend te worden uitgevoerd. De kosten van een relatief dure drijvende constructie blijven zo beperkt. New York is zeer geschikt voor een dergelijk vliegveld zowel gezien het passagiersaanbod als de fysieke locatie. Uit dit scenario is de lay-out van het vliegveld en een aantal constructieve randvoorwaarden en gebruikseisen afgeleid waaronder vliegtuigbelastingen, vrijboord etc.

Vervolgens zijn enige constructievarianten met elkaar vergeleken en is de keuze gemaakt welke verder verder uit te werken. De uiteindelijk gekozen variant is een bakconstructie met orthogonale tussenwanden.

De belastingen door golven, temperatuurverschillen en vliegtuigen zijn uitgebreid onderzocht om als basis te dienen voor het uiteindelijke ontwerp. De temperatuurverschillen bleken de grootste belasting te geven.

De gekozen variant is met inachtnaem van al bovengenoemde belastingen verder uitgewerkt en geoptimaliseerd met gebruikname van een electronisch rekenblad. Het uiteindelijke ontwerp bleek niet veel af te wijken van de minimale constructieafmetingen, welke volgen uit praktische overwegingen. Het is mogelijk te volstaan met een constructiehoogte van slechts 3.3 m.

Aangezien het onmogelijk is een vliegdek in één stuk te fabriceren is veel aandacht besteed aan de modulaire opbouw van het geheel. De optimale grootte van de elementen waaruit het vliegdek kan worden opgebouwd is bepaald. Het bleek dat een elementgrootte van 40 x 80 m het meest optimaal is. Er is ook aandacht besteed aan de voegverbinding tussen de verschillende

elementen. Het is mogelijk een voegverbinding te creëren die het mogelijk maakt het vliegveld te demonteren, vervolgens over zee te verslepen en elders weer op te bouwen.

Tot slot is getracht een financiële onderbouwing te geven aan het project. Hieruit bleek dat het niet alleen technisch, maar ook financieel haalbaar is een drijvend STOL-vliegveld te realiseren. De realiseringkosten van de ruwbouw bedragen f118 mln.



## INHOUD

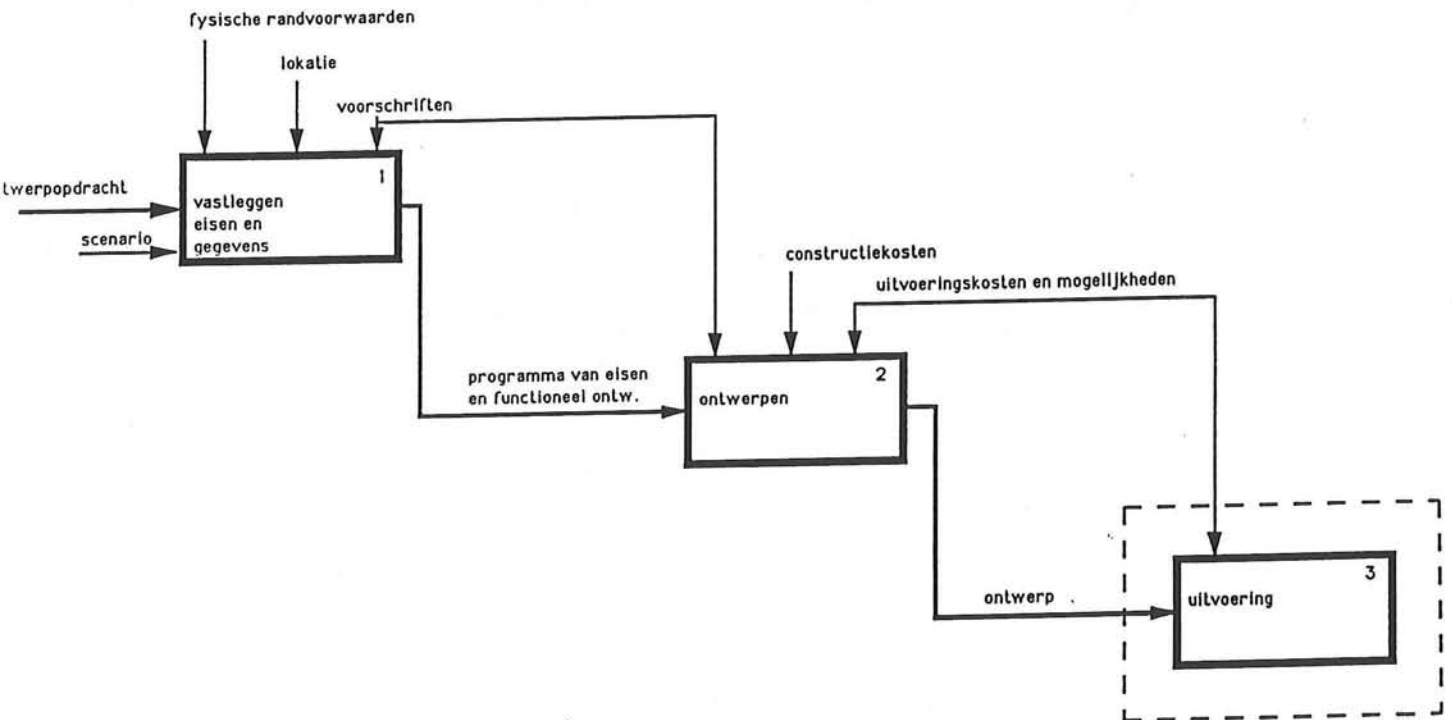
VOORWOORD. . . . .	3
SAMENVATTING . . . . .	5
HOOFDSTUK 0 HET ONTWERPEN ALS PROCES. . . . .	9
HOOFDSTUK 1 VLIEGVELD . . . . .	13
1.1. Scenario: klein vliegveld in de stad . . . . .	13
1.2. Lokatie. . . . .	16
1.3. Vliegtuigtypen . . . . .	20
1.4. Capaciteit . . . . .	21
1.5. Randvoorwaarden. . . . .	21
1.5.1. Uitgangspunten welke volgen uit het scenario. . . . .	21
1.5.2. Randvoorwaarden m.b.t. het ontwerpvliegtuig. . . . .	21
1.5.3. ICAO richtlijnen. . . . .	22
1.5.4. Randvoorwaarden opgelegd door de omgeving . . . . .	23
1.5.5. Randvoorwaarden welke volgen uit de life- cycle van de constructie . . . . .	23
1.5.6. Gebruikseisen . . . . .	23
1.6. Lay out vliegveld. . . . .	24
1.6.1. Banenplan . . . . .	24
1.6.2. Opstelplaatsen. . . . .	25
1.6.3. Terminal. . . . .	26
1.6.4. Overige voorzieningen . . . . .	31
HOOFDSTUK 2 CONSTRUCTIEVE VORMGEVING . . . . .	33
2.1. Varianten. . . . .	33
2.2. Constructiematerialen. . . . .	39
2.3. Belastingen. . . . .	40
2.3.1. Belastingen met de bijbehorende bezwijkmechanismen. . . . .	41
2.3.2. Vliegtuigbelasting. . . . .	45
2.3.3. Golfbelasting . . . . .	47
2.3.4. Temperatuurbelasting. . . . .	54
2.3.5. Maatgevende belastingsituatie . . . . .	71
2.4. Uitwerking . . . . .	74

2.4.1. Ontwerpeisen. . . . .	.74
2.4.2. Minimale constructie afmetingen . . . . .	.75
2.4.3. Berekening. . . . .	.78
2.5. Optimalisering . . . . .	.88
HOOFDSTUK 3 DETAILLERING. . . . .	.99
3.1. Verankering. . . . .	.99
3.2. Voegen . . . . .	108
HOOFDSTUK 4 UITVOERING. . . . .	123
4.1. Inleiding. . . . .	123
4.2. Elementgrootte . . . . .	123
4.3. Bouwplaats . . . . .	136
4.4. Betonwerk. . . . .	139
4.5. Tijdschema . . . . .	143
HOOFDSTUK 5 FINANCIERING. . . . .	149
5.1. Inleiding. . . . .	149
5.2. Kosten . . . . .	149
5.3. Inkomsten. . . . .	152
CONCLUSIES EN AANBEVELINGEN . . . . .	.157
BIJLAGE I Beschrijving IDEF-0 methode. . . . .	.159
BIJLAGE II Bepaling ontwerp golfhoogte . . . . .	.161
BIJLAGE III Notaties . . . . .	.166
BIJLAGE IV tekeningen bij geoptimaliseerd ontwerp . . . . .	.168
BIJLAGE V berekening zakking door parabolisch belastingsverloop. . . . .	.175
BIJLAGE VI KOLA berekening verplaatsingen en momenten in dwarsrichting. . . . .	.177
BIJLAGE VII KOLA berekening wiellast op plaalement . . . . .	.179
BIJLAGE VIII Software . . . . .	.181
LITERATUUR . . . . .	185

## HOOFDSTUK 0 HET ONTWERPEN ALS PROCES

Om het bouwproces duidelijk te kunnen beschrijven is gebruik gemaakt van een schematische voorstelling van dit proces op basis van de IDEF-O methode waarbij het proces in een aantal stappen wordt opgesplitst. De beschrijving van deze methode is opgenomen in bijlage I.

Het bouwproces.



figuur 0-1 het bouwproces

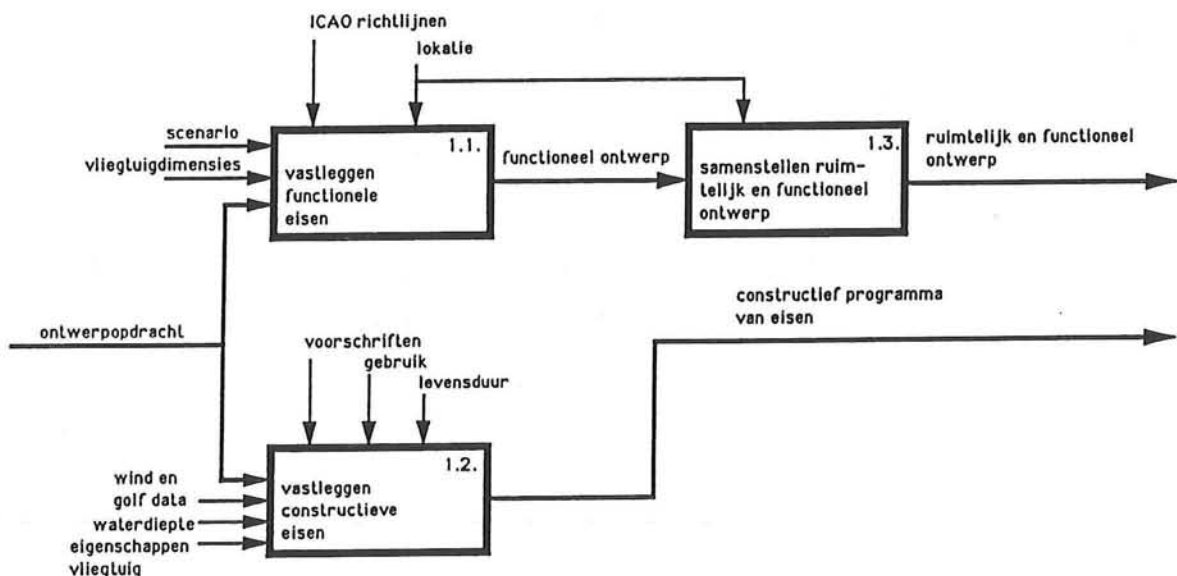
In het proces worden twee fasen doorlopen; het ontwerp en de uitvoering. De ontwerpfase is op te splitsen in het ontwerpen en het voorbereidende werk zoals het verzamelen van gegevens en het formuleren van eisen. Ieder onderdeel van een proces staat niet op zichzelf, maar is op tal van manieren gekoppeld aan andere procesonderdelen. Zo is de uitvoering in het bouwproces opgenomen. Dit omdat de uitvoering door middel van de uitvoeringskosten en -mogelijkheden een invloed heeft op het ontwerp.

In de constructieve verkenning werd gesteld dat een drijvend vliegveld mogelijkheden heeft als beschut gelegen kleinschalig

vliegveld. Het nader uitwerken van een dergelijk vliegveld is als ontwerpdracht beschouwd. Bij deze opdracht is een scenario geschreven. In het ontwerpproces wordt het programma van eisen opgesteld en een ruimtelijk en functioneel ontwerp gemaakt. Deze dienen als invoer voor het constructief ontwerpproces. Het uiteindelijke resultaat is een uitgewerkt ontwerp.

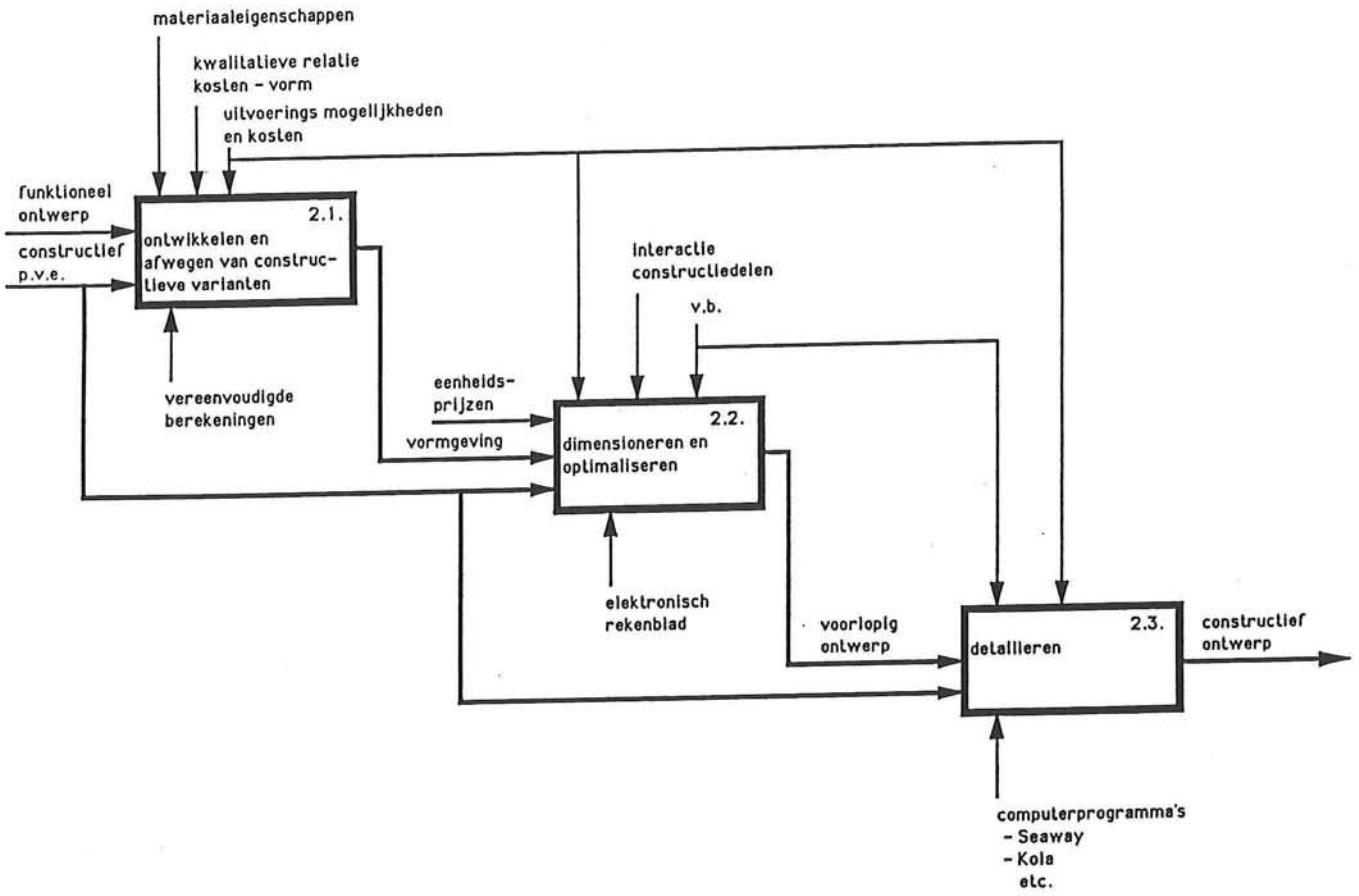
### Het ontwerpproces

Het formuleren van de eisen valt in twee delen uiteen: de constructieve eisen (het constructief programma van eisen) en de functionele eisen welke verwerkt worden tot een ruimtelijk en functioneel ontwerp.



figuur 0-2 functioneel ontwerpproces

Het ontwerpen wordt ook in een aantal stappen doorlopen. Om te beginnen zijn een aantal constructie-varianten opgesteld en vergeleken. Hieruit volgt de vorm van de constructie. Vervolgens worden de afmetingen van de doorsnede gedimensioneerd. Hierbij wordt gestreefd naar de optimale constructieafmetingen. Tenslotte wordt nog een aantal onderdelen uitgewerkt zoals de verankering en de voegen.



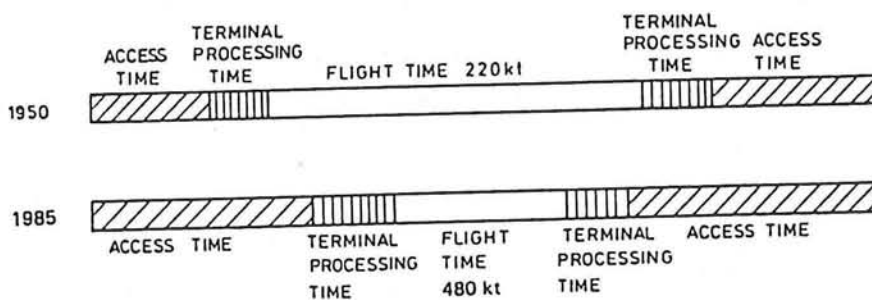
figuur 0-3 constructief ontwerpproces



## HOOFDSTUK 1 VLIEGVELD

1.1. Scenario: klein vliegveld in de stad

Een groot deel van de reizigers op een vliegveld nabij een grote stad heeft als herkomst of bestemming het centrum van deze stad. Een vliegveld ligt meestal buiten de stad en het kost veel tijd en ergernis om de afstand tussen stad en vliegveld te overbruggen. Deze situatie is in de loop der jaren verslechterd zoals blijkt uit onderstaande figuur.



figuur 1-1 werkelijke vliegtijd in verhouding tot de totale reistijd

Het kost relatief steeds meer tijd om van de stad naar het vliegveld te komen en van het vliegveld weer naar de stad terwijl de vlucht een steeds kleiner deel uitmaakt van de totale reistijd. Verder is een nadeel van een grote internationale luchthaven dat de service die geboden kan worden door de massale reizigersafhandeling beperkt is.

Een alternatief voor een dergelijke luchthaven is een klein vliegveld in de directe nabijheid van het centrum van de stad. Hierop kunnen vliegtuigen landen welke een korte landingsbaan nodig hebben en geluidsarm zijn. Deze onderhouden regelmatige verbindingen met omliggende steden. Ook particuliere vliegtuigen kunnen hierop landen. De voordelen zijn duidelijk: de vliegvelden zijn vanuit de stad beter te bereiken en vanwege de kleinschaligheid kan een grotere service verleend worden. Dit komt vooral tot uiting in de tijd die men op het vliegveld

doorbrengt; een reiziger behoeft slechts tien minuten vooraf aanwezig te zijn.

Zo is het mogelijk om ook een goed alternatief te bieden voor de helikopter welke hoge gebruikskosten heeft en meer geluidsoverlast veroorzaakt.

Een vliegveld als hier beschreven komt het best tot zijn recht wanneer dit deel uitmaakt van een net van dergelijke vliegvelden in de grote steden.

#### Voorbeeld: London City Airport

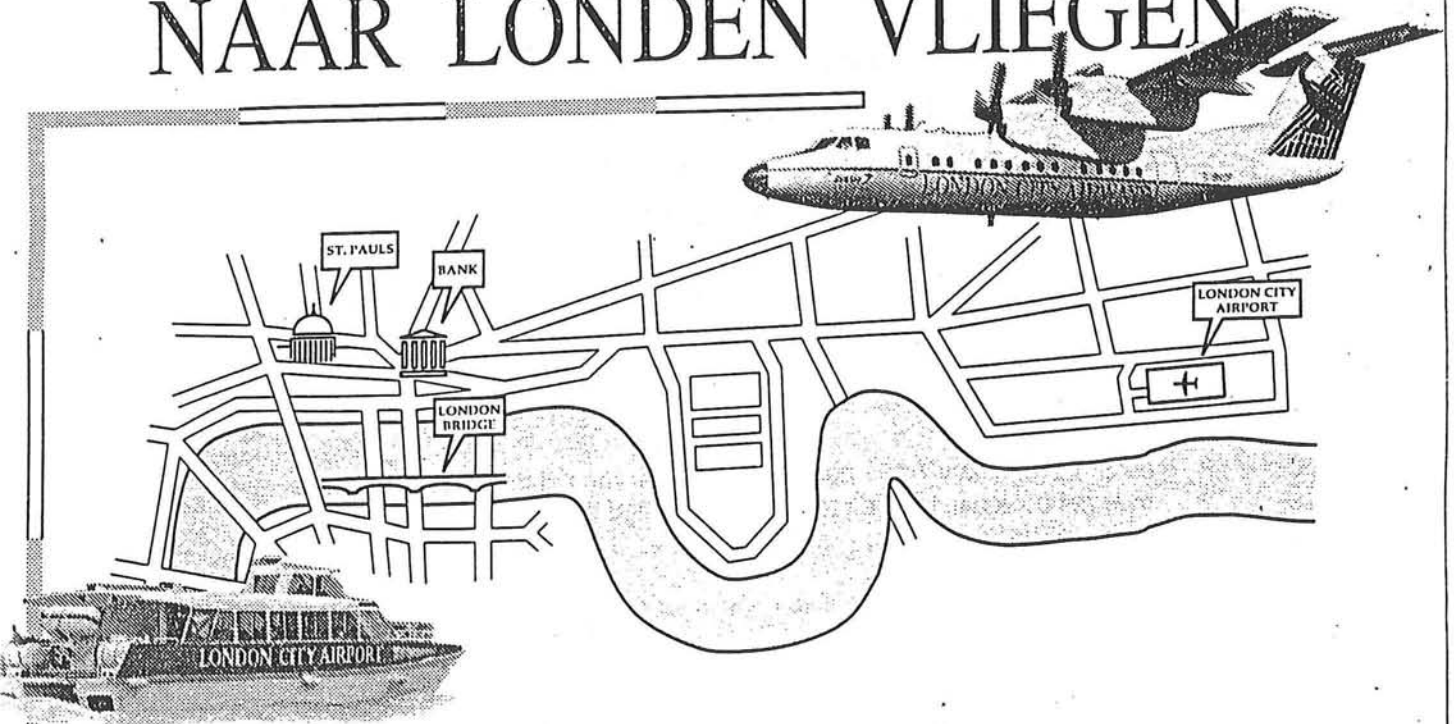
Op een groot voormalig dok in de Docklands is een vliegveld aangelegd dat snelle verbindingen onderhoudt met Amsterdam, Rotterdam, Brussel en Parijs. Nieuwe vluchtroutes worden nog opgezet. De reistijd vanaf vertrek uit de City van London tot aankomst op Schiphol is via dit vliegveld met een uur verkort. Bovendien arriveert de reiziger in een betere conditie; gedraaf is op London City Airport een onbekend begrip. De terminal is rustig en klein. Hier bevinden zich nooit meer dan 200 mensen. Over de weg is de reistijd van London City Airport naar de City circa een half uur. Een alternatief is gebruik maken van de Riverboatbus welke over de Thames een snelle verbinding met het centrum onderhoudt.

De door de overheid bepaalde capaciteit van LCA is maximaal 1,2 miljoen passagiers per jaar. 500.000 passagiers moeten van de luchthaven gebruik maken om deze te kunnen exploiteren.

Veel steden zullen in de nabijheid van het centrum niet de beschikking hebben over een stuk land met de afmetingen van een dergelijk klein vliegveld. Een aantal van deze steden ligt wel aan water. Een mogelijke oplossing kan hier een drijvend vliegveld zijn. De lokatie moet wel beschermd liggen, omdat anders vanwege golfaanvallen de constructie te zwaar uitgevoerd zou moeten worden.



# WIJ ZIJN DE ENIGEN DIE U ECHT NAAR LONDEN VLIEGEN



## EN DAT SPAART TIJD

Vier maal per werkdag, 7.30, 11.15, 15.00 en 18.30 uur vliegt London City Airways met een comfortabele De Havilland Dash 7 van Amsterdam Schiphol naar Londen. Maar dan ook echt naar Londen en wij zijn de enigen die dat doen. Naar London City Airport, gesitueerd in de Docklands, 6 mijl verwijderd van de City, het zakenhart van Londen. En dat spaart kostbare tijd. Als men de ochtendvlucht van 7.30 uur vanaf Schiphol neemt, kan men reeds om 9 uur in de City zijn en luttele minuten later in Central Londen. Met een retourvlucht in de avond om 19.30 uur, bieden wij een uiterst efficiënte dagrandverbinding.

### RIVERBUS

Het vervoer van en naar London City Airport is al even efficiënt en vindt plaats over de oudste "snelweg" van Londen: de Thames. Per snelle Riverbus, zonder files, stoplichten en werk-in-uitvoering. Natuurlijk kan men ook een taxi nemen, die gedurende de vlucht kan worden besteld.

### BUSINESS CLASS

De Dash-7 biedt plaats aan vier en veertig passagiers en is geheel ingericht op business class niveau. We bieden een gevarieerd aantal kranten, gratis drankjes van de bar en we verwelkomen

u met champagne. Lunch en diner bestaan uit drie gangen en we serveren een warm ontbijt.

### LONDON CITY AIRPORT

London City Airport is ontworpen dóór zakenmensen vóór zakenmensen. En dat is een aangename ervaring. Geen drukte, geen menigte. Snelle douane -en paspoortcontrole en korte in-checktijden. Op de luchthaven is een volledig geoutilleerd Business Centre gesitueerd. Voorzien van alle communicatiemiddelen, vergaderruimten voor 4 tot 50 personen, PC's en secretaresses.

### KORTOM:

London City Airways biedt de zakenreiziger een tailor made zakenreis-concept van Amsterdam Schiphol naar Londen. Maar dan ook echt naar Londen.

Bel voor inlichtingen, dienstregeling en reserveringen uw reisbureau of bel 020-760086



figuur 1-2 advertentie van London City Airways

"de Telegraaf" 10-10-'89

## 1.2. Lokatie

In het algemeen ligt bij het ontwerp van een vliegveld de lokatie binnen zekere grenzen vast. Echter omdat het hier een haalbaarheidsstudie naar een specifiek type vliegveld betreft wordt de situatie omgedraaid en wordt bij het vliegveld een lokatie gezocht. Het is nu mogelijk een lokatie te zoeken waar het vliegveld het best tot zijn recht komt. De voorwaarden waaraan een potentiële lokatie moet voldoen zijn:

- de aanwezigheid van een (economisch) centrum van wereldniveau
- de aanwezigheid van geschikt water
- gebrek aan andere vervoersalternatieven
- de aanwezigheid van geschikte vliegbestemmingen

Gezien het feit dat vele metropolen aan zee of anderszins aan water gelegen zijn, is er wat dat betreft een behoorlijk aantal potentiële lokaties aanwezig. Men kan dan denken aan steden variërend van San-Francisco tot Sydney of van Singapore tot Chicago. Het aanwezig zijn van een economisch centrum op zich is niet voldoende. Er dienen ook centra in de buurt te liggen om voldoende passagiersaanbod te creëren. Deze centra mogen niet te dichtbij liggen, om vliegen niet te duur te maken en ook niet te veraf gezien het beperkte vliegbereik van kleinere vliegtuigen. Verder speelt ook nog dat de beoogde vliegtuigtypen in het algemeen een lagere kruissnelheid hebben dan conventionele typen, zodat bij langere vluchten de beoogde tijdwinst verloren gaat door de grotere vliegduur. Mede hierdoor blijft slechts een viertal regio's over die voldoende economische draagkracht hebben om een city-airport te exploiteren, te weten:

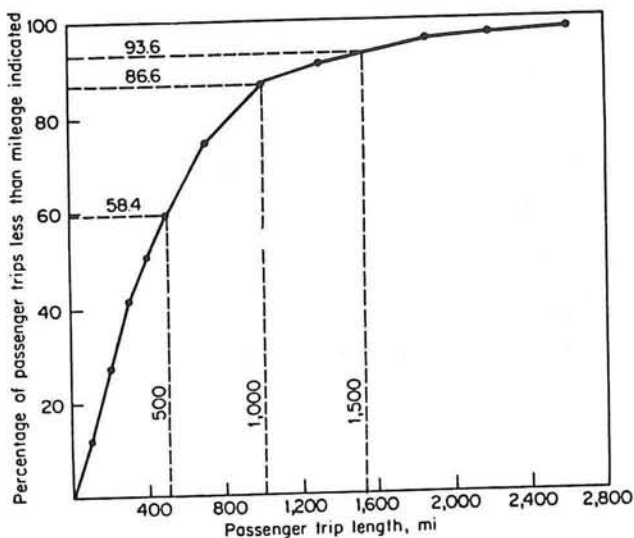
- de Zuid-Westkust van de Verenigde Staten, met steden als Los-Angeles, San Francisco en San Diego
- de Noord-Oostkust van de Verenigde Staten, met steden als

Boston, Washington en New-York

- het Noord-Westen van Europa, met agglomeraties als Londen, Parijs, de Randstad en het Ruhrgebied
- het Japanse stedenconglomeraat, met steden als Tokyo, Osaka en Kobé

Van deze regio's lijkt de Noord-Oostkust van de V.S. de meeste potentie te hebben. De Amerikanen zijn immers zeer vliegminded. In deze regio is New York de aangewezen lokatie en binnen New York, Manhattan. Er is daar sprake van een enorme markt. Op Manhattan alleen al werken vijf miljoen forenzen, die dagelijks de wegen verstoppen. De zakenreiziger die naar het vliegveld wil moet vanaf het centrum tot zo'n 35 km reizen. Daarbij moet hij of zij de Hudson of de East River kruisen, met de nodige files en vertragingen. De vliegvelden in New York zijn chronisch overbelast, zodat ook daar forse vertragingen optreden.

Daarbij komt dat een groot deel van de reizigers afstanden overbruggt kleiner dan 500 mijl (800 km). Deze reizen worden gerekend tot korte afstandsvluchten.



figuur 1-3 Verdeling reisafstand van mensen op lijnvluchten in de VS

Voor deze reizigers is er geen enkele reden om voor zo'n vlucht naar een grote internationale luchthaven te gaan. Er ligt derhalve een enorme markt open voor nieuwe kleine vliegtuigen

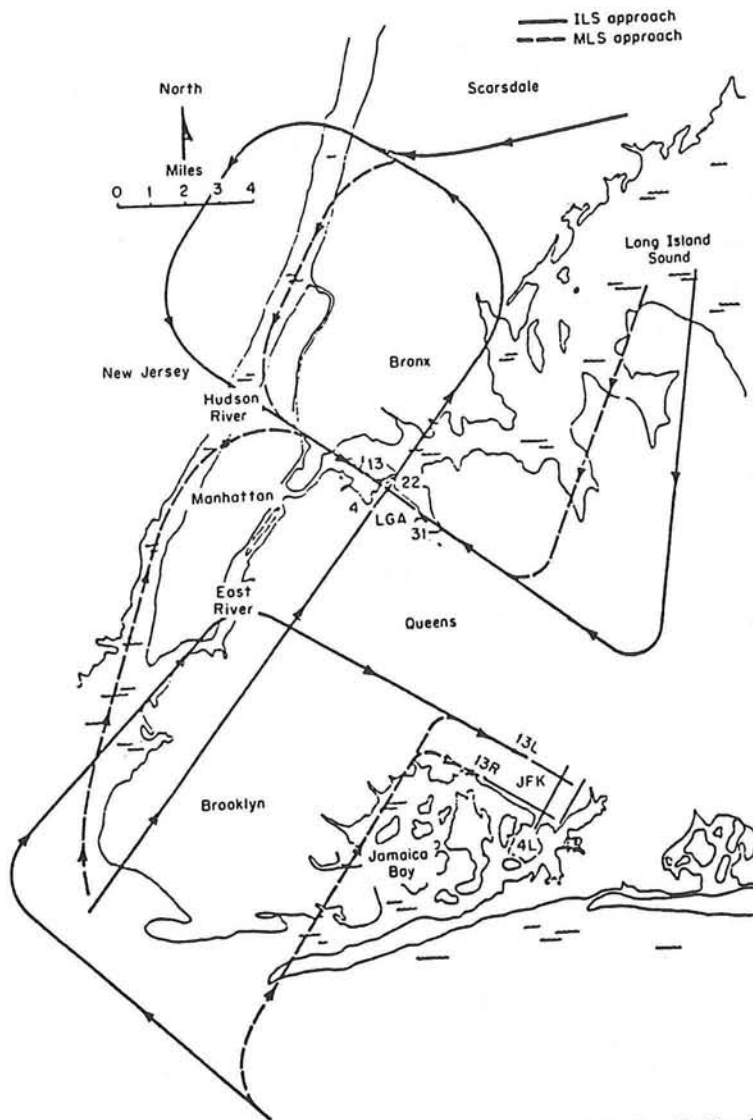
en vliegvelden om de korte afstand te bedienen.

Het feit dat op Manhattan al vele helikopter-landingsplaatsen zijn toont aan hoe urgent de problemen zijn. Een drijvend vliegveld gelegen bij Manhattan zou dan een ideale oplossing kunnen zijn, voor wie het zich kan permitteren. Deze lokatie is redelijk beschermt, zodat de afmetingen van de constructie binnen het economisch haalbare blijven.

De vraag rijst vanzelfsprekend, waarom een drijvend vliegveld toegepast moet worden en geen ophoging. Hier is een aantal redenen voor te geven:

- een drijvend vliegveld beïnvloedt de rivier- en zee stroming niet. Om deze reden is een deel van het vliegveld La Guardia in New York op palen gezet omdat anders de watervervuiling te hoge concentraties zou bereiken.
- het project zal waarschijnlijk met privé-gelden gefinancierd moeten worden. De investeerder kan zo zijn bezit eventueel ergens anders neerleggen.
- het bouwrijp maken van een stuk water is wellicht duurder dan een drijvende constructie. Denk daarbij b.v. aan de drijvende heli-haven in Vancouver
- Indien een ophoging wordt gemaakt, treedt direct het concurrentieprincipe in werking. Het is dan lucratief de vliegoperaties te beëindigen en op het terrein torenflats neer te zetten. Met grondprijzen van f10.000,-/m<sup>2</sup> is dan het gebruik als vliegveld economisch niet meer te rechtvaardigen.

Een lokatie nabij Zuid-Manhattan is wat passagiersaanbod betreft het meest gunstig. Hier dient echter wel aandacht te worden besteed aan de geluidsoverlast. Het is in principe mogelijk de aanvliegroutes over water te laten lopen zodat de overlast beperkt kan blijven.



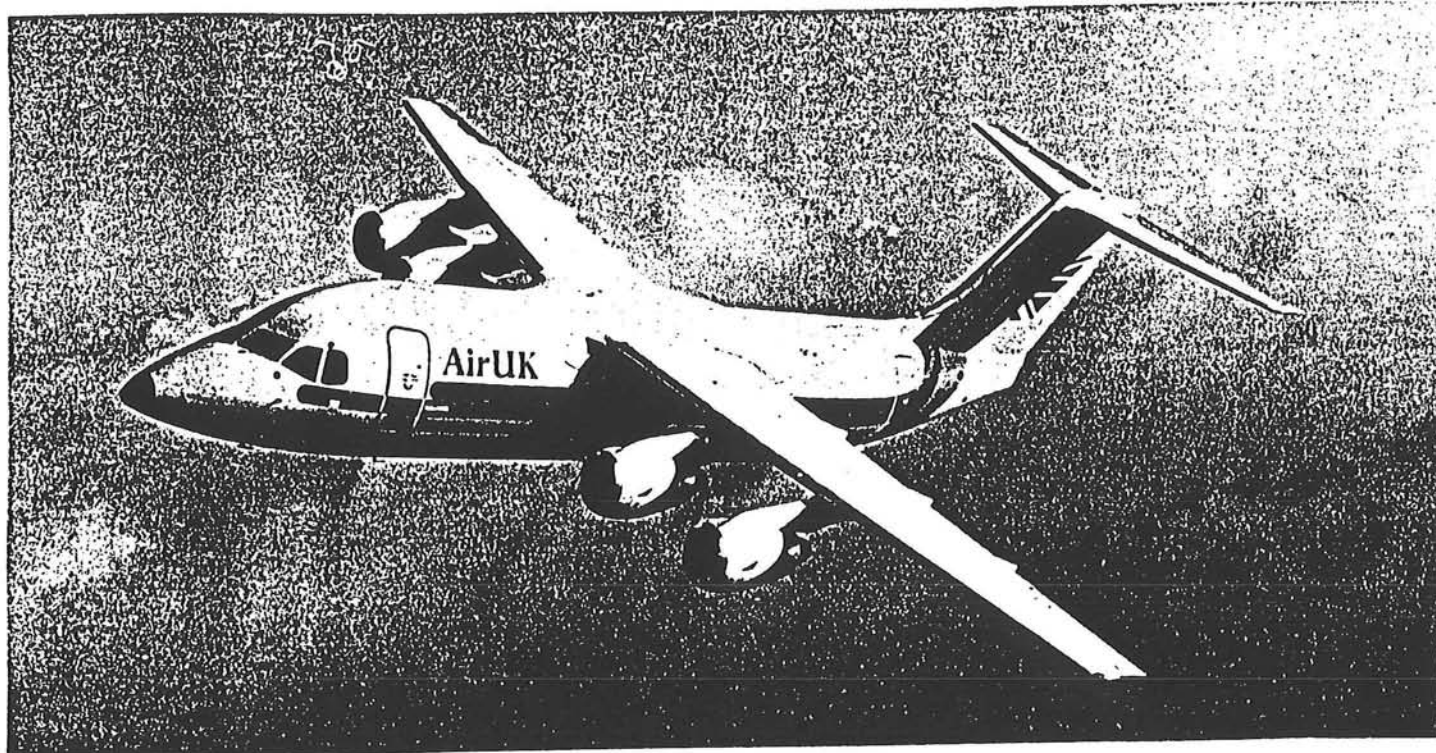
Differences between an ILS and an MLS approach to Kennedy (JFK) and LaGuardia (LGA) airports in the New York metropolitan area.

figuur 1-4 Lokatie New York

### 1.3. Vliegtuigtypen

Vanwege de hoge kosten per vierkante meter van een drijvend vliegveld wordt dit ontworpen voor vliegtuigen welke een korte landingsbaan nodig hebben. Ook speelt hierin mee dat vanwege de vereiste beschutte ligging de ruimte vaak beperkt zal zijn. Vliegtuigen welke een aanzienlijke kortere landingsbaan nodig hebben worden aangeduid met de naam STOL aircrafts (Short Take-Off and Landing). Dit zijn vliegtuigtypen met een lage vleugelbelasting of met voorzieningen welke zorgen voor meer liftkracht. Nadeel van dit laatste type STOL-vliegtuigen is dat ze meer brandstof gebruiken.

STOL vliegtuigen die al wel in gebruik zijn maken gebruik van de genoemde lage vleugelbelasting. Voorbeelden hiervan zijn de Dash 7 voor 54 passagiers en de Twin Otter voor 20 passagiers. Wanneer een landingsbaan van circa 800 meter wordt aangelegd kan een Dash 7 landen, een aantal vliegtuigen van 15 à 20 personen en bovendien kunnen de gebruikelijke kleine vliegtuigen (tot 5 personen) landen. Om de capaciteit te vergroten kan een baan van 1200 meter lengte worden aangelegd zodat ook de BAe 146-200 ("de nieuwe Fokker 27") met maximaal 112 stoelen kan landen. Door gebruik te maken van een dergelijk groot vliegveld kunnen de luchtlijnen beter geëxploiteerd worden.



figuur 1-5 BAe 146-200

#### 1.4. Capaciteit

Er wordt nu een aanname gedaan over het aantal passagiers en vliegtuigbewegingen dat een vliegveld te verwerken zal krijgen. Dit is enerzijds van belang voor de vormgeving van het vliegveld (landingsbaan, opstelplaatsen) en de grootte van de voorzieningen (terminalgebouw e.d.) anderzijds voor de exploitatie van het vliegveld.

We nemen gedurende acht uur een maximale capaciteit van vijf vliegtuigbewegingen per uur aan. Een vliegtuigbeweging is een landend of een startend vliegtuig. Met deze vliegtuigen wordt een twee uren verbinding met vijf steden onderhouden. De grootte van deze vliegtuigen wordt op gemiddeld 40 personen gesteld.

Wanneer deze capaciteit zes dagen in de week wordt aangehouden:

aantal vliegbewegingen:  $8 \cdot 5 \cdot 6 \cdot 52 = 12,5$  duizend

aantal reizigers:  $8 \cdot 5 \cdot 40 \cdot 6 \cdot 52 = 500$  duizend

Als maximum aantal reizigers wordt gesteld: 2 miljoen reizigers per jaar. Dit maximum wordt niet bepaald door de capaciteit van de baan maar door andere factoren zoals reizigersaanbod, overheidsbepalingen en de regeling van het luchtverkeer.

#### 1.5. Randvoorwaarden

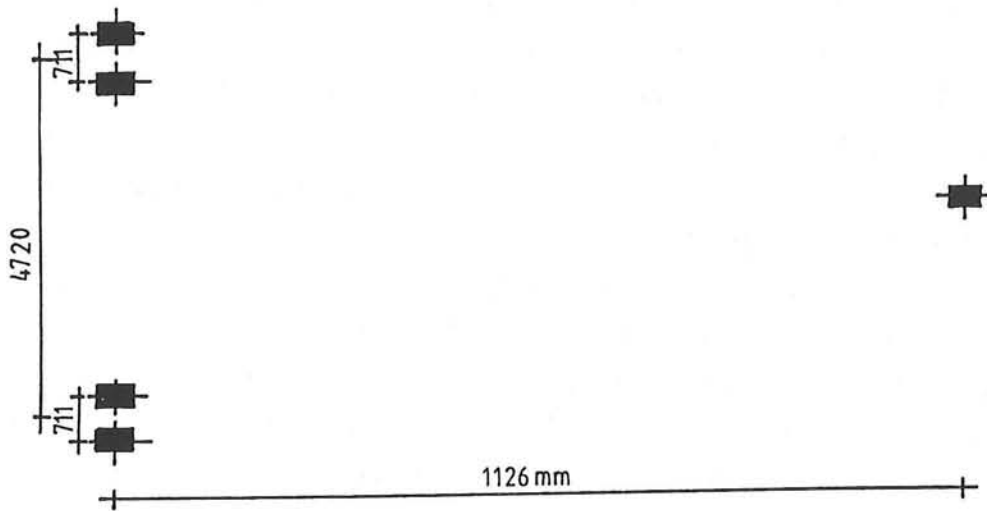
##### 1.5.1. Uitgangspunten welke volgen uit het scenario

Het te ontwerpen vliegveld is vooral van lokaal belang. Er wordt een frequente dienstregeling onderhouden met een aantal omringende grote steden. Uit het scenario volgt dat veelal kleinere vliegtuigen gebruik zullen maken van het vliegveld. Als maatgevend vliegtuig is de BAe 146 gekozen.

De maximum te behalen capaciteit wordt gesteld op 2 miljoen reizigers per jaar.

##### 1.5.2. Randvoorwaarden m.b.t. het ontwerpvliegtuig

Maximum startgewicht is 42,4 ton. Het vliegtuig wordt door 2 \* 2 wielen en een neuswiel ondersteund. De wieldruk is 11,37 bar. De configuratie van het landingsgestel ziet er als volgt uit:



figuur 1-6 configuratie vliegtuig-onderstel

De grootte van de wielprent (geldt niet voor het neuswiel);

statisch:  $9,81 \cdot 42,2 / 4 / 1137 = 0,30 \cdot 0,30 \text{ m}^2$

dynamisch:  $0,37 \cdot 0,37 \text{ m}^2$  (Met een factor 1,5 als dynamische coëfficiënt. Zie hiervoor deel 2 van deze studie)

De vereiste lengte van de startbaan is 1200 meter. De spanwijdte van het maatgevende vliegtuig is 29 m en de lengte is 30 m.

### 1.5.3. ICAO richtlijnen

De ICAO (International Civil Aviation Organisation) geeft in annex 14 Aerodromes [18] een aantal richtlijnen waaraan de afmetingen van banen dienen te voldoen. Dit is afhankelijk van het maatgevende vliegtuig voor het te ontwerpen vliegveld. Voor de lengte van de baan is de BAe 146 met een startbaan-lengte van 1200 meter maatgevend. De breedte van de baan wordt bepaald door de DHC-7 waarvan de afstand tussen de vleugelpunten 28,35 meter is. Deze afmetingen plaatsen het vliegtuig in categorie 2C waarvoor de volgende eisen gelden:

breedte startbaan: 25 meter

breedte veiligheidszone baan: 80 meter

taxibaan breedte: 18 meter

afstand hart startbaan tot hart taxibaan: 60 meter

afstand hart startbaan tot stilstaand vliegtuig: 75 meter

afstand hart startbaan tot bebouwing: 45 meter

De hellingshoek mag niet groter zijn dan 1,5% en de trimhoek is maximaal 2%.



#### 1.5.4. Randvoorwaarden opgelegd door de omgeving

De hudson is in het plangebied vrij breed: 1000 meter. De diepte op de beoogde lokatie varieert van 11 tot 15 meter. Voor een dergelijk project moet de golfhoogte ook bekend zijn. Dat is hier niet geval. Deze golfhoogte wordt bij het bepalen van de belasting afgeleid. Het gemiddelde tij in het plangebied is 1,4 meter. De stroomsnelheid is bij laag water maximaal 2,8 knopen.

#### 1.5.5. Randvoorwaarden welke volgen uit de life-cycle van de constructie.

Het moet mogelijk zijn de constructie op een bouwlokatie te maken en vervolgens naar de uiteindelijke lokatie te slepen. Verder moet, indien het vliegveld op de oorspronkelijke lokatie niet meer gewenst of overbodig geworden is, het mogelijk zijn het vliegveld te verplaatsen. Dit houdt in dat in dat geval het vliegveld op te splitsen moet zijn in een aantal delen omdat een geheel veld niet te verslepen is. Gesteld wordt dat met het vliegveld geen oceaen overgestoken wordt. De sleepkosten zouden immers erg hoog worden. Wel moet het mogelijk zijn om het vliegveld in delen langs de kust te verslepen.

#### 1.5.6. Gebruikseisen.

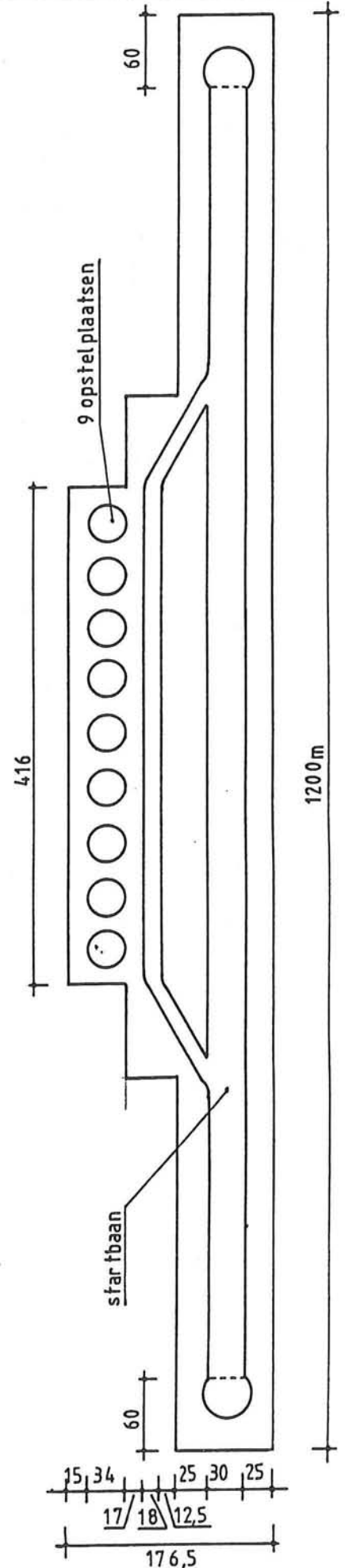
Wanneer het vliegveld in gebruik is mag dit niet nat worden. Het vrijboord dient minimaal 1,25 meter t.o.v. vlak water te zijn.

## 1.6. Lay out vliegveld

### 1.6.1. Banenplan

De capaciteit van een enkele baan ligt aanzienlijk hoger dan de capaciteit die in het scenario wordt gevraagd. Door geen taxibaan aan te leggen wordt deze capaciteit verminderd maar voldoet deze nog steeds aan de gestelde norm. In het ontwerp van het banenplan wordt nu getracht om zonder een taxibaan aan te leggen toch een minimale baanbezettingstijd van de startbaan door een vliegtuig te krijgen en zo een aantal vluchten vlot achter elkaar af te kunnen handelen.

De opstelplaatsen liggen halverwege de baan. Langs de opstelplaatsen ligt een taxistrook. Vliegtuigen kunnen aan het eind van deze baan klaargemaakt worden voor het vertrek en kunnen de baan op taxiën wanneer het vorige startende of landende vliegtuig is gepasseerd (landen en opstijgen gebeurt in principe in dezelfde richting: tegen de wind in). Een landend vliegtuig kan via de taxistrook weer snel van de baan af. Zo wordt zonder het aanleggen van een taxibaan toch bereikt dat de vliegtuigen de startbaan vrij kort blokkeren.



### 1.6.2. Opstelplaatsen

Onderbouwing aantal opstelplaatsen

Het aantal opstelplaatsen wordt bepaald door het aanbod van vliegtuigen in het ontwerp uur (dit is het uur waarin de maximale capaciteit wordt gevraagd) en de tijd dat een vliegtuig de opstelplaats bezet.

Het schoonmaken van het vliegtuig en het bijtanken maken het grootste deel uit van het kritieke pad in het tijdschema van de bezetting van een gate. De bezettingstijd wordt voornamelijk bepaald door de grootte van het vliegtuig en het feit of het een doorgaande vlucht is of dat het vliegveld het start- of eindpunt van een vlucht is.

In het algemeen varieert de gate-bezettingstijd tussen de 10 en 30 minuten. In overweging nemende dat op het beoogde type vliegveld geen grote vliegtuigen kunnen landen en dat weinig vliegtuigen het vliegveld als begin of eindpunt van de vlucht hebben wordt de gemiddelde gate-bezettingstijd gesteld op 20 minuten. Er wordt aangenomen dat een vliegtuig gemiddeld 40 personen vervoert.

Het maximum aantal reizigers is 2 miljoen. Dit komt overeen met:  $2 \cdot 10^6 / (40 \cdot 52 \cdot 6 \cdot 8) = 20$  vliegtuigbewegingen per uur.

Voor de bepaling van het aantal opstelplaatsen speelt ook de gate-bezettingsgraad een rol. Wanneer een vliegtuig vertrekt en het volgende vliegtuig voor 10 minuten later gepland is kan voor die gate in de tussenliggende tijd geen ander vliegtuig opgesteld worden. We nemen een bezettingsgraad van 80% aan. Wanneer het aangenomen maximaal aantal vliegtuigbewegingen enkel uit landingen bestaat volgt hieruit het aantal opstelplaatsen:

$$\begin{aligned} \text{aantal} &= \frac{\text{ontwerpcapaciteit} \cdot \text{gem. gatebezettingstijd}}{\text{bezettingsgraad}} \\ &= \frac{20 \text{ vliegtuigen per uur} \cdot 0,33 \text{ uur}}{0,8} = 9 \end{aligned}$$

Met negen opstelplaatsen kan het bepaalde maximale vliegtuigaanbod verwerkt worden. In de toekomst kan de capaciteit worden vergroot door het maken van meer opstelplaatsen. De capaciteit van de baan is ruim voldoende.

Afmetingen opstelplaatsen

Een aantal verschillende vliegtuigopstellingen is mogelijk. De

lineaire opstelling, de opstelling rond satellieten of langs pieren en een open opstelling waarbij de vliegtuigen verdeeld over het platform staan. Vanwege het kleine aantal opstelplaatsen, en de mogelijkheid om deze opstelling goed in het totale ontwerp op te nemen waarbij de gecreëerde ruimte optimaal wordt benut, wordt gekozen voor de lineaire opstelling.

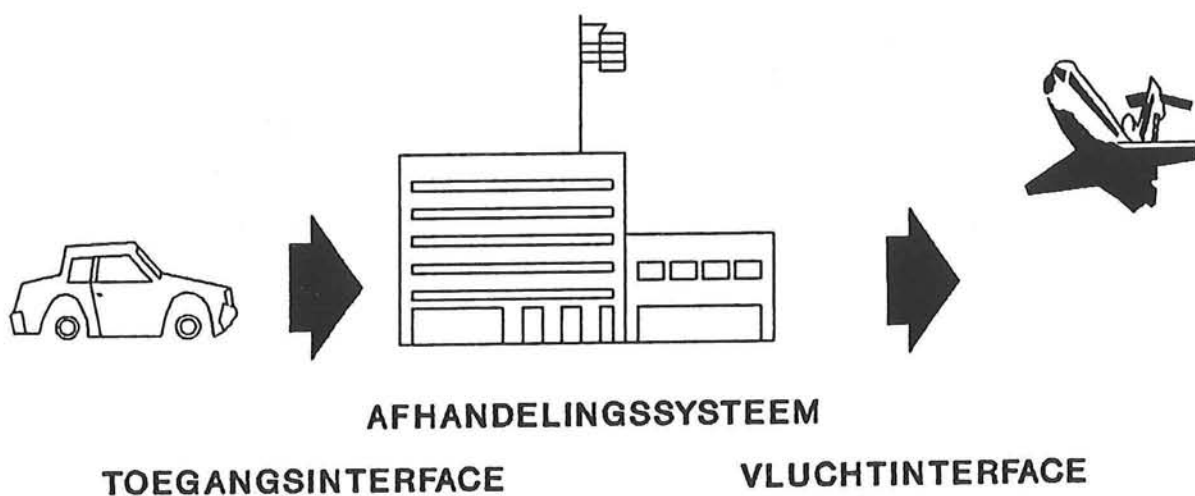
De diameter van de opstelplaats wordt bepaald door het vliegtuig met de grootste spanwijdte dat kan landen. In dit geval is dat de DASH-7 met een spanwijdte van 29 meter. Om enigszins te kunnen manoeuvreren wordt de opstelplaats 5 meter groter gemaakt.

De vereiste afstand van vleugeltip tot vleugeltip is 10 meter. De totale opstellengte is  $9 \cdot 34 + 8 \cdot 10 + 2 \cdot 15 = 416$  meter.

Deze opstelplaatsen zijn ook groot genoeg voor het laten landen van helikopters. Hiervoor dient dan wel de belijning op het platform aangepast te worden.

### 1.6.3. Terminal

Behalve de banen zijn er nog tal van meer of minder voor de hand liggende voorzieningen nodig voor het goed laten functioneren van een luchthaven o.a. voorzieningen welke zorg dragen voor het goed laten verlopen van de reizigersstromen. Deze worden aangeduid met het begrip terminal.



*figuur 1-8 terminalfunctie*

De terminal is op te splitsen in drie componenten.

### 1) Toegangsinterface

Passagiers en eventueel ook vracht komen op het vliegveld en gaan naar het afhandelingssysteem v.v.

Hiervoor is op het vliegveld infrastructuur nodig. Reizigers kunnen zowel met eigen als openbaar vervoer aankomen. Voor degene die met de auto aankomen moet voldoende parkeergelegenheid zijn op terreinen of in parkeergarages. Vervolgens moeten deze reizigers evenals de reizigers die met het openbaar vervoer gekomen zijn, naar het terminal gebouw. Dit kan al naar gelang de grootte van het vliegveld lopend, over loopbanden of met speciale vervoersmiddelen gebeuren. Verder moeten servicewegen worden aangelegd voor vracht- en brandstofaanvoer en indien nodig noodstroken voor doorgang van brandweer, ambulance en andere hulpverlenings-voertuigen.

### 2) Afhandelingssysteem

De passagier doet voorbereidingen om zijn reis te laten beginnen of beëindigt zijn reis. Dit gebeurt in de terminal. Hier worden allerlei diensten verleend. Er is een balie waar ticket transacties plaatsvinden en een kantoor waar deze verwerkt worden. Hier is ook de check in balie voor de bagage. De verschillende onderdelen van de terminal zijn verbonden met brede gangen, rolbanen, roltrappen e.d. welke de passagiersstroom vlot door kunnen laten. Er zijn een aantal wachtruimtes waar passagiers kunnen wachten op hun vlucht en er is een ruimte waar wegbrengers en ophalers kunnen wachten. Een belangrijk onderdeel van de terminal is ook het bagage-afhandelingssysteem. Hier wordt de afgegeven bagage naar het juiste vliegtuig gestuurd, wordt eventueel bagage van het ene naar het andere vliegtuig overgeladen of wordt de bagage weer opgehaald. In een terminal voor internationale vluchten moeten faciliteiten zijn voor douane en grenspolitie.

### 3) Vluchtinterface

Dit is de verbinding tussen het afhandelingssysteem en het vliegtuig v.v. De vluchtinterface bestaat uit de wachtruimte welke wordt gebruikt voor het verzamelen van passagiers voor één vlucht. Door een slurf of via de vliegtuigopstelplaats en een trap kunnen de passagiers in

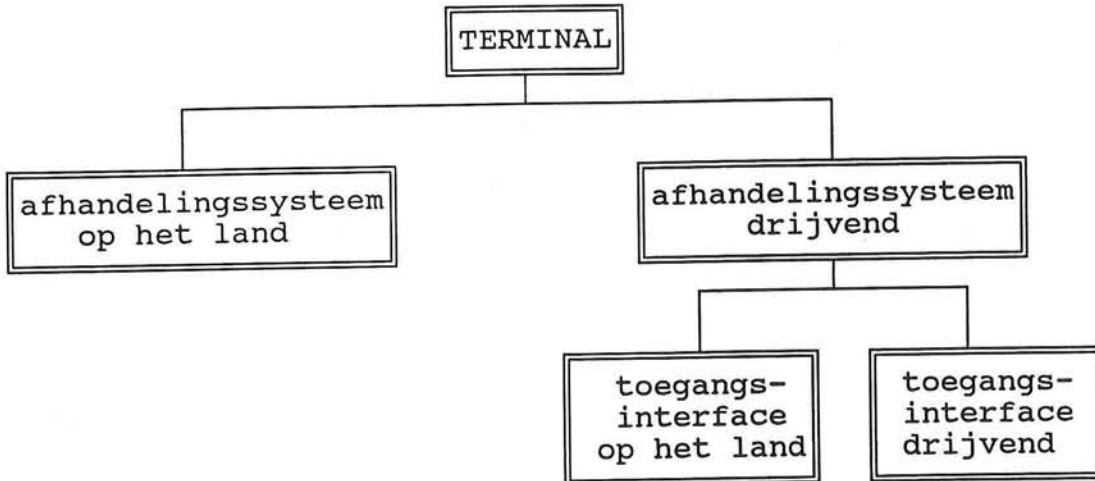
het vliegtuig stappen. Voordat de passagiers in het vliegtuig stappen worden ze met hun bagage door veiligheidsfunctionarissen gecontroleerd.

Behalve de onder deze drie punten genoemde onderdelen huisvest de terminal nog tal van andere diensten als tax-free winkels, keukens voor eten in de vliegtuigen, personeelsverblijven en de kantoren voor de luchtvaartmaatschappijen. Deze diensten vormen ook een bron van inkomsten voor de luchthaven en moeten daarna behandeld worden.

Zoals in deel 1 is opgemerkt kan de lay-out van een onshore vliegveld niet zomaar overgenomen worden voor een drijvend vliegveld. Dit wordt veroorzaakt door de aanwezige ruimte en de grond- versus constructie-kosten.

De totale hoeveelheid voorzieningen zal minimaal moeten zijn bij een maximale serviceverlening aan de in het scenario gekozen doelgroep: de zakenman (m/v) uit het centrum. Dit betekent dat er geen ruimte is voor vliegveld-gebonden bedrijven. Deze moeten gebruik blijven maken van de grote vliegvelden. Met het oog op de doelgroep is het wel mogelijk om bij het vliegveld een klein conferentiecentrum op te zetten.

Bij de planning van een drijvend vliegveld moet een keuze gemaakt worden welke onderdelen drijvend worden en welke delen van het vliegveld op de kust worden aangelegd. De voornaamste keuze is die welke de plaats van het afhandelingssysteem bepaalt. Deze keuze is geheel afhankelijk van de situatie.



#### ■ Afhandelingssysteem onshore

Dit kan b.v. wanneer de aanleiding tot het drijvend aanleggen van het vliegveld het ontbreken van een groot stuk grond is maar er wel genoeg ruimte te vinden is om een terminal te bouwen of alleen de geluidsoverlast vermeden moet worden.

Dit houdt vanzelf in dat ook de toegangsinterface op het land ligt. Dit geeft geen geluidshinder voor de omgeving zoals een normaal vliegveld maar wel moet rekening gehouden worden met de toevoer van reizigers. Dit betekent het aanleggen van openbaarvervoerverbindingen en parkeerplaatsen. Speciale aandacht moet besteed worden aan de vluchtinterface. Dit is nu de verbinding tussen het afhandelingssysteem op het land en de drijvende banen. De banen kunnen zowel met een vaste oeververbinding als met een bootverbinding met de terminal verbonden zijn. In beide gevallen moet het vervoermiddel de functie van mobiele wachtruimte hebben. De passagiers voor een bepaalde vlucht verzamelen in één voer- c.q. vaartuig. Deze mobiele wachtruimte verplaatst zich naar de banen waar de reizigers uitstappen bij de trap naar het vliegtuig.

Het afhandelingssysteem is nu niet plaatsgebonden. Het is nu mogelijk om midden in het centrum b.v. bij een station een terminal neer te zetten.

#### ■ Afhandelingssysteem ook drijvend

Nu gaat de aandacht uit naar de toegangsinterface. Reizigers moeten nu individueel naar het vliegveld komen.

■ Wanneer zij dit doen met eigen vervoer moet een vaste verbinding naar het vliegveld worden aangelegd en zal een drijvende parkeergarage aangelegd moeten worden. De

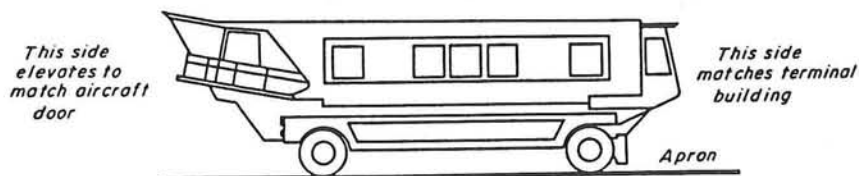
toegangsinterface ligt nu op het water.

- Een andere mogelijkheid is dat de reizigers die met privé-vervoer komen hun vervoermiddel in het op het land aan te leggen parkeer-garage of terrein stallen en met vliegveld vervoer over het water of over een weg naar het vliegveld komen. Dit laatste maakt het reizen omslachtig omdat men nu een keer extra moet "overstappen".

De voorkeur voor een bepaald terminalsysteem zal geheel afhangen van de situatie. Voor iedere lokatie moet uitgaande van deze situatie de afweging tussen kosten en comfort gemaakt worden.

In het algemeen gaat de voorkeur uit naar een terminal op het land met de drijvende banen in de nabijheid. Dit geeft het grootste comfort; voor de reizigers is er geen verschil met een conventioneel vliegveld. Alles ligt bij elkaar en er kan zoveel als mogelijk op het land gebouwd worden zonder dat de omgeving geluidshinder heeft van startende en landende vliegtuigen. Bij voorkeur wordt een vaste verbinding tussen het afhandelingssysteem en de banen aangelegd. Ook kunnen beide delen met boten of zelfs amfibievoertuigen worden verbonden.

In het gekozen scenario past een afhandelingssysteem op het land. Eventueel kan een deel van een bestaand flatgebouw tot terminal worden verbouwd. Onder of nabij dit gebouw is een parkeergarage. Vanuit het terminal gebouw stappen de reizigers voor dezelfde vlucht in één of meer people movers welke hen naar het vliegtuig brengt.



figuur 1-9 People mover

Omdat het vliegveld in dit geval niet ver van de wal ligt kan de people mover over een steiger naar het vliegtuig rijden.



#### 1.6.4. Overige voorzieningen

Buiten de voorzieningen op de wal voor de reizigers welke zeer uitgebreid zijn, is het vliegveld in principe minimaal uitgerust. Slechts de noodzakelijke voorzieningen zijn aanwezig.

De vluchtleiding gebeurt vanaf La Guardia of J.F. Kennedy Airport. Zo is het mogelijk om het gebruik goed op elkaar af te stemmen. Een kleine verkeerstoren moet wel aanwezig zijn.

Op het vliegveld staan geen hangars. Dit is mogelijk door de vliegtuigen een ander vliegveld als basis te geven. Vliegtuigen kunnen wel een nacht op een opstelplaats blijven staan.

Wanneer dit problemen zou geven kan eraan worden gedacht om de opstelplaatsen te overdekken. Ook kan eventueel een mogelijkheid worden gemaakt voor vliegtuigen om op het vliegveld te tanken. Hiertoe zou een aantal cellen waaruit de constructie is opgebouwd gebruikt kunnen worden als brandstofreservoir. Deze cellen zouden een grotere diepgang moeten krijgen om het gewicht van de brandstof te compenseren. De omliggende cellen kunnen met water gevuld worden wanneer het brandstofreservoir leeg is.



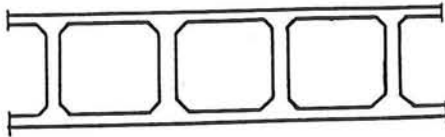
figuur 1-10 inplanning in lokatie

## HOOFDSTUK 2 CONSTRUCTIEVE VORMGEVING

2.1. Varianten

Een drijvend vliegdek heeft als primaire functies het dragen van vliegtuigen en het leveren van drijfvermogen. Aan deze functies kan door gescheiden constructie-elementen worden voldaan, danwel door één enkele constructie. Bestudering van de literatuur en enige brainstorming leidt tot de volgende alternatieven.

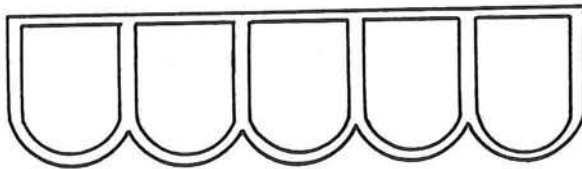
- 1) bakconstructie met rechte, orthogonale wanden



figuur 2-1

De bak levert het drijfvermogen en draagt de vliegtuigen.

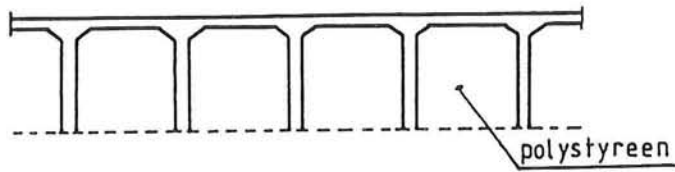
- 2) bakconstructie met orthogonale wanden met aan de onderzijde een schaalvorm



figuur 2-2

De schaalvorm voorkomt dat door de waterdruk buigspanningen aan de onderzijde optreden.

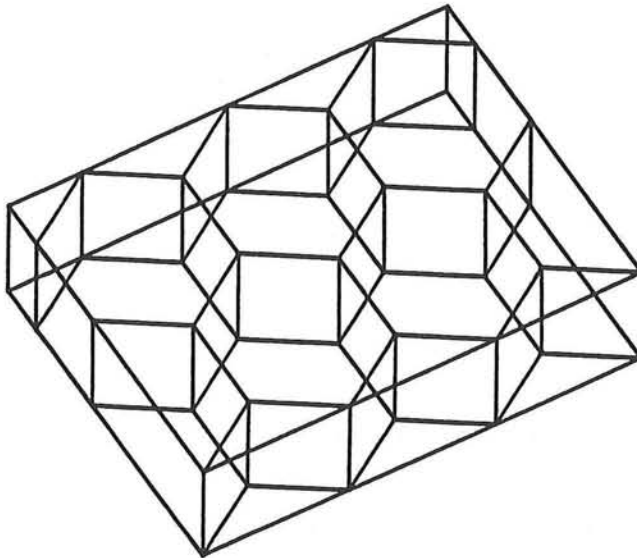
3) bakconstructie, aan de onderzijde open



figuur 2-3

Het drijfvermogen wordt geleverd door polystyreenblokken.

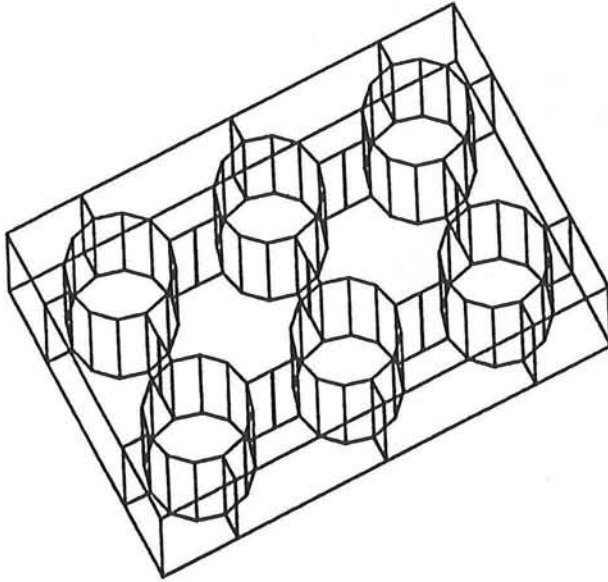
4) bakconstructie met een niet-orthogonaal stramien, b.v. zeshoekig



figuur 2-4 zeshoekig stramien

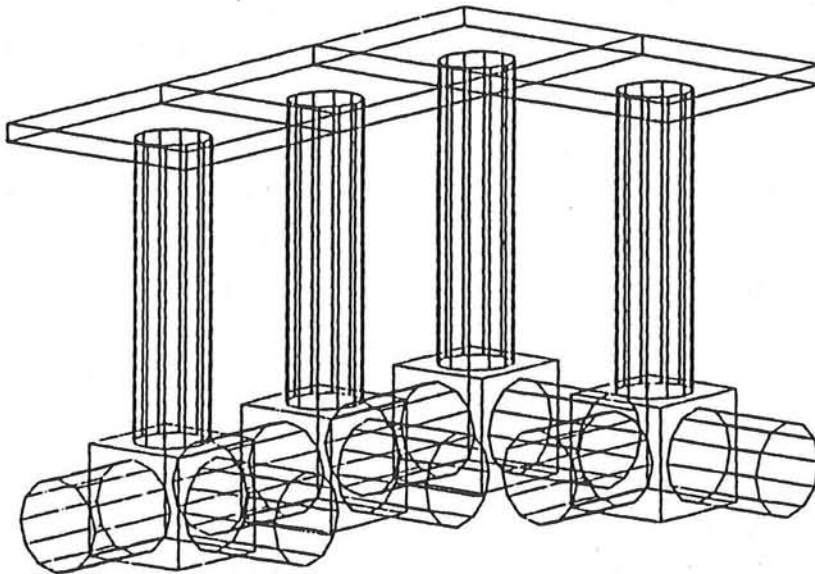
Het voordeel van deze variant is dat de momenten in dek en bodem beperkt blijven. Het stramien benadert de cirkelvorm.

- 5) betonnen bak opgevuld met cirkelcilindrs (gepatenteerd door de Amerikaan Yee)



figuur 2-5

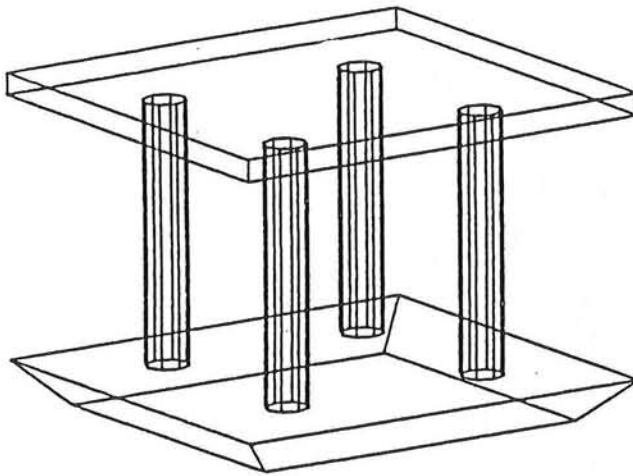
- 6) semi-submersible



figuur 2-6

De vliegtuigen worden gedragen door het bovendek. Het drijfvermogen wordt geleverd door de drijftank.

## 7) drijflichaam met dek



figuur 2-7

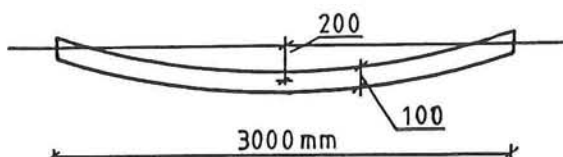
## -afweging alternatieven

Alternatief 1) heeft als voordeel dat het een eenvoudig en dus goedkoop ontwerp is. Door zijn eenvoud haalt het echter niet het onderste uit de kan wat betreft aanpassing van de vormgeving aan de belastingen of gebruikseisen. Alternatief 2) is wat dat betreft beter. Een schaalvorm is de geëigende constructie om waterdrukken op te nemen. Echter door de golfbelasting wordt het dek als geheel gebogen en daarmee de bodem gedrukt. De koepelvorm is dan ongunstig i.v.m. de excentrisch aangrijpende belastingen. Als voorbeeld moge het volgende dienen.

Uit het 2<sup>e</sup> rapport is bekend dat de drukspanning in de onderflens  $\pm 3 \text{ N/mm}^2$  is en de stramienmaat  $\pm 3 \text{ m}$ . Het inklemmingsmoment bedraagt zo bij 2 m waterdruk:

$$0,0513 * 20 * (3)^2 = 9,3 \text{ kNm/m}$$

Aangenomen wordt een betondikte van de schaal van 100 mm en een excentriciteit van 200 mm.



figuur 2-8 schaalvorm

Het excentriciteitsmoment is dan  $3 \cdot 1000 \cdot 100 \cdot 200 = 60 \text{ kNm/m}$   
 Dit is aanzienlijk groter dan het moment veroorzaakt door de hydrostatische waterdruk, waarmee is aangetoond dat het voor relatief geringe waterdrukken niet loont een schaalvorm toe te passen. Daarbij komt natuurlijk de lastige uitvoering van gekromde vlakken.

Alternatief 3) heeft als voordeel dat materiaal bespaard wordt doordat de bodem van de bak is weggelaten. Om op de lange duur drijfvermogen te garanderen dient er wel polystyreen o.i.d in de holle ruimten te worden aangebracht. Gezien de vervuiling van de Hudson is het niet ondenkbaar dat het polystyreen aangetast wordt of zelfs oplost. Met een prijs van  $\pm f100,-/m^3$  voor polystyreen is de winst van dit ontwerp t.o.v. een gewone bakconstructie dubieus.

Alternatief 4) is door de vorm van de cellen beter geschikt om lokaal de belastingen op te nemen. Dit geldt echter vooral voor verdeelde belastingen zoals de waterdruk. Voor puntlasten zoals die door vliegtuigen worden veroorzaakt is de winst marginaal. Voor het opnemen van de totale golfmomenten is de constructie ook minder geschikt omdat de geschetste vormgeving aanleiding geeft tot een weinig directe krachtswerking. Alternatief 5) heeft als voordeel dat zeer grote deklasten kunnen worden opgenomen t.o.v. een constructie met rechte wanden. De wand is in dit geval een cirkelcylinder en heeft een veel grotere knikzekerheid dan een vlakke wand. Gezien de geringe hoogte van de constructie is het echter niet nodig speciale knikvoorzieningen te treffen.

rekenvoorbeeld:

Een wielstel geeft een last van 20 ton. Indien een wand 3 m hoog is en 100 mm dik bedraagt de knikzekerheid  $n = F_E/F$ .

$$F_E = \frac{\pi^2 * E * I}{(\frac{1}{2} * l)^2} = \frac{\pi * 30 \cdot 10^3 * 1/12 * 1000 * 100^3}{(\frac{1}{2} * 3000)^2}$$

$$= 1.1 \cdot 10^7 \text{ N}$$

$$\Rightarrow n = 1.1 \cdot 10^7 / 20 \cdot 10^4 = 55 \Rightarrow \text{geen knikgevaar}$$

Dit ontwerp is ook nog ongunstig m.b.t. de schuifspanningen t.g.v. het macromoment.

Alternatief 6) is uitermate geschikt om onder zeer grote golven

te overleven. Door het geringe waterdoorsnijdend oppervlak van de constructie worden de golfmomenten zeer sterk beperkt. Aangezien op de lokatie waar het uit te werken vliegveld komt te liggen geen enorme golven zijn te verwachten, is een semi-submersible wat te veel van het goede. Het laatste alternatief, nr 7) heeft als enige voordeel dat het dek ten alle tijden boven de golven ligt. De golfmomenten in het drijflichaam zijn even groot als die van een gewone bakconstructie. Aangezien geen al te grote golven zijn te verwachten biedt dit ontwerp geen wezenlijke voordelen.

Uit bovenstaande beschouwing blijkt dat alternatief 1) het beste voldoet. Hoewel het ingenieurs eigen is naar een technisch perfecte, maar moeilijke oplossing te zoeken is in dit geval toch de meest eenvoudige oplossing de beste gebleken.



## 2.2. Constructiematerialen

Voor het ontwerp is gebruik gemaakt van Nederlandse voorschriften en constructiematerialen. Wanneer Amerikaanse materialen met hun specifieke eigenschappen worden gebruikt moet het ontwerp aangepast worden.

### Betonkwaliteit

Over het algemeen wordt bij een betonkwaliteit gedacht aan een sterkte van het beton. De dichtheid van de cementmatrix is echter minstens zo belangrijk voor de beoordeling van de kwaliteit. Het betreft hier voornamelijk de dichtheid van de buitenste centimeters van het beton; de betondekking op de wapening. Naast de mengsamenstelling is de nabehandeling van het beton van groot belang voor de duurzaamheid.

Voor de betonkwaliteit is B55 gekozen. Dit geeft een grote sterkte en duurzaamheid en is redelijk te verwerken en na te behandelen. B55 kan ook verwerkt worden voor ter plaatse gestort beton. Het voordeel van beton met hoge sterkte is dat de afmetingen relatief klein zijn wat de diepgang ten goede komt.

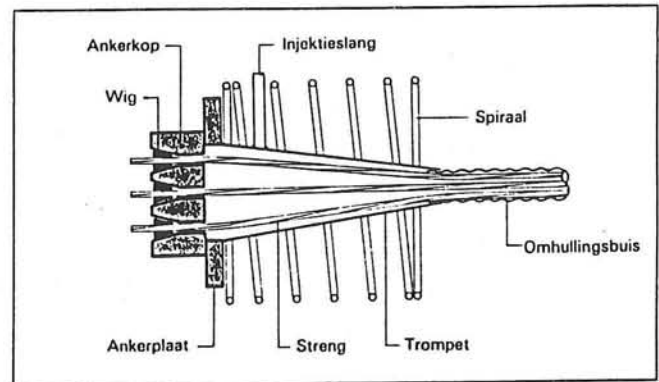
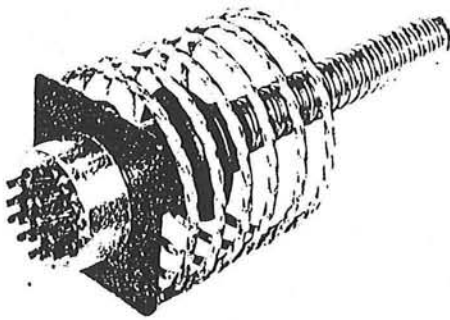
Hoewel dit in de Verenigde Staten niet veel gebruikt wordt gaat de voorkeur uit naar het gebruik van hoogovencement. Dit is goed bestand tegen een zout milieu. De chloride ionen worden snel gebonden en kunnen niet ver in het beton doordringen.

### Betonstaal

Er is gebruik gemaakt van normaal wapeningsstaal FeB400. Dit vanwege de kosten. In de constructie ligt in veel gevallen een minimum hoeveelheid praktische wapening waardoor het geen zin heeft een hogere staalkwaliteit te kiezen.

### Voorspanstelsysteem

De constructie wordt voorgespannen met nagerekt staal. De voorspankanalen worden na het voorspannen geïnjecteerd. Het gebruikte systeem is VSL. 7/12,9.



figuur 2-9 Verankering VSL systeem

### 2.3. Belastingen

De constructie wordt op twee niveaus belast:

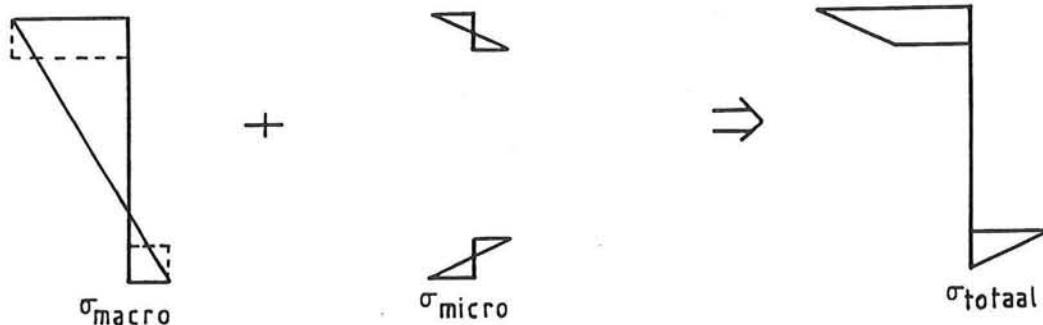
■ **Macroniveau**

De constructie wordt in zijn geheel als een plaat bekeken.

■ **Microniveau**

Het dek en de bodem worden als afzonderlijke platen beschouwd.

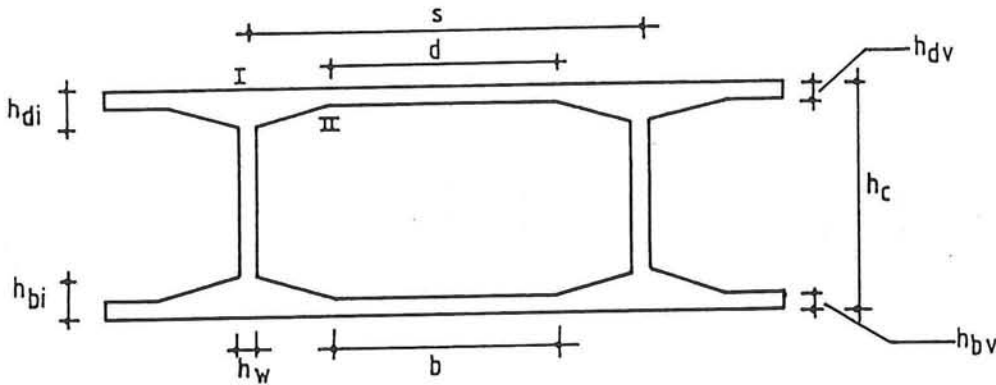
Iedere belastingcomponent werkt op beiden niveaus



figuur 2-10 samenstellen belasting

### 2.3.1. Belastingen met de bijbehorende bezwijkmechanismen

De constructie ligt vast met de volgende afmetingen:



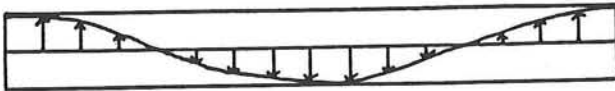
figuur 2-11 constructieafmetingen

Deze afmetingen worden bepaald door de belastingen. De mogelijke belastingen worden hier opgesomd. Daarna worden de bezwijkmechanismen genoemd welke bij deze belastingen horen. Tenslotte wordt de invloed van deze bezwijkmechanismen op de afmetingen weergegeven.

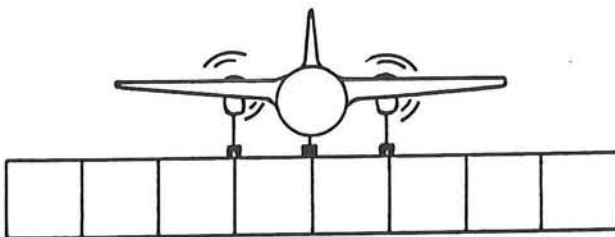
Belastingen:

■ Op macroschaal werken de volgende belastingen:

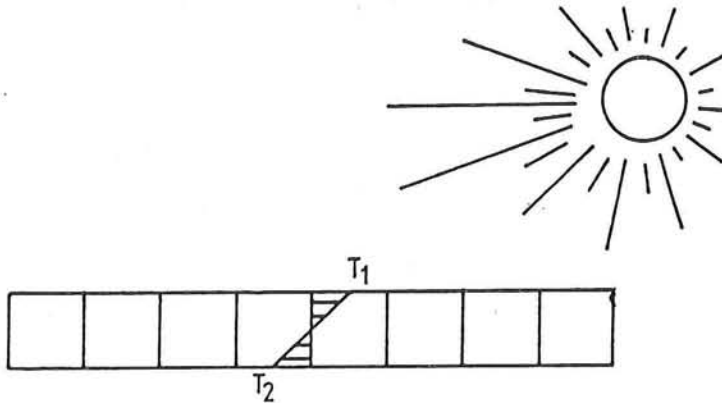
- golfbelasting



- vliegtuigbelasting

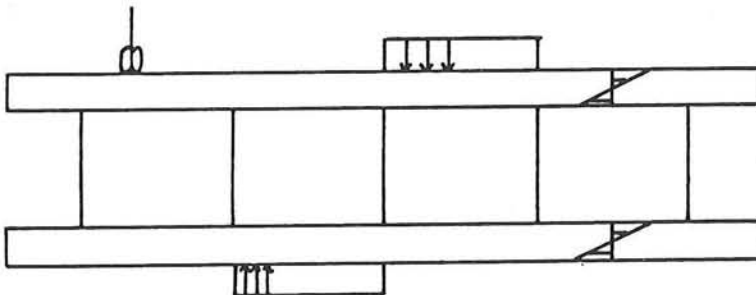


- temperatuurbelasting



■ Op microschaal werken:

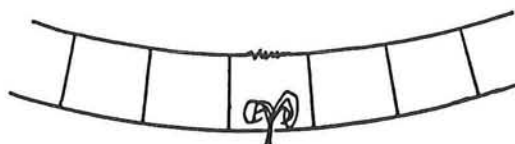
- belasting landingsgestel
- gelijkmatigverdeelde belasting en eigen gewicht
- hydrostatische druk
- temperatuurbelasting



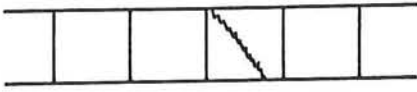
De bijbehorende mechanismen zijn:

■ Op macroschaal

- buiging  > drukzone bezwijkt
- > trekzone vertoont doorgaande scheuren, bodem raakt lek

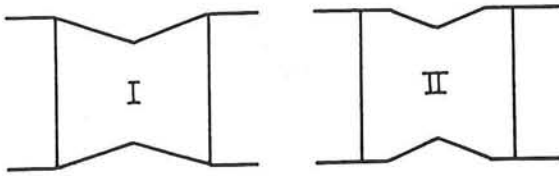


- afschuiving

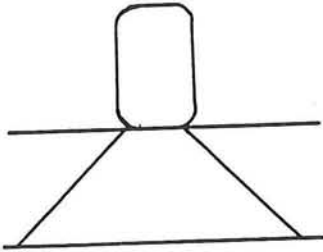


■ Op microschaal:

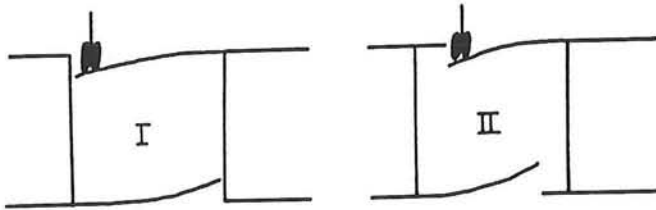
- buiging



- pons

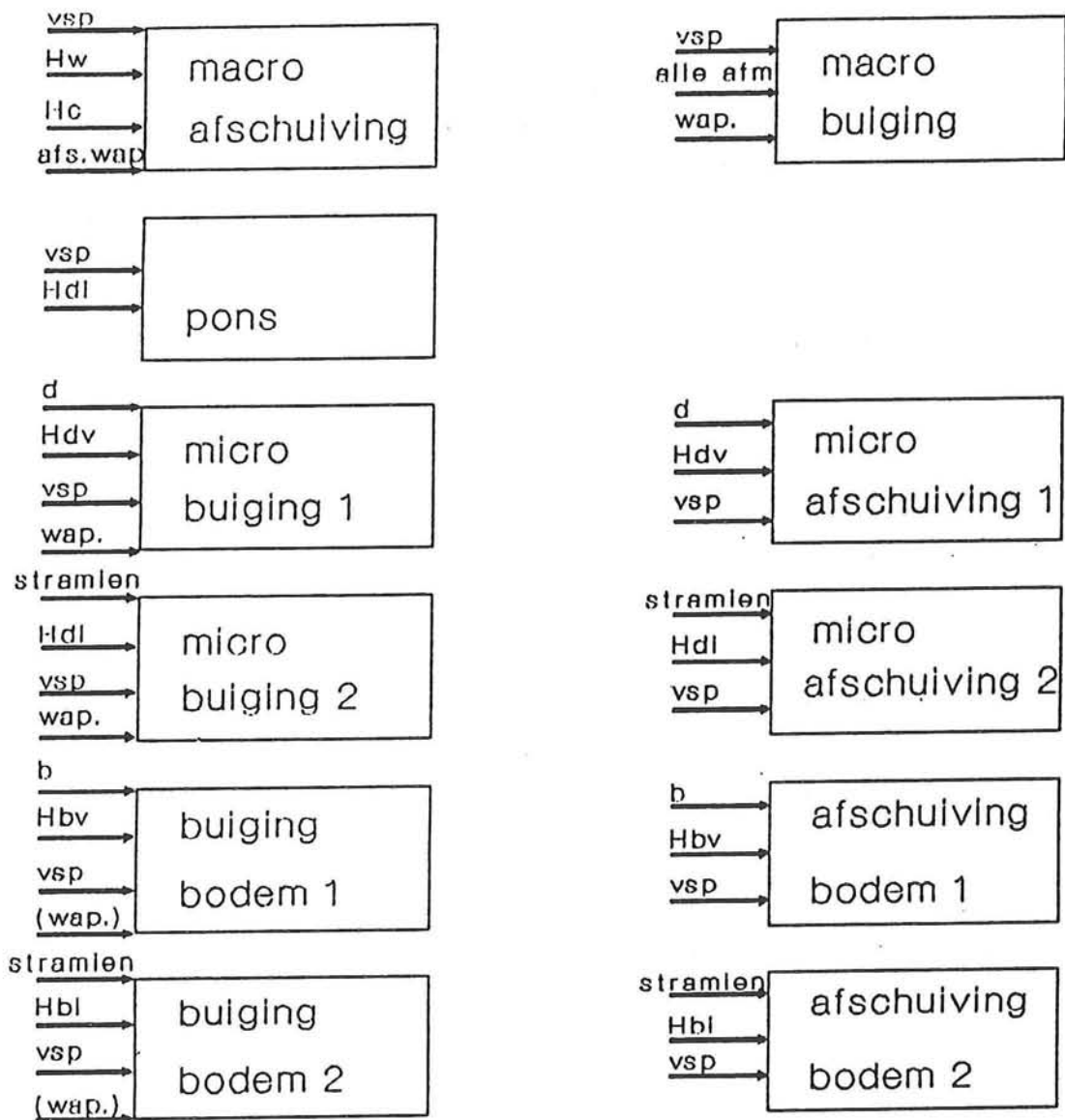


- afschuiving



In figuur 2-12 is aangegeven welke variabele door wel mechanisme wordt bepaald.

# bezwijkmechanismen



figuur 2-12 bezwijkmechanismen

### 2.3.2. Vliegtuigbelasting

De totale massa van het ontwerpvliegtuig, de BAe 146-200 is 42 ton. Het vliegtuig steunt op het neuswiel en twee landingsgestellen, elk bestaande uit twee wielen. Tijdens de start en landing is het neuswiel van de grond en steunt het vliegtuig op twee wielstellen. Ook in stilstaande positie speelt het neuswiel een ondergeschikte rol in de belasting overdracht.

#### Macromoment

Voor het macromoment wordt de vliegtuigbelasting statisch beschouwd omdat de maximale momenten alleen op kunnen treden wanneer het vliegtuig stil staat zodat een waterverplaatsing op kan treden.

Het gewicht per wiel is  $42 \cdot 10^3 \cdot 9,81/4 = 103 \cdot 10^3$  N.

In het tweede rapport wordt een afleiding gegeven voor het door het vliegtuig veroorzaakte moment:

$$M_{v,\max} = \frac{1 + \nu}{4\pi} \cdot p \left( \ln\left(\frac{l}{u}\right) + 1,177 \right)$$

Hierin is  $\nu$  de dwarscontractie-coëfficiënt van beton (0,2)  
 $u$  het gebied waarop de belasting overgedragen wordt.

Hiervoor is de afstand tussen de wielstellen genomen  
 = 4,72 meter.

$$l = \sqrt[4]{(d/k)} = 44,0 \cdot I$$

$$D = \frac{EI}{1 - \nu^2} = 3,75 \cdot 10^{10} \cdot I$$

$k$  = beddingskonstante =  $10^4$  N/mm<sup>3</sup>

$$\begin{aligned} M_{T,\max} &= \frac{1 + 0,2}{4\pi} \cdot 412 \cdot 10^3 \left( \ln\left(\frac{\sqrt[4]{I}}{4,72}\right) + 1,177 \right) \\ &= 39,343 \cdot 10^3 \{ \ln(9,322 \sqrt[4]{I}) + 1,177 \}. \end{aligned}$$

#### Micromomenten t.g.v. puntlast.

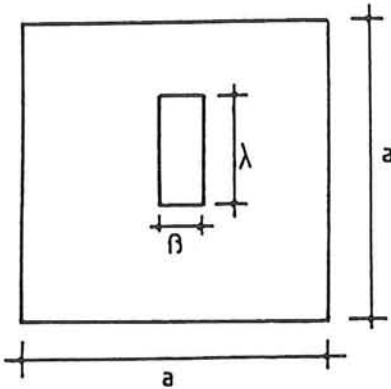
De dynamische belasting per wiel is  $1,5 \cdot 103 \cdot 10^3$  N. De dynamische wielprent heeft de afmeting:  $0,32 \cdot 0,57$  m<sup>2</sup> (uitgewerkt bij pons, paragraaf 2.5.1.).

De momenten zijn afhankelijk van de puntlast, de plaatafmetingen en de wielprent volgens de volgende formule:

$$m = \frac{a_1 \cdot \lambda + a_2 \cdot \beta + a_3 \cdot a}{\lambda + \beta + a_4 \cdot a} \cdot p$$

Wanneer  $\lambda/a = \beta/a = 1$  vinden we met de juiste coëfficiënten de waarden voor de momenten van een door een gelijkmatig verdeelde belasting belaste plaat.

De belasting kan op een willekeurige plaats staan en wordt in twee richtingen afgedragen. Gekozen wordt voor een vierkant stramien.



figuur 2-13 afmetingen plaat

$a$  = stramienmaat

$\beta$  = breedte van het belast gebied

$\lambda$  = lengte van het belast gebied

$a_1$ ,  $t/m$ ,  $a_4$  zijn coëfficiënten afhankelijk van de randvoorwaarden.

Drie momenten kunnen bepaald worden:

Maximum veldmoment voor een vrij opgelegde plaat

$$m = \frac{-0,083*0,57 - 0,017*0,32 + 0,220*a}{0,57 + 0,32 + 0,660*a} * 103*10^3*2*1,5$$

$$= \frac{-0,053 + 0,220*a}{0,89 + 0,660*a} * 103*10^3*2*1,5$$

Maximum veldmoment voor een ingeklemde plaat

$$m = \frac{-0,017*0,57 - 0,062*0,32 + 0,130*a}{0,57 + 0,32 + 0,390*a} * 103*10^3*2*1,5$$

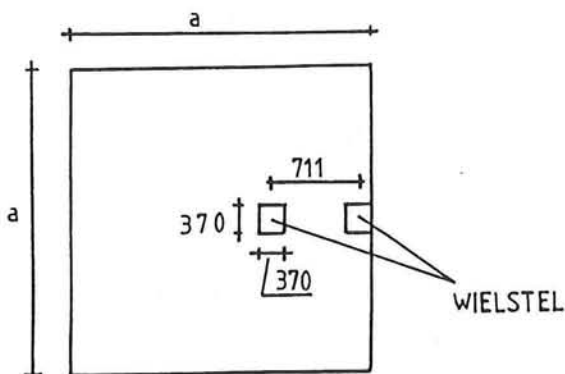
$$= \frac{-0,0296 + 0,130*a}{0,89 + 0,390*a} * 103*10^5*2*1,5$$

Maximum inklemmingsmoment

$$m = \frac{0,136*0,57 + 0,062*0,32 - 0,355*a}{0,57 + 0,32 + 1,065*a} * 103*10^3$$

De momenten veroorzaakt door de belasting van de twee banden worden gereduceerd en vervolgens opgeteld. De reductie is afhankelijk van de wielafstand.





figuur 2-14 afmetingen wielstelsel

$$m = \frac{0,0979 - 0,355*a}{0,89*a + 1,065*a} * 103*10^3*1,5*(2 - (\frac{0,711}{a-0,16})^2)$$

### 2.3.3. Golfbelasting

De golfbelasting heeft een belangrijk aandeel in de totale belasting op de constructie. Op macroniveau kan deze belasting in iedere doorsnede trek veroorzaken omdat het moment regelmatig van teken wisselt. In dit verband is van belang de golfhoogte en de golfperiode. De waterdiepte heeft in dit geval geen invloed op de golfhoogte. De Hudson is immers 10 tot 15 meter diep.

Op het oog onregelmatig lijkende windgolven bestaan uit een stelsel enkelvoudige sinusvormige componenten: het golfspectrum. Dit spectrum heeft als kenmerkende eigenschap een energiedichtheid  $S(w)$ .

Het optreden van windgolven is bij benadering te beschouwen als een Gausisch proces. De momentane uitwijking in een bepaald punt is het resultaat van bijdragen van golven die bij opwekking als stochastisch onafhankelijk kunnen worden beschouwd en zich in hetzelfde gebied ook min of meer onafhankelijk gedragen (dit geldt wanneer hun steilheid klein is zodat ze lineair gesuperponeerd kunnen worden).

De gausische kansverdelingsfunctie voor de zee is:

$$f\{x\} = \frac{1}{2\sqrt{(2\pi M_0)}} e^{-x^2 / (2M_0)}$$

Hierin is  $M_0$  de variantie.

De significante golfhoogte  $H_s$  is het gemiddelde van het hoogste derde deel van de golven. Dit komt goed overeen met de geschatte golfhoogte. De relatie tussen het golfspectrum en  $H_s$  wordt gelegd in de volgende relatie:

$$H_s = 2\sqrt{M_0} = 4\sqrt{\int_0^{\infty} S(w) dw}$$

De verdeling van de hoogten van de maxima van een stationair gausisch proces met variantie  $M_0$  is:

$$P\{x_a < x\} = F_a(x) = 1 - \exp(-x^2 / (2M_0)) \text{ voor } x \geq 0$$

Dit is de Rayleigh verdelingsfunctie. De kansdichtheidsformule is:

$$f_a\{x\} = \frac{x}{M_0} \exp\left(-\frac{x^2}{2M_0}\right)$$

De Rayleigh verdeling is te schrijven als

$$P\{H\} = \exp(-2(H/H_s)^2)$$

$P(H)$  is de kans dat in een storm bepaald door  $H_s$  een golfhoogte  $H$  voorkomt. De constructie met een absolute veiligheid wordt verkregen door de constructie te dimensioneren op de maximaal mogelijke belasting. Dit zou betekenen  $P\{H\} = 0$  waaruit volgt dat  $H$  en hiermee de golfbelasting oneindig worden. Hierop is natuurlijk onmogelijk een constructie te dimensioneren. We moeten een acceptabel kleine kans bepalen waarmee de golfbelasting in de levensduur van de constructie overschreden wordt. Deze kans is gelijk gesteld aan de overschrijdingsfrequentie van andere stochastisch bepaalde belastingen of materiaaleigenschappen: 5%.

Tot nu toe is nog niet gesproken over het voorkomen van stormen welke golven opwekken. Deze zijn bepalend voor het optreden van  $H_s$ . Wanneer wind over het wateroppervlak strijkt wordt energie van de wind overgedragen aan het wateroppervlak voor de vorming van golven. De uiteindelijke golfhoogte is afhankelijk van de windbaan of strijklengte en de tijdsduur waarin het waait.

Door het US Army Coastal Engineering Research Center zijn op basis van de door Brettschneider opgestelde formules nomogrammen samengesteld waarmee bij gegeven windsnelheid en strijklengte de golfhoogte, golfperiode en de tijd nodig om tot volgroeiende zeevang te komen kunnen worden afgelezen. Deze nomogrammen zijn opgenomen in bijlage II, figuur a. Het blijkt

dat voor het betreffende gebied al binnen een uur gesproken kan worden van volgroeiende zeevang. Voor de duur van een storm waarop de gegevens gebaseerd worden, wordt veelal 4 uur genomen dus de stormduur kan verder buiten beschouwing worden gelaten. Voor de invoer in de nomogrammen moeten we de beschikking hebben over statistische windgegevens. Over deze gegevens kunnen we helaas niet beschikken. Wel hebben we statistische gegevens over de golfhoogten op de oceaan. Deze gegevens worden over de gehele wereld door meetschepen geregistreerd en vervolgen verzameld en uitgegeven [Ocean wave statistics]. De gegevens voor het betreffende gebied treft u in bijlage II figuur b.

Nu kunnen we in het nomogram (bij volgroeiende zeevang) vanuit een bekende golfhoogte terug werken en de bijbehorende windsnelheid bepalen. Van de golfgegevens zijn alleen de golven van belang welke veroorzaakt worden door zuiden en zuid-oostenwind. Op de lokatie hebben alleen deze windrichtingen een windbaan waarin golven kunnen ontstaan die de constructie aanvallen.

De nomogrammen zijn opgesteld voor open water ( $L/B < 2$ ). Strijkt wind gedurende enige tijd over een relatief smal water, bijvoorbeeld een kanaal of rivier, dan zullen de golven niet zo hoog oplopen als uit het nomogram volgt. Deze afname van de significante golfhoogte wordt veroorzaakt door energiedissipatie aan de oevers. Deze dissipatie is tot uitdrukking te brengen in een reductie van de strijklengte. Wat overblijft is de effectieve strijklengte. In bijlage II figuur c is een grafiek opgenomen waarin de lengte-breedte verhouding is uitgezet tegen het quotiënt van de effectieve strijklengte en de totale strijklengte. Deze grafiek geldt voor waterlopen met een vrij constante breedte. In de Upper New York Bay is de oeverlijn erg onregelmatig en in de windbaan ligt bovendien een aantal eilandjes. De relatie van deze grafiek is hier dus niet van toepassing.

De gebruikte aanvullende methode is gebaseerd op de volgende aannamen:

- a) Wind draagt energie over aan het wateroppervlak in de windrichting en in alle richtingen binnen  $45^\circ$  aan beide zijden van deze richting.

- b) De hoeveelheid energie welke de wind aan het water overdraagt in een bepaalde richting is evenredig met de cosinus van de hoek tussen de radiaal en de windrichting.
- c) Golven worden volledig gedempt op de oever.

Deze methode werkt als volgt:

Vanuit het punt waar de golfhoogte moet worden bepaald, worden 15 radialen met een interval van  $6^\circ$  getekend binnen het gebied begrensd door een hoek van  $45^\circ$  aan beide zijden van de strijkrichting. In het ontwerp-gebied ligt de maximale strijkrichting in Z-ZO richting. Voor zowel de zuiden als de zuid-oosten windrichting wordt in deze baan de golfhoogte bepaald. Van de radialen wordt de lengte-component in de strijkrichting bepaald. Deze waarden worden gesommeerd en gedeeld door de som van de cosinus van de hoeken. De gevonden waarde is de effectieve strijklengte. Hieronder volgt de berekening. Zie ook bijlage II, figuur d.

$\alpha$	$\cos(\alpha)$	strijklengte	s.l.* $\cos(\alpha)$
42	0.743	0.94	0.70
36	0.809	1.83	1.48
30	0.866	1.50	1.30
24	0.914	4.50	4.11
18	0.915	4.46	4.08
12	0.978	5.17	5.06
6	0.995	5.83	5.80
0	1	6.41	6.41
6	0.995	1.22	1.21
12	0.978	1.09	1.07
18	0.951	0.90	0.86
24	0.914	0.89	0.81
30	0.866	0.91	0.79
36	0.809	1.38	1.12
42	0.743	1.28	0.95
	13.476		35.74

strijklengte in zeemijlen

$$F_{\text{eff}} = 35.74/13.476 = 2.7 \text{ zeemijl}$$

Op deze manier kan de frequentieverdeling van windgolven op zee omgezet worden naar windgolven op de lokatie. Voor discrete significante golfhoogten worden zo de overschrijdingsfrequenties bepaald. Door middel van de

kleinste-kwadraten-methode is een exponentiële functie bepaald waaraan de kansverdeling voldoet (bijlage II, figuur e).

We hebben nu de frequentieverdeling van  $H_s$  en de kans van voorkomen van een golfhoogte  $H$  t.o.v.  $H_s$  en kunnen nu de ontwerp golfhoogte bepalen.

#### Bepaling $H_d$

We beschouwen een enkele storm gekenmerkt door een significante golfhoogte. In deze storm komen  $N$  golven voor. De kans dat een golfhoogte  $H_d$  door een enkele golf wordt overschreden is:

$$P\{H_d\} = \exp\left(-2 \cdot \frac{H_d}{H_s}\right)$$

En de kans dat deze golfhoogte niet wordt overschreden is:

$$1 - P\{H_d\}$$

In  $N$  golven is de kans dat de ontwerp golf niet wordt overschreden:

$$(1 - P\{H_d\})^N$$

De kans dat de ontwerp golf  $H_d$  tenminste één maal in een storm met  $N$  golven voorkomt is tenslotte:

$$E_1 = 1 - (1 - P\{H_d\})^N$$

De golfkarakteristieken moeten nu gekoppeld worden aan de stormgegevens. De kans moet bepaald worden dat  $H_s$ , gebruikt om  $E_1$  te berekenen, optreedt zodat de kans berekend kan worden dat  $H_d$  in een bepaalde storm optreedt.

Als functie voor kansverdeling van  $H_s$  is gevonden (de kans dat  $H_s$  wordt overschreden:

$$f\{H_s\} = 10^{-2.77 \cdot H_s + 0.357}$$

De kans dat  $H_s$  ligt tussen  $H_{s1}$  en  $H_{s2}$  (de kans dat  $H_s$  optreedt) is:

$$P\{H_s\} = f\{H_{s1}\} - f\{H_{s2}\}$$

Voor  $H_s$  wordt het gemiddelde van de grenzen gebruikt. Aangenomen wordt dat alle stormen binnen een interval gekenmerkt worden door deze waarde van  $H_s$ .

De kans dat een bepaalde storm optreedt en in die storm  $H_d$  wordt overschreden is nu:

$$E_2 = P\{H_s\} \cdot E_1$$

De kans dat dit niet gebeurt is weer

$$1 - E_2$$

Dit geldt voor een bepaald interval dus voor één categorie stormen. Verondersteld dat de stormen onafhankelijk optreden, is de kans dat  $H_d$  in geen enkele storm wordt overschreden

gedurende één jaar:

$$E_3 = \prod_{i=1}^N (1 - E_{2i})$$

In de 30-jarige levensduur van de constructie is de kans dat de ontwerp golfhoogte  $H_d$  tenminste éénmaal wordt overschreden:

$$P\{H > H_d\} = 1 - E_3^{30}$$

Deze kans moet nu gelijk zijn aan de gestelde 5% overschrijdingskans. De berekening wordt gestart met een aanname voor  $H_d$ . Vervolgens wordt de ontwerpkans berekend en wordt  $H_d$  bijgesteld. Dit wordt herhaald totdat de gestelde kans wordt gevonden. In onderstaande tabel staat de uiteindelijke berekening weergegeven.

Hd = 2.25m    L = 30 jaar

Hsig	f(Hsig)	P(Hsig)	Hs char	N	P(Hd)	E1	E2
o.e.	0						
1.70	4.45E-05	4.45E-05	1.775	673.85	4.02E-02	1.00E+00	4.45E-05
1.55	1.16E-04	7.13E-05	1.625	785.75	2.16E-02	1.00E+00	7.13E-05
1.40	3.01E-04	1.86E-04	1.475	897.65	9.53E-03	1.00E+00	1.86E-04
1.25	7.85E-04	4.83E-04	1.325	1009.55	3.13E-03	9.58E-01	4.63E-04
1.10	2.04E-03	1.26E-03	1.175	1121.45	6.53E-04	5.19E-01	6.54E-04
0.95	5.32E-03	3.28E-03	1.025	1233.35	6.53E-05	7.73E-02	2.53E-04
0.80	1.38E-02	8.53E-03	0.875	1345.25	1.81E-06	2.43E-03	2.07E-05
0.65	3.60E-02	2.22E-02	0.725	1457.15	4.31E-09	6.28E-06	1.39E-07
0.50	9.38E-02	5.78E-02	0.575	1569.05	5.01E-14	7.87E-11	4.55E-12
0.35	2.44E-01	1.50E-01	0.425	1680.95	4.52E-25	0	0

E3 0.998309  
P(H>Hd) 0.049501

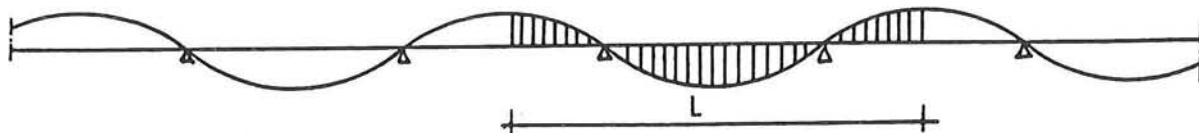
Uitgaande van een waterdiepte van 15 meter vinden we iteratief met

$$l = T \cdot \sqrt{\frac{g l}{2\pi} \tanh \frac{2\pi d}{l}}, \quad l = 42,8 \text{ meter.}$$

Over de spreiding van de golflengte is niet veel bekend. De golflengte in de berekening wordt afgerond op 50 meter.

#### Macrobelasting

De plaat wordt als volgt door een golf belast:



figuur 2-15 golfbelasting

In de nuldoorgangen kan een oplegging worden gedacht en vervolgens kan een deeltje ter grootte van de golflengte uitgenomen worden.

Stel: de golf wordt beschreven door de volgende relatie:

$$w = h/2 * \cos \frac{2\pi x}{l}$$

Hieruit volgt:

$$q = 1025 * 9,81 * h/2 * \cos \frac{2\pi x}{l}$$

$$Q = - \int q * dx = \frac{10060 * h/2 * l}{2\pi} * l * \sin \left( \frac{2\pi x}{l} \right) + c_1$$

De dwarskracht is nul in  $x = 0 \Rightarrow c_1 = 0$

$$Q = -1600 * h/2 * l * \sin \left( \frac{2\pi x}{l} \right)$$

$$M = \int Q * dx = \frac{-1600 * h/2 * l}{2\pi} * l * \left( -\cos \left( \frac{2\pi x}{l} \right) \right) + c_2$$

Ook het moment is 0 in  $x = 0 \Rightarrow$

$$M = 255 * h/2 * l^2 * \left( \cos \left( \frac{2\pi x}{l} \right) - 1 \right)$$

De maximale dwarskracht is  $Q_{\text{golf,max}} = 800 * h * l$ .

Het maximale moment is  $M_{\text{golf,max}} = 255 * h * l^2$ .

#### Micromoment

De golfbelasting veroorzaakt op microniveau een hydrostatische belasting tegen de bodem. Dit is een gelijkmatig verdeelde belasting. Op het dek werkt deze belasting natuurlijk niet. Hierop werkt een gelijkmatig verdeelde belasting van voertuigen, goederen, materieel etc. Het dek wordt ontworpen op een gelijkmatig verdeelde belasting van  $4 \text{ kN/m}^2$ . Dit is inclusief een niet constructieve afwerklaag. Verder werkt het eigen gewicht van de constructie als gelijkmatig verdeelde belasting.

De maximale momenten t.g.v. deze gelijkmatig verdeelde belastingen zijn [CUR rapport 24]:

$$M_{\text{max,inkl}} = -0,0513 qa^2$$

$$M_{\text{max,veld}} = 0,0213 qa^2 \text{ volledig ingeklemd}$$

$$M_{\text{max,veld}} = 0,0442 qa^2 \text{ vrij opgelegd}$$

Het eigen gewicht van het dek is continu aanwezig, de verdeelde belasting is variabel  $\Rightarrow$

$$M_{\text{max,veld}} = 0,0442 * 4 * 10^3 * a^2 + 0,0213 * 24,53 * 10^3 * h_d * a^2 \text{ (gelijkmatig verdeelde belasting ingeklemd, variabele belasting opgelegd)}$$

$$M_{\max, \text{inkl}} = -0,0513 * (4 * 10^3 + 24,53 * 10^3 * h_d) * a^2$$

Op de bodem werken de waterdruk en het (nu gunstig werkende) eigen gewicht welke beiden continu van aard zijn. De maximale waterdruk welke op kan treden is gelijk aan de constructie hoogte.

$$M_{\max, \text{veld}} = 0,0213 * (-24,53 * 10^3 * h_d + h_c * 9810) * a^2 \text{ (ingeklemd)}$$

$$M_{\max, \text{inkl}} = -0,0513 * (-24,53 * 10^3 * h_b + h_c * 9810) * a^2$$

De micromomenten zijn gecontroleerd met het eindige elementenprogramma KOLA. Het blijkt dat er slechts 10% verschil bestaat tussen de met deze formules gevonden waarden voor het moment en de uitkomsten van de berekening m.b.v. de elementenmethode.

#### 2.3.4. Temperatuurbelasting

Wanneer de vervormingen volledig worden verhinderd is het moment t.g.v. een temperatuurgradiënt T:

$$M_{t, \max} = \frac{EI}{(1-\nu^2)} * (1+\nu) * \frac{\alpha * T}{h_c}$$

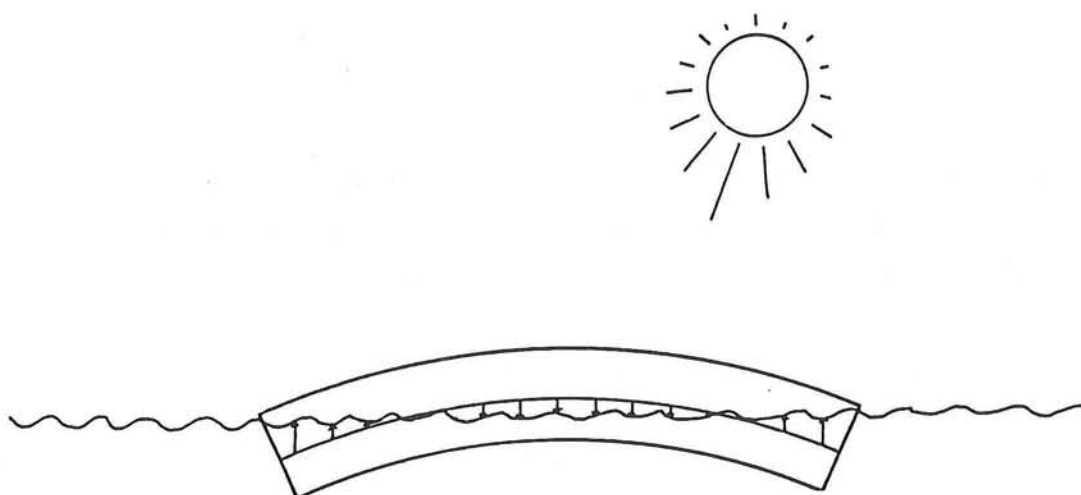
$$\alpha = \text{lineaire uitzettingscoëfficiënt van beton} = 12 * 10^{-6}$$

Het temperatuurverschil over de constructie wordt gesplitst in een macrodeel (temperatuurverschil tussen de zwaartepunten van het dek en de bodem) en een microdeel (temperatuurverschil tussen de boven- en onderkant van het dek respectievelijk de bodem).

#### ■ temperaturen

Door temperatuurverschillen tussen boven- en onderzijde van de constructie kunnen grote buigende momenten optreden. De vervormingen op macroschaal worden immers voor een groot deel verhinderd door de reactie van het water. Op microschaal worden deze verhinderd door de inklemming van de plaalementen aan de randen.





figuur 2-16 temperatuurbelasting

In de lengterichting van het vliegveld kan op macro-schaal zelfs gesproken worden van volledig verhinderde vervormingen. Al deze opmerkingen gelden indien de voegverbindingen tussen de elementen stijf zijn en geen grote scheurvorming is opgetreden.

Voor een warmteberekening zijn de klimatologische omstandigheden van belang. New-York ligt ter hoogte van Madrid op  $40^{\circ}$  noorderbreedte, maar er komen wel degelijk zeer strenge winters voor. Dit komt door de ligging aan de oostzijde van het Noord-Amerikaanse continent. Op het noordelijk halfrond heerst ter hoogte van de gematigde luchtstreken in het algemeen een westenwind. Door deze afluende wind blijft de matigende invloed van de oceaan beperkt. Het klimaat in New-York heeft derhalve veel weg van een landklimaat met strenge winters en warme zomers. De gemiddelde temperatuur in de koudste maand bedraagt  $-1,0^{\circ}\text{C}$  en in de warmste maand  $23,1^{\circ}\text{C}$ .

De zonneshijn heeft ook een grote invloed op het warmtegedrag van de constructie. Door de zonneshijn kan de temperatuur aan het oppervlak van de constructie zeer hoog oplopen. Veel hoger dan de luchttemperatuur. Om dit in rekening te brengen is voor de stationaire berekening de zogenaamde sonnenluchttemperatuur gedefinieerd. Dit is een fictieve luchttemperatuur die een even grote warmtestroom teweegbrengt als optreedt bij zonbestraling. Deze sonnenluchttemperatuur is als volgt te berekenen:

$$T_s = T_a + Aq_{\text{zon}}/\alpha_a$$

$T_s$  = sonnenlufttemperatuur [ $^{\circ}\text{C}$ ]

$T_a$  = luchttemperatuur [ $^{\circ}\text{C}$ ]

$A$  = absorptiecoëfficiënt voor zonbestraling

$q_{\text{zon}}$  = de hoeveelheid opvallende zonne-energie per  $\text{m}^2$  [ $\text{W}/\text{m}^2$ ]

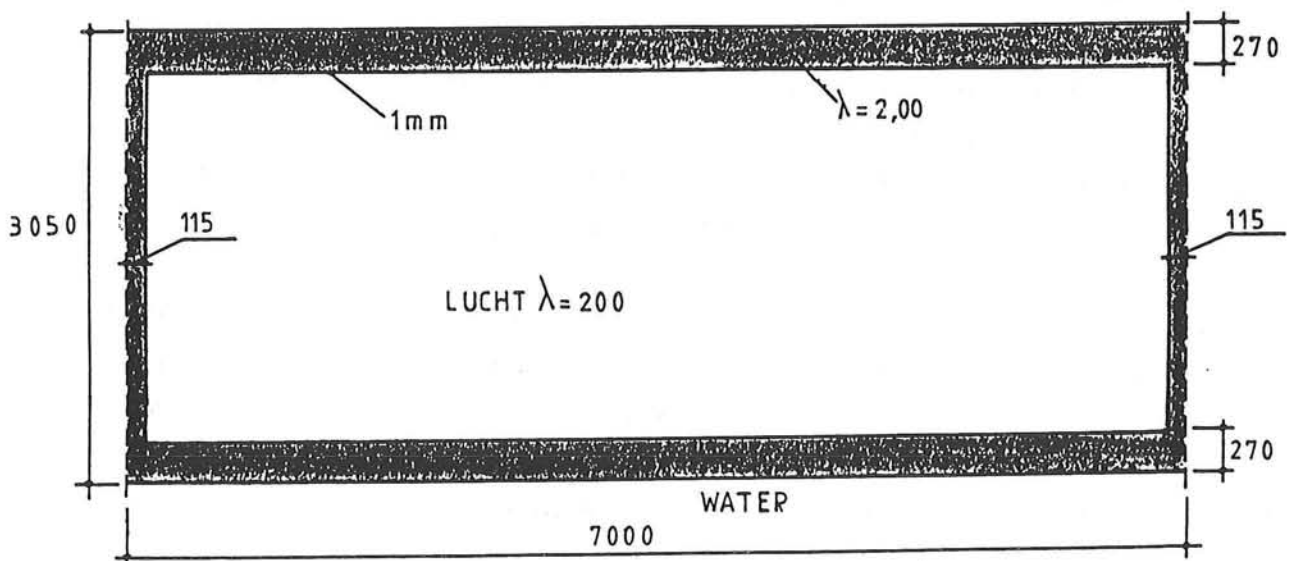
$\alpha_a$  = warmte-overgangscoefficiënt buiten [ $\text{W}/\text{m}^2\text{K}$ ]

Als maatgevend geval wordt de situatie 's zomers beschouwd omdat dan de zonbestraling het sterkst is en de luchttemperatuur het hoogst, terwijl de watertemperatuur niet veel varieert over het jaar. Als luchttemperatuur wordt  $30^{\circ}\text{C}$  aangehouden en als watertemperatuur  $10^{\circ}\text{C}$ . 's Zomers kan de zonbestraling oplopen tot  $800 \text{ W}/\text{m}^2$ . Uit ervaring is gebleken dat  $A \approx 0,8$  en  $\alpha \approx 25 \text{ W}/\text{m}^2\text{K}$ .

Deze waarden leiden tot een sonnenlufttemperatuur van:

$$T_s = 30 + 0,8 \cdot 800 / 25 = 55,6^{\circ}\text{C}$$

Om inzicht te verkrijgen in het warmtetechnisch gedrag van de constructie is eerst een stationaire warmteberekening uitgevoerd. Deze is uitgevoerd met het computerprogramma KOBRU. De constructie is als volgt geschematiseerd:

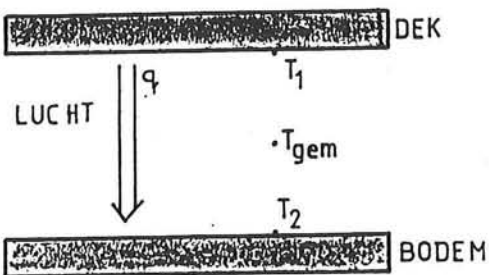


figuur 2-16 schematisatie constructie

Normaal gesproken is in een holle ruimte door de convectie de temperatuur overal gelijk en vindt aan de randen een temperatuursprong plaats. Dit is in het model gebracht door deze ruimte een zeer grote geleidingscoëfficiënt te geven. Door deze grote warmtegeleiding is er geen temperatuurgradiënt over de holle ruimte. Een temperatuurgradiënt is immers omgekeerd evenredig afhankelijk van de geleidingscoëfficiënt. De weerstand van de holle ruimte als geheel wordt in rekening gebracht door een dun overgangslaagje aan te brengen op de rand van deze ruimte.

De weerstand van dit laagje wordt als volgt bepaald:

Door de holle ruimte wordt warmte overgedragen door convectie en door straling van het ene oppervlak op het andere. De warmtebalans ziet er als volgt uit:



figuur 2-18 warmtebalans

De netto warmtestroom naar  $T_2$  bedraagt:

$$\begin{aligned}
 q &= \alpha_c(T - T_2) + \alpha_s(T_1 - T_2) \\
 &= \alpha_c((T_1 + T_2)/2 - T_2) + \alpha_s(T_1 - T_2) \\
 &= \frac{1}{2} * \alpha_s(T_1 - T_2) + \alpha_s(T_1 - T_2) \\
 &= (\frac{1}{2}\alpha_c + \alpha_s)(T_1 - T_2)
 \end{aligned}$$

$\alpha_c$  = warmte-overgangscoefficient door convectie  $\approx 2,5 \text{ W/m}^2\text{K}$

$\alpha_s$  = idem door straling  $\approx 5 \text{ W/m}^2\text{K}$

$$\Rightarrow q = (\frac{1}{2} * 2.5 + 5)(T_1 - T_2) = 6.25(T_1 - T_2)$$

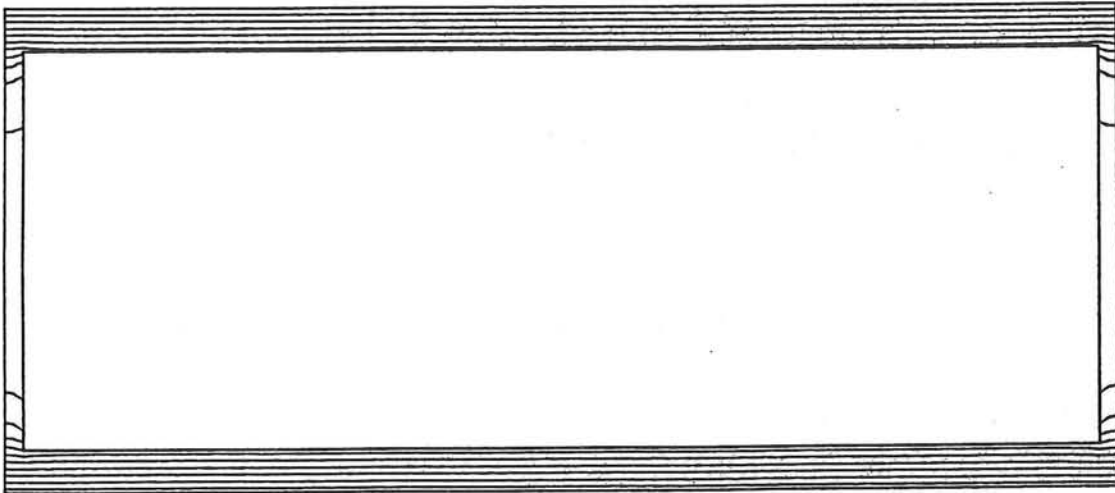
Er geldt ook  $q = \Delta T/r$

=> warmteweerstand  $r = 1/6,25 = 0,16 \text{ m}^2\text{K/W}$  over de hele ruimte

Rondom de holle ruimte is een laagje met een weerstand aangebracht zodanig dat deze ruimte als geheel de juiste warmteweerstand heeft en toch overal dezelfde temperatuur heerst. Als dikte voor dit laagje is 1 mm genomen. De weerstand per laagje is  $0,16/2 = 0,08 \text{ m}^2\text{K/W}$ . Hieruit volgt voor de warmtegeleidingscoëfficiënt  $\lambda = d/r = 0,001/0,08 = 0,0125 \text{ W/m}^2\text{K}$ . Met  $d$  als dikte van het laagje.

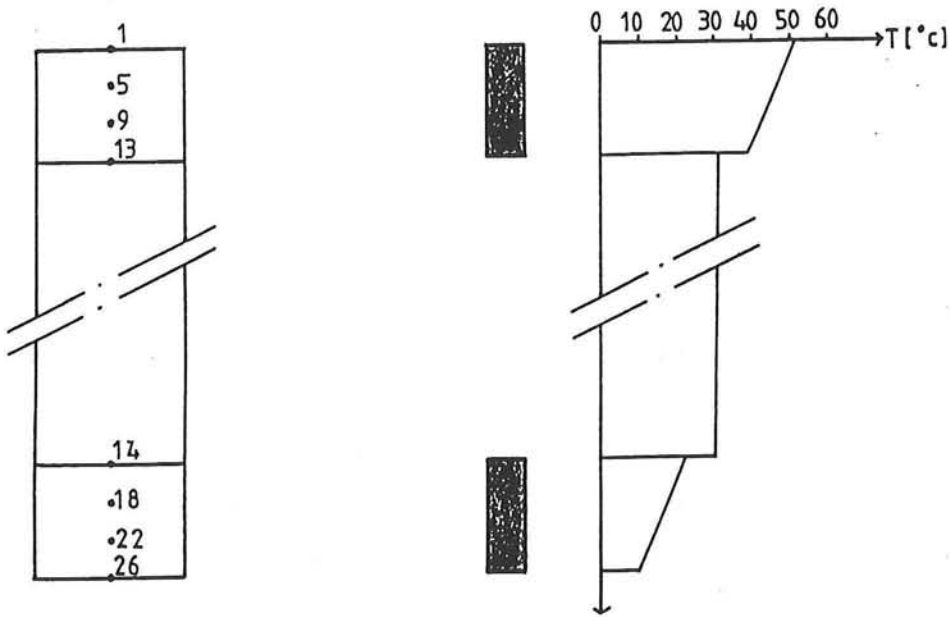
Aan de onderzijde van de constructie is de temperatuur opgelegd, nl  $10^0\text{C}$ , hetgeen gelijk is aan de watertemperatuur. De warmteweerstand tussen beton en water is namelijk zeer klein.

De bovengenoemde grootheden zijn ingevoerd in het eindige elementen programma KOBRU. De berekening levert het volgende isothermen verloop.



figuur 2-19 isothermenverloop

Eén isotherm geeft een interval van  $2^0\text{C}$  aan. Zoals uit de figuur blijkt is de temperatuur in de holle ruimte overal gelijk en treedt op de randen een temperatuursprong op. Dit is te zien aan de samenvallende isothermen. De invloed van de wanden blijkt gering te zijn. De isothermen lopen vrijwel evenwijdig. Het temperatuurverloop over een doorsnede in het veld is te zien in figuur 2-20.



figuur 2-20 temperatuurverloop

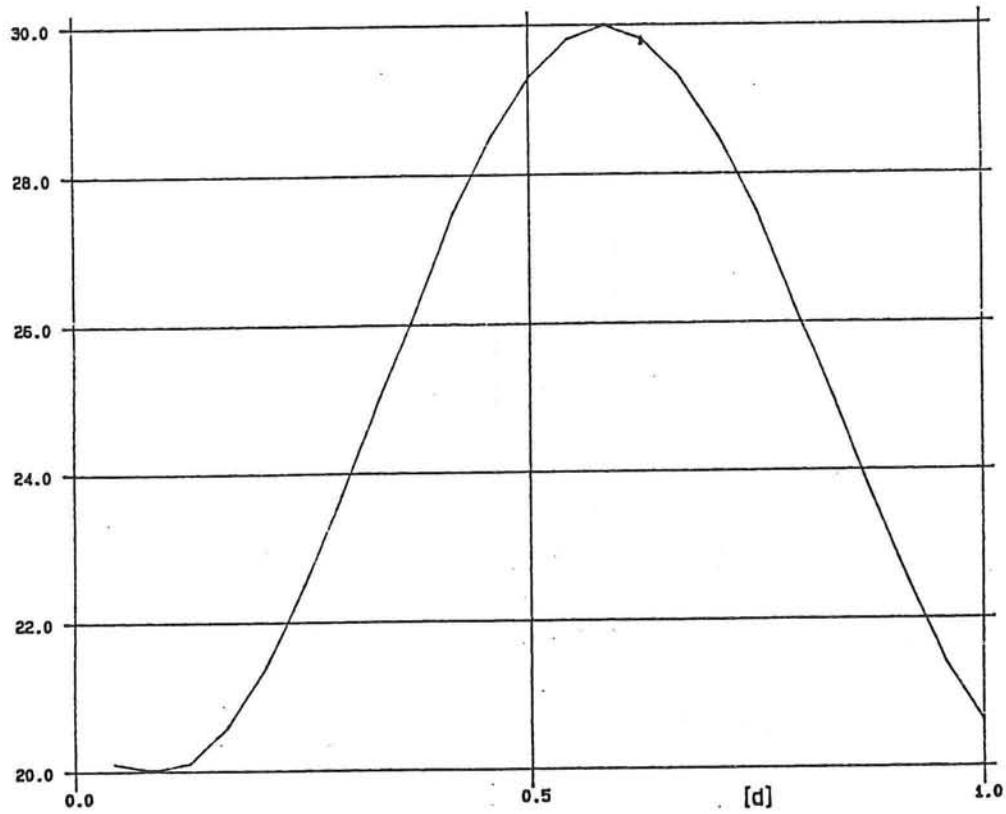
Het verschil tussen de gemiddelde temperatuur in het dek en in de bodem bedraagt  $28,6^{\circ}\text{C}$ . Deze waarde is mede bepalend voor de doorgaande scheurvorming.

Uit bovenstaande blijkt dat de wanden warmte-technisch gezien verwaarloosd kunnen worden. Ook blijkt er een zeer grote temperatuurgradiënt op te treden.

Het is niet nodig om ter berekening van de temperatuurspanningen met deze volledige waarden te rekenen. De maximale zonbestraling van  $800 \text{ W/m}^2$  treedt niet permanent op en door de warmtecapaciteit van de constructie zullen de temperatuurvariatië uitdempen. In het niet-stationaire geval is het overigens wel mogelijk dat er lokaal juist grotere temperatuurgradiënten optreden. Onder verwaarlozing van de wanden is een niet-stationaire één-dimensionale warmteberekening uitgevoerd. De constructie is daarin geschematiseerd tot twee evenwijdige lagen beton, met een laag lucht ertussen. De volgende klimaatfactoren zijn toegepast.

WEGTEM -bestand  
GROUP 1

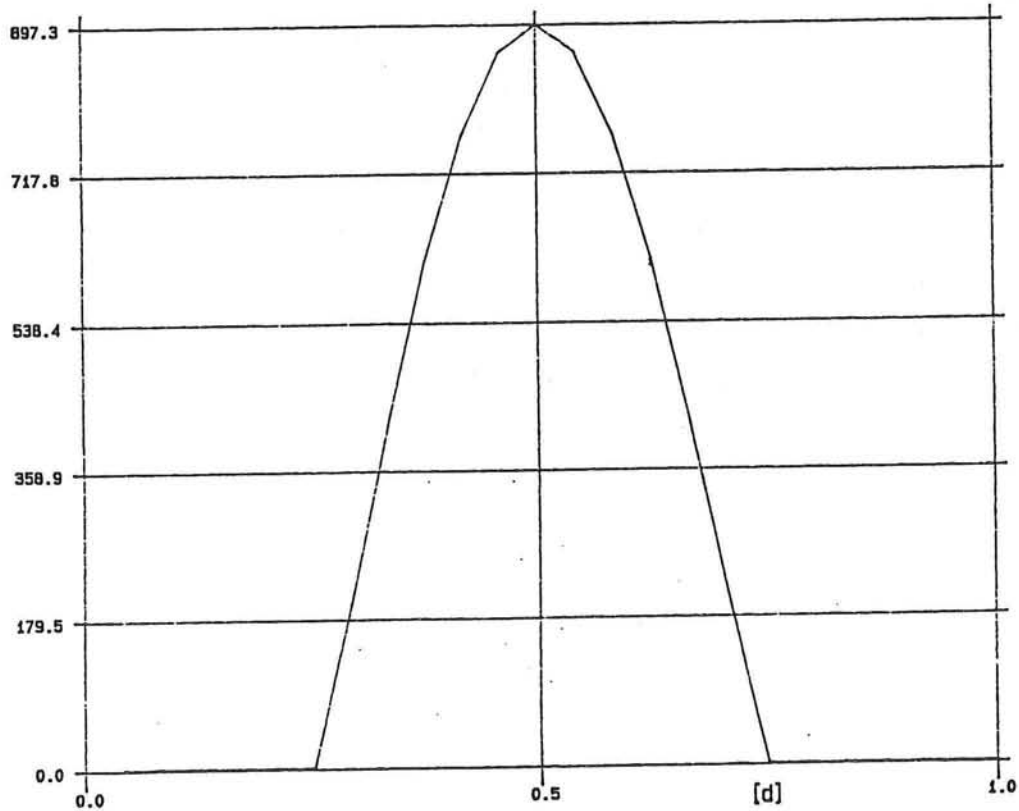
1 Tlucht



figuur 2-21 verloop luchttemperatuur

WEGTEM -bestand  
GROUP 4

1 Qglob



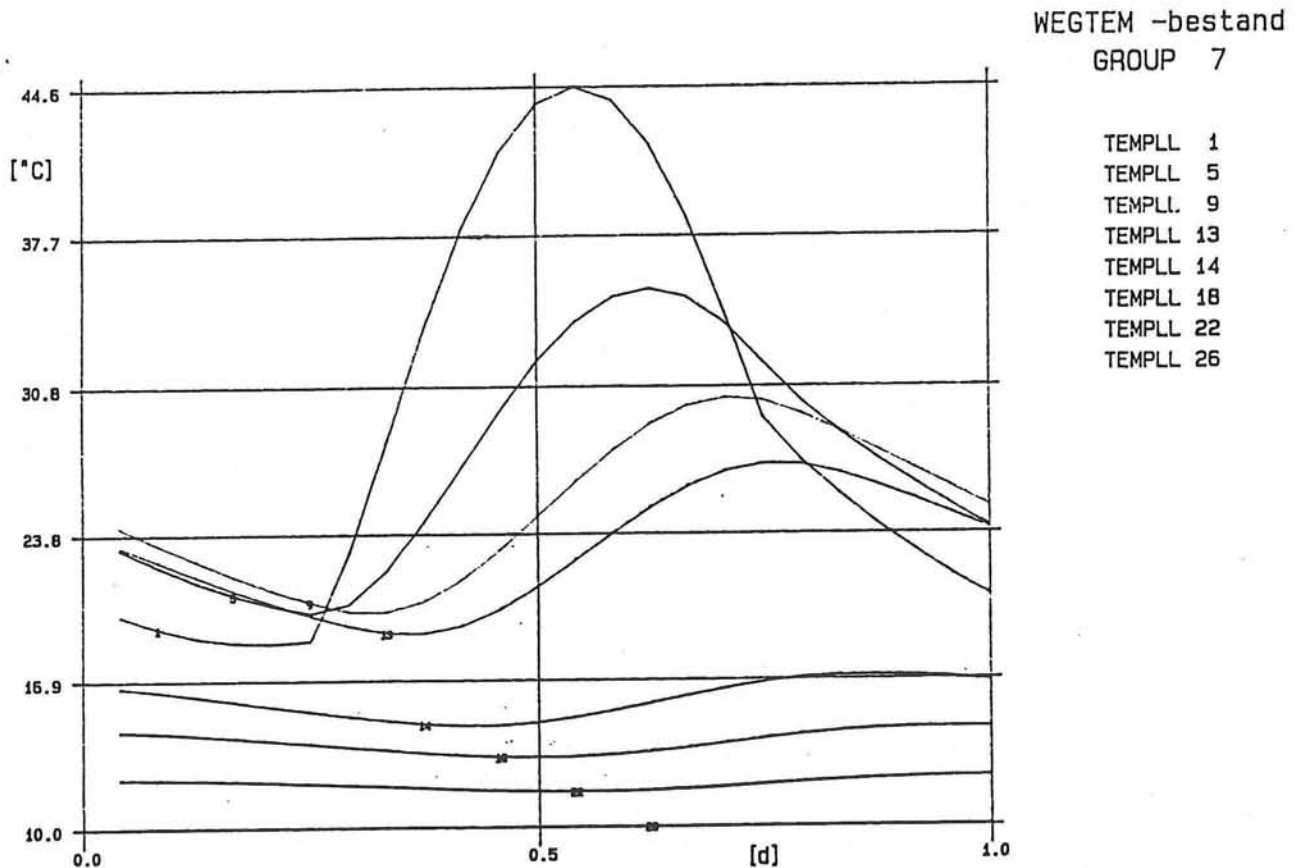
figuur 2-22 intensiteit zonbestraling

$$T_{\text{water}} = 10^{\circ}\text{C}$$

relatieve luchtvochtigheid = 50%

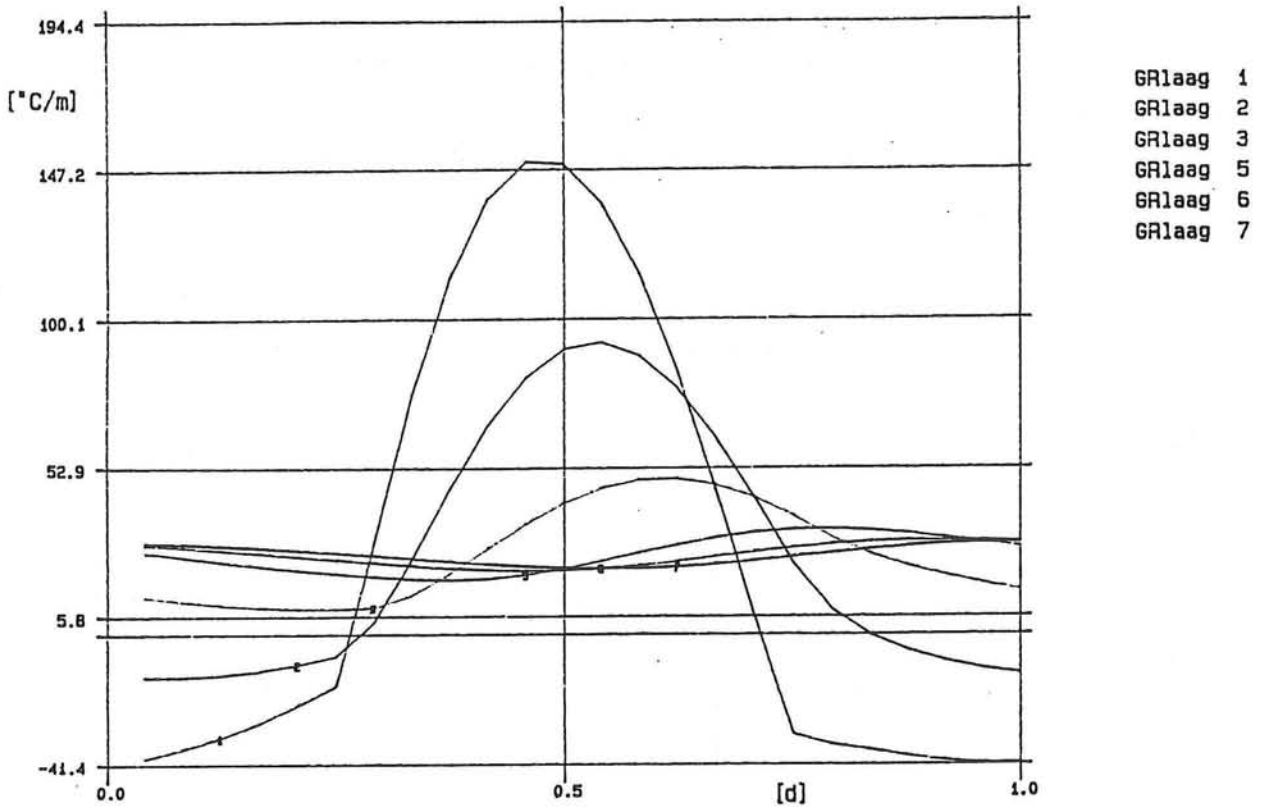
De zonintensiteit is groter dan  $800 \text{ W/m}^2$  genomen om de reflectie te compenseren. De berekening is uitgevoerd met het programma WEGTEM.

De temperaturen in de constructie zijn uitgezet tegen de tijd in figuur 2-23.



figuur 2-23 temperatuurverloop in de tijd (één etmaal)

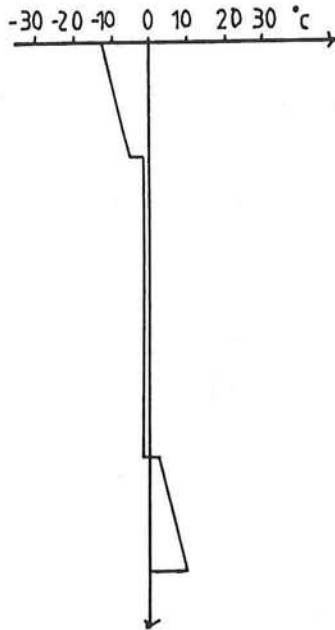
Uit bovenstaande figuur is een maximaal verschil tussen de gemiddelde temperatuur in het dek en in de bodem te bepalen. Dit verschil is bepalend voor het optreden van doorgaande scheuren in de bodem. Het maximale verschil treedt op als  $t = 3$  uur 's middags en is  $20^{\circ}\text{C}$  groot. Ten opzichte van de stationaire situatie is het verschil met  $8^{\circ}\text{C}$  gereduceerd. In de figuur is tevens te zien dat de fluctuaties in het dek veel groter zijn dan die in de bodem. De lokale gradiënten kunnen in het dek dus veel groter worden. De gradiënten zijn uitgezet in de onderstaande figuur.



figuur 2-24 temperatuurgradiënten

's Winters kan de temperatuurgradiënt omgedraaid worden. Het water kan dan relatief warm zijn, terwijl de luchttemperatuur hoog is. Indien er geen bewolking is kan door nachtelijke uitstraling de temperatuur van het dek zelfs dalen tot onder de luchttemperatuur. Als watertemperatuur wordt  $10^{\circ}\text{C}$  aangehouden en als luchttemperatuur  $-15^{\circ}\text{C}$ . Deze luchttemperatuur is voor New-York niet al te laag, echter door de aanwezige watermassa daalt de luchttemperatuur niet tot al te extreme waarden. Voor de wintersituatie is het toegestaan een stationaire berekening uit te voeren omdat de gegeven situatie gedurende langere tijd kan voorkomen. Het temperatuurverloop ziet er globaal als volgt uit.





figuur 2-25 temperatuurverloop 's winters

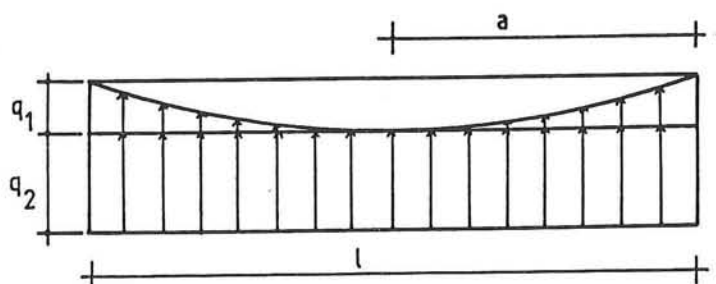
samenvattend:

	zomer	winter
totaal	$\Delta T_{\text{macro}} = 20^{\circ}\text{C}$	$\Delta T_{\text{macro}} = 16^{\circ}\text{C}$
dek	$\Delta T_{\text{micro}} = 20^{\circ}\text{C}$	$\Delta T_{\text{micro}} = 7^{\circ}\text{C}$
bodem	$\Delta T_{\text{micro}} = 7^{\circ}\text{C}$	$\Delta T_{\text{micro}} = 7^{\circ}\text{C}$

Voor  $\Delta T_{\text{macro}}$  moet gelezen worden het verschil tussen de gemiddelde temperatuur in het dek en in de bodem. Zo kan het voorkomen dat het temperatuurverschil over het dek gelijk is aan  $\Delta T_{\text{macro}}$ .

berekening temperatuur-macromoment bij gedeeltelijk verhinderde vervorming

De temperatuur-macromomenten zijn in principe te berekenen met de theorie van de elastisch ondersteunde ligger. Dit is een nogal omslachtig karwei omdat het een ligger met een eindige lengte betreft. Door als vervormingsverloop van de constructie een parabool aan te nemen, wordt een benadering toegepast die niet veel afwijkt van het werkelijke verloop. Van de vervormde constructie wordt dan het evenwicht beschouwd, waarmee vervolgens de momenten kunnen berekend. In de zomersituatie ziet de hydrostatische waterdruk tengevolge van de temperatuurvervormingen er als volgt uit:



figuur 2-26 hydrostatische waterdruk

Om het moment in het midden van de constructie te berekenen worden de vervormingen door temperatuurgradiënt, eigengewicht en door gelijkmatig verdeelde en parabolisch verlopende waterdruk, gesommeerd.

Voor vertikaal evenwicht geldt:

$$1/3 * q_1 * l + q_2 * l = g * l$$

Het linkerlid staat voor de waterdruk, het rechter voor het gewicht van de constructie.

$$\Rightarrow q_2 = g - 1/3 * q_1$$

De opbuiging tengevolge van de waterdruk volgt uit:

$$f_q = \frac{q_2 * a^4}{8 * EI} + \frac{13 * q_1 * a^4}{180 * EI} \quad (\text{zie bijlage V})$$

$$\begin{aligned}
 &= \frac{g * a^4}{8 * EI} - \frac{q_1 * a^4}{3 * 8 * EI} + \frac{13 * q_1 * a^4}{180 * EI} \\
 &= \frac{g * a^4}{8 * EI} - \frac{11}{360} * \frac{q_1 * a^4}{EI}
 \end{aligned}$$

Het eigen gewicht geeft een neerwaartse verplaatsing aan het uiteinde van:

$$f_{eq} = - \frac{g * a^4}{8 * EI}$$

De temperatuurgradiënt geeft een verplaatsing van:

$$f_T = \frac{1}{2} * K * a^2 = - \frac{\alpha * \Delta T * a^2}{2 * h}$$

$$\begin{aligned}
 f_{\text{totaal}} &= - \frac{\alpha * \Delta T * a^2}{2 * h} - \frac{g * a^4}{8 * EI} + \frac{g * a^4}{8 * EI} - \frac{11}{360} * \frac{q_1 * a^4}{EI} \\
 &= - \frac{\alpha * \Delta T * a^2}{2 * h} - \frac{11}{360} * \frac{q_1 * a^4}{EI}
 \end{aligned}$$

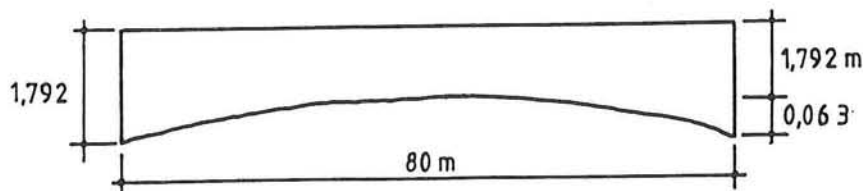
Dit moet gelijk zijn aan het verschil in zakking tussen het midden en de uiteinden. Het verschil in zakking is dus  $q_1/k$ , met  $k$  als de 'veerconstante'. Hieruit volgt:

$$- \frac{\alpha * \Delta T * a^2}{2 * h} - \frac{11}{360} * \frac{q_1 * a^4}{EI} = \frac{q_1}{k}$$

$$\Rightarrow q_1 = \frac{\alpha * \Delta T * a^2}{2 * h} / \left( \frac{11}{360} * \frac{a^4}{EI} + \frac{1}{k} \right)$$

getallenvoorbeeld:

$$\left. \begin{array}{l}
 \alpha = 12 \cdot 10^{-6} \\
 \Delta T = -20^{\circ}\text{C} \\
 h = 3 \text{ m} \\
 a = 40 \text{ m (88.25m)} \\
 E = 3,6 \cdot 10^{10} \text{ N/m}^2 \\
 I = 1,4 \text{ m}^4 \\
 k = 10^4 \text{ N/m}^3
 \end{array} \right\} \Rightarrow \begin{array}{l}
 q_1 = 630 \text{ N/m}^2 \text{ (2278 N/m}^2\text{)} \\
 q_2 = 17500 - 1/3 * 630 = 17290 \text{ N/m}^2 \\
 \text{(16741 N/m}^2\text{)}
 \end{array}$$



figuur 2-27 zakkingsverloop

Nu het zakkingsverloop van de constructie bekend is kan hieruit het moment worden berekend.

$$M_{\text{totaal}} = M_{\text{eg}} + M_{\text{waterdruk}} \quad (\text{rekening houdend met het teken})$$

$$= -\frac{1}{2} * g * a^2 + \frac{1}{2} * q_2 * a^2 + \frac{1}{4} * q_1 * a^2$$

$$= -\frac{1}{2} * g * a^2 + \frac{1}{2} * (g - 1/3 * q_1) * a^2 + \frac{1}{4} * q_1 * a^2$$

$$= 1/12 * q_1 * a^2$$

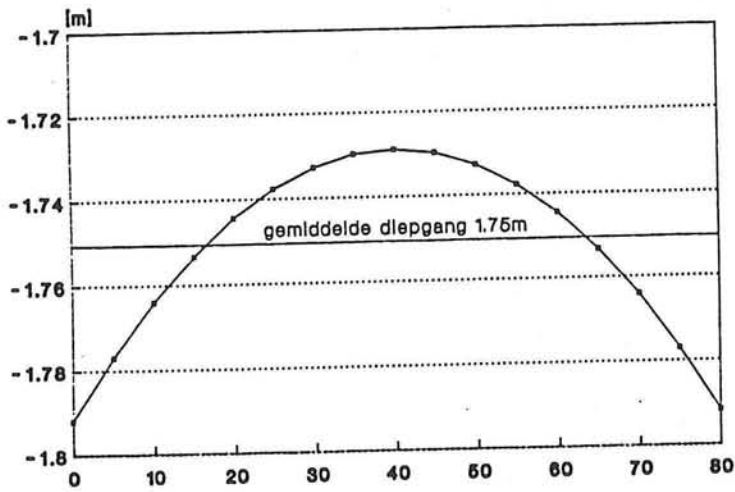
$$\text{In dit geval } M_{\text{totaal}} = \frac{630}{12} * 40^2 = 84 \text{ kNm/m (1478 kNm/m)}$$

In de optimalisatie wordt gerekend met een temperatuur moment dat op de gehele constructie werkt. Voor dit moment is  $2/3 * M_{T, \text{max}}$  genomen. Achteraf blijkt dat door het relatief kleine temperatuurmoment in dwarsrichting nauwelijks verschil bestaat tussen een "gemiddelde toestand" met  $2/3 * M_T$  en de maximaal belaste toestand met  $M_T$ .

Om te controleren of de aanname van een parabolisch waterdrukverloop juist is, is een numerieke berekening uitgevoerd met het eindige elementenprogramma KOLA. Dit programma is geschikt voor de analyse van elastisch ondersteunde platen. Voor de bewerking van de invoer en de numerieke uitvoer wordt verwezen naar de bijlagen.

De elastische lijn ziet er als volgt uit:

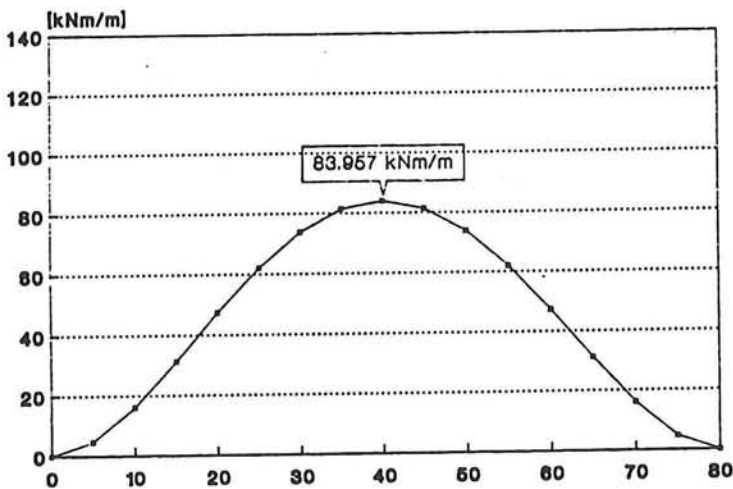
## zakking



figuur 2-28

Het momentenverloop is als volgt:

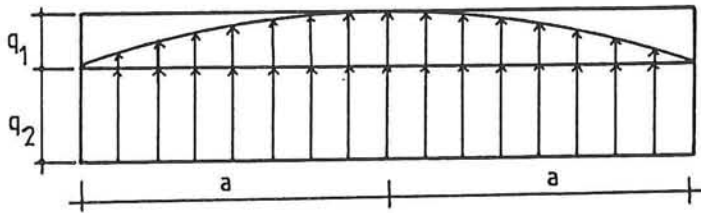
## moment



figuur 2-29

Zowel het maximale moment als de zakkingslijn zijn vrijwel exact gelijk aan die van de handberekening. Het is derhalve toegestaan een parabolisch waterdrukverloop aan te nemen, hetgeen gelijkwaardig is aan een parabolische elastische lijn.

In de wintersituatie gaat een soortgelijk verhaal op. Voor het waterdrukverloop kan weer een parabool aangehouden worden, echter nu omgekeerd ten opzichte van de zomersituatie.



figuur 2-30 hydrostatische waterdruk

Voor vertikaal evenwicht geldt nu  $\frac{2}{3} * q_1 + q_2 = g$ .

Op dezelfde wijze als bovenstaand volgt hieruit:

$$f_{\text{totaal}} = \frac{\alpha * \Delta T * a^2}{2 * h} - \frac{11}{360} \frac{q_1 * a^4}{EI} = \frac{q_1}{k}$$

Bij positieve  $\Delta T$  is dit gelijk aan het resultaat van de berekening van de zomersituatie. Het maximale moment komt dan op:  $15.7/20 * 84000 = 66 \text{ kN}$  (1161 kNm/m).

Temperatuurbelasting samengevat:

De temperatuurverschillen over de constructie zijn:

zomersituatie:

verschil in gemiddelde temperatuur tussen het dek en de bodem:  $20^\circ$ ,

verschil tussen de boven- en de onderkant van het dek:  $20^\circ$ ,

verschil tussen de boven- en de onderkant van de bodem:  $7^\circ$

Totaal temperatuurverschil tussen de bovenkant van het dek en de onderkant van de bodem is  $33,5^\circ$ .

wintersituatie:

verschil in gemiddelde temperatuur tussen het dek en de bodem:  $16^\circ$ ,

verschil tussen de boven- en de onderkant van het dek:  $7^\circ$ ,

verschil tussen de boven- en de onderkant van de bodem:  $7^\circ$

Totaal temperatuurverschil tussen de bovenkant van het dek en de onderkant van de bodem is  $23^\circ$ .

Het verschil in gemiddelde temperatuur van dek en bodem veroorzaakt een macromoment. Het verschil tussen de boven- en onderkant van het dek of de bodem veroorzaakt een micromoment.

In dwarsrichting van de baan is het macrotemperatuurmoment

kleiner doordat hier geen sprake is van verhinderde vervorming.  
De grootte van deze momenten is:

	zomer	winter
80 meter breed	0,168E6/hc	0,132E6/hc
180 meter breed	1,971E6/hc	1,547E6/hc

[Nm]

Resumerend een overzicht van de momenten:

Macromomenten:

$$M_g = 255 * 2,25 * 50^2$$

$$M_v = 39343 * (\ln(9,322 * I) + 1,177)$$

$$M_T = \frac{EI}{0,96} * 1,2 * \frac{\Delta T}{h_c} * 12 * 10^{-2}$$

Micromomenten (excl. temperatuur):

Bovendek	
gelijkmatig verdeelde belasting	
Mveld	$0,0442 * 4E3 * a^2 + 0,0213 * 24,53E3 * Hd * a^2$
Minkl	$-0,0513 * (4E3 + 24,53E3 * Hd) a^2$
puntlast	
Mveld	$\left( \frac{-0,0296 + 0,13a}{0,89 + 0,39a} + \frac{-0,057 + 0,22a}{0,89 + 0,66a} \right) * \frac{103E3 * 2 * 1,5}{2}$
Minkl	$\frac{0,0979 - 0,355a}{0,89 + 1,065a} * 103E3 * 1,5 * \left( 2 - \left( \frac{0,711}{a - 0,16} \right)^2 \right)$
Bodem	
gelijkmatig verdeelde belasting	
Minkl	$-0,0513 (Hc * 9810 - 24530 * Hd) a^2$
Mveld	$0,0213 (Hc * 9810 - 24530 * Hd) a^2$

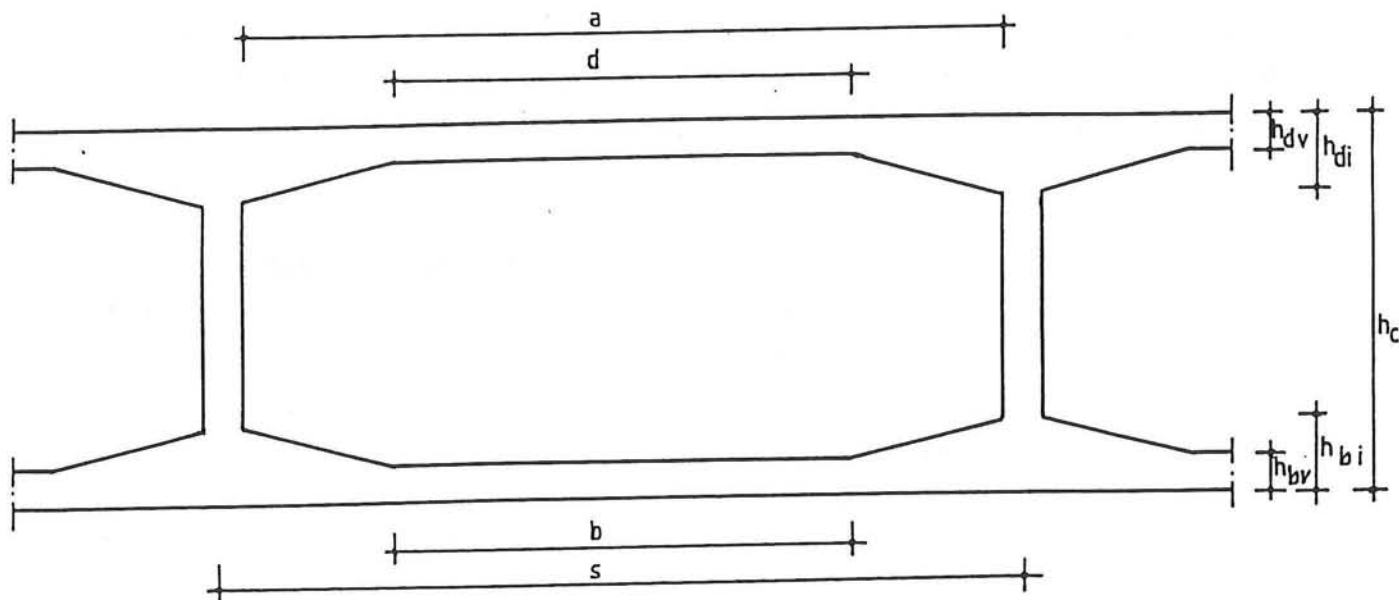
Microtemperatuurmoment:

$$M_T = \frac{EI}{0,96} * 1,2 * \frac{\Delta T}{h_c} * 12 * 10^{-2}$$



### 2.3.5. Maatgevende belastingsituatie

Voor het berekenen van een bepaalde doorsnede in de constructie moet voor die doorsnede de maatgevende belastingcombinatie vastgesteld worden. Dit is de combinatie van macro- en micromomenten welke de hoogste spanning veroorzaakt.



figuur 2-31 algemene doorsnede cel

Zes verschillende doorsneden zijn in het dek en de bodem aan te geven, echter voor de punten 2 en 3 respectievelijk 5 en 6 zijn de maatgevende situaties gelijk.

Het macrogedrag van de constructie

In de zomer is het dek warmer dan de bodem. Het dek wil dus uitgaan zetten ten opzichte van de bodem waardoor de constructie bol zou gaan staan. Het eigen gewicht en de hydrostatische druk zullen deze vervorming in de lengte richting van de baan nagenoeg geheel verhinderen. Hierdoor ontstaat een moment. De bodem wordt getrokken en het dek wordt gedrukt. In de winter is deze situatie omgekeerd. Door het minder grote temperatuurverschil zullen nu de spanningen kleiner zijn.

Wat betreft de overige belasting kan opgemerkt worden dat de macrospanning bepaald wordt door het golfmoment. Deze zal door zijn wisselende richting in de maatgevende situatie in zowel de bodem als het dek trek geven.

Voor de microspanningen geldt dat er gesproken kan worden van verhinderde vervorming zolang de doorsnede ongescheurd is. De temperatuur geeft ook op dit niveau afhankelijk van de situatie trek of druk aan beide zijden van het dek en de bodem.

In de volgende figuren zijn met + en - de trek en drukspanning t.g.v. de micromomenten aangegeven. De pijlen geven de richting van de macro- normaalspanning aan t.g.v. de temperatuur en t.g.v. de overige belasting.

#### Bodem

zomer: Het dek wil bollen t.g.v. het temperatuurverschil wat wordt verhinderd door een tegenwerkend moment. In de zomer treedt dus in het veld een micro-temperatuur-trekspanning op aan de onderzijde van de bodem.

$$\begin{array}{ccc} \text{temperatuur} & & \text{belasting} \\ < \frac{-}{+} \frac{-}{+} \frac{-}{+} > & & < \frac{-}{+} \frac{+}{-} \frac{-}{+} > \end{array}$$

winter: De macrotemperatuurbelasting veroorzaakt nu druk. Deze druk is niet permanent aanwezig en kan dus niet in rekening worden gebracht.

$$\begin{array}{ccc} \text{temperatuur} & & \text{belasting} \\ > \frac{+}{-} \frac{+}{-} \frac{+}{-} < & & < \frac{-}{+} \frac{+}{-} \frac{-}{+} > \end{array}$$

#### Dek

zomer: De microtemperatuurbelasting en de overige belasting is gelijk aan die van de bodem. De macro-temperatuurbelasting is tegengesteld gericht.

$$\begin{array}{ccc} \text{temperatuur} & & \text{belasting} \\ > \frac{-}{+} \frac{-}{+} \frac{-}{+} < & & < \frac{+}{-} \frac{-}{+} \frac{+}{-} > \end{array}$$

winter: De situatie is nu als volgt:

$$\begin{array}{ccc} \text{temperatuur} & & \text{belasting} \\ < \frac{+}{-} \frac{+}{-} \frac{+}{-} > & & < \frac{+}{-} \frac{-}{+} \frac{+}{-} > \end{array}$$

Het blijkt dat voor punten in de doorsnede het macro- en micro-temperatuurmoment een tegengesteld effect hebben.

In punt 1a bijvoorbeeld veroorzaakt de macro-

temperatuurbelasting trek, terwijl het punt t.g.v. het micromoment wordt gedrukt. Nu wordt bekeken in welke situatie de grootste temperatuurspanningen ontstaan.

In onderstaande tekst wordt met zomer en winter trek, respectievelijk druk de situatie bedoeld waarbij t.g.v. de macrotemperatuurbelasting trek respectievelijk druk ontstaat. De overige macrospanningen worden op deze temperatuurspanning gesuperponeerd waarna de totale macrospanning wordt aangeduid met zomerdruk; in de zomer wordt het dek door de temperatuurbelasting gedrukt. De golfspanning kan ook trek in deze doorsnede veroorzaken. Verder werkt in deze doorsnede de voorspanning.

De resulterende macrospanningen zijn:

zomertrek treedt op in de bodem =  $\sigma_g + \sigma_v + \sigma_T - |\sigma_{\text{voorsp}}|$

zomerdruk treedt op in het dek =  $\sigma_g - |\sigma_{\text{voorsp}}|$

wintertrek treedt op in het dek =  $\sigma_g + \sigma_T - |\sigma_{\text{voorsp}}|$

winterdruk treedt op in de bodem =  $\sigma_g + \sigma_v - |\sigma_{\text{voorsp}}|$

Optreden maximale totale trekspanningen:

(in lengterichting van de baan)

- 1 a zomertrekspanning + micro-trekspanning t.g.v.  
hydrostatische druk - e.g.
- b zomertrekspanning + micro-trek t.g.v. temperatuur  
en trek t.g.v. eigen gewicht
- 2,3 a zomertrek + eigengewicht
- b zomertekspanning + micro-trek t.g.v. temperatuur en  
hydrostatische druk - eigengewicht
- 4 a wintertrekspanning + micro-trek t.g.v.  
temperatuur - micro-druk t.g.v. het eigen gewicht
- b zomerdrukspanning + micro-trek t.g.v. eigen gewicht,  
gelijkmatig verdeelde belasting, vliegtuig- en  
temperatuur-belasting
- 5,6 a wintertrekspanning + micro-trek t.g.v. eigen  
gewicht, gelijkmatig verdeelde-, vliegtuig- en  
temperatuurbelasting.
- b wintertrek - microdruk t.g.v. eigen gewicht - microtrek  
t.g.v. temperatuur-belasting.

Bovenstaande maatgevende spanningscombinaties gelden niet allemaal in de breedte van de baan. Het macrotemperatuur-moment veroorzaakt kleinere spanningen dan het microtemperatuurmoment. De situatie waarin het microtemperatuurmoment maximaal is, is maatgevend,

Veranderd zijn nu de punten 1a, 2a en 3a waarin de winterdruk situatie maatgevend is omdat in deze situatie de microtemperatuurmomenten maximaal zijn.

## 2.4. Uitwerking

### 2.4.1. Ontwerpeisen

Aan de constructie wordt een aantal eisen gesteld m.b.t. de sterkte en de duurzaamheid. Verder kunnen nog eisen gesteld worden aan de stabiliteit en de bruikbaarheid van de constructie, maar deze hebben in dit geval meer betrekking op de vorm van de constructie als op de constructieve uitwerking hiervan.

De constructie kan op verschillende manieren bezwijken. Enkele voorbeelden:

Een dekplaat kan bezwijken onder de vliegtuigbelasting. Door de golfbelasting kan de constructie in twee delen breken. Door de hydrostatische druk kunnen de bodemplaten scheuren met als gevolg het vollopen van de constructie met eventueel zinken als gevolg.

Alle genoemde bezwijkmechanismen hebben andere gevolgen m.b.t. de schade aan de constructie, economische verliezen, vervuiling van de omgeving en eventueel het verlies aan mensenlevens.

Uit deze bezwijkmechanismen zijn eisen af te leiden voor de sterkte en duurzaamheid. Voor de verschillende mechanismen zouden afhankelijk van de gevolgen en de kans van optreden, veiligheidsfactoren gehanteerd moeten worden. In de berekeningen wordt eenvoudigheidshalve een veiligheidsfactor 1,7 gehanteerd. Dit is een gecombineerde factor voor zowel de belasting als de materiaalsterkte.

M.b.t. de waterindringing kunnen de volgende eisen gesteld

worden:

Onder de gebruiksbelasting mag geen resulterende trek in de bodem ontstaan. Dit legt een ondergrens op voor de voorspanning.

De constructie wordt niet geheel voorgespannen. Een argument voor een volledig voorgespannen constructie kan zijn het besparen van eigen gewicht. Dat heeft hier geen betekenis.

Wanneer door bijvoorbeeld overbelasting toch scheuren in de bodem ontstaan gelden de volgende richtlijnen:

De scheurwijdte in de bodem t.g.v. van de trekspanningen van het macromoment in het bezwijkstadium moeten kleiner zijn dan 0,1 mm. Het gaat hier om doorgaande scheuren welke bij deze scheurwijdte nog geen water doorlaten.

T.g.v. de micromomenten ontstaan buigtrekspanningen in de bodem. Door de buiging ontstaat nu ook een drukzone. De scheurwijdte veroorzaakt door het micromoment in het bezwijkstadium mag nu oplopen tot 0,2 mm mits een redelijke drukzone aanwezig blijft. De drukzonehoogte in gebruiksstadium moet minimaal 100 mm zijn.

De scheurwijdte in de overige constructiedelen wordt door een duurzaamheidseis vastgesteld en mag in het gebruiksstadium vanwege het agressieve zoute milieu niet meer zijn dan 0,2 mm.

#### 2.4.2. Minimale constructie afmetingen

##### Plaats voorspanning

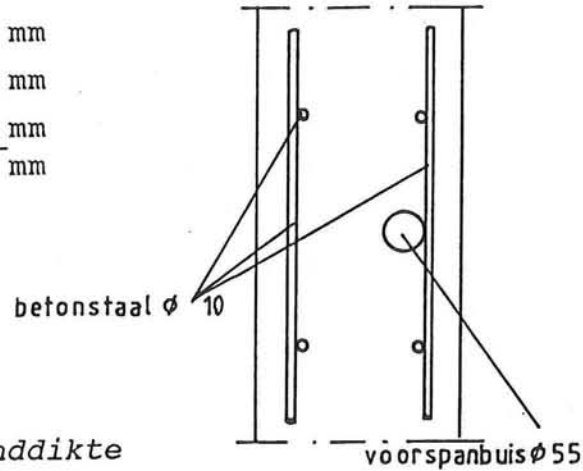
De voorspanning wordt centrisc in de doorsnede aangebracht. Wordt dit niet gedaan dan geeft de excentriciteit door de vervorming een moment, welke een deel van het voorspaneffect opheft.

De voorspanning kan verdeeld worden over de gehele doorsnede, alleen in het lijf of alleen in de dekken geplaatst worden. Een verspreide ligging leidt tot een, over de gehele doorsnede, gelijkmatige spanningsverdeling. Echter dit heeft als nadeel dat alle betonafmetingen groot genoeg moeten zijn om de voorspanning hierin te kunnen plaatsen. Het blijkt echter dat de minimale afmetingen waarbij in alle doorsneden voorspanning kan worden aangebracht, in de buurt komen van de optimale

afmetingen.

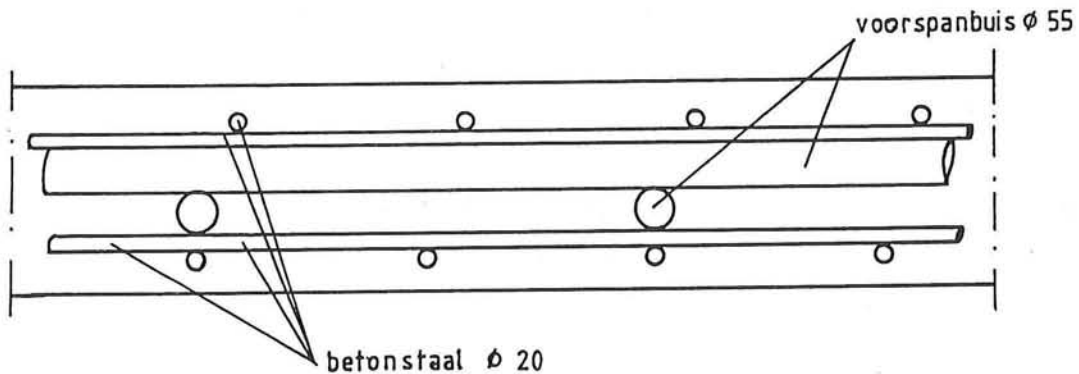
Minimale afmetingen voor een wand met voorspankanalen:

dekking	2*40 mm
voerspanbuis	55 mm
stortkoker	100 mm
wapening	3*10 mm
	<u>265 mm</u>



figuur 2-32 minimale wanddikte

Minimale afmetingen van dek en bodem met voerspankanalen:



figuur 2-33 minimale bodem- en dekdikte

dekking	2*40 mm
voerspanbuis	2*55 mm
wapening	4*20 mm
	<u>270 mm</u>

Pons

Het ontwerpvliegtuig van 42 ton wordt ondersteund door vier wielen. De wioldruk is 8,42 bar  $\approx 0,84 \cdot 10^6$  N/mm<sup>2</sup>. Dit komt overeen met 85,8 ton/m<sup>2</sup>

De maximaal toegestane schuifspanning bedraagt  $0,5 \cdot f_b$  ( $= 0,5 \cdot 2,3 = 1,15$  N/mm<sup>2</sup>) + een door de resulterende macrobelasting geleverd aandeel.

De breedte van de wielprent is 320 mm (aangenomen wordt dat

deze breedte niet verandert onder de toegenomen belasting).

Statische wielafdruk:  $0,25 \cdot 42 / 85,8 = 0,122 \text{ m}^2 \approx 320 \cdot 382 \text{ mm}^2$

Minimale plaatdikte exclusief voorspanning:

$$\frac{1,7 \cdot 10,5 \cdot 10^3 \cdot 9,81}{2 \cdot (320 + 382 + h_d) \cdot 1,15} = h_d \Rightarrow h_d = 95 \text{ mm}$$

De dynamische belasting is  $1,5 \cdot 10,5 = 15,75 \text{ ton}$ . De bijbehorende afdruk is  $15,75 / 85,8 = 0,184 \text{ m}^2 \approx 320 \cdot 574 \text{ mm}^2$ .

De minimaal vereiste plaatdikte is:

$$\frac{1,7 \cdot 15,75 \cdot 10^3 \cdot 9,81}{2 \cdot (320 + 574 + h_d) + 1,15} = 113 \text{ mm.}$$

De pons bij de dynamische belasting is dus maatgevend.

De ponsbelasting stelt als minimale afmeting voor de dekdikte 113 mm. Dit is exclusief het gunstige effect van de voorspanning.

De praktische dekdikte is in deze situatie groter. Het ponscriterium geeft een niet relevante ondergrens voor de dekdikte.

#### Macro afschuiving

De afmetingen van de lijven worden bepaald door de afschuiving t.g.v. het macromoment.

$$Q_{\text{golf,max}} = 0,8 \cdot h \cdot l = 0,8 \cdot 2,25 \cdot 50 = 90 \text{ N/mm}$$

$$Q_{\text{max,vliegtuig}} = P / (4u) \text{ (bij benadering)} = 21,82 \text{ N/mm}$$

(u = zijde van het spreidingsoppervlak)

$$\tau_d = \frac{1,7 \cdot (81 + 21,82) \cdot 7000}{h_w \cdot h_c} = 1,74 \text{ N/mm}^2$$

Deze schuifspanning is kleiner dan  $\tau_2$  dus wanneer het aandeel van de voorspanning onvoldoende is om de schuifspanning op te nemen kan het verschil tussen  $\tau_1$  en  $\tau_d$  opgenomen worden door afschuifwapening in het lijf.

In dit geval wordt de minimale afmeting van het lijf bepaald door de uitvoering. Het stramien wordt bepaald door de optredende micromomenten.

### 2.4.3. Berekening

#### Belasting

De volgende macromomenten treden op:

$$M_g = 255 \cdot h_s \cdot l^2$$

$$M_v = 39343 \cdot (\ln(9,322 \cdot 4\sqrt{I}) + 1,177)$$

$$M_T = EI / 0,96 \cdot 1,2 \cdot 20 / h_c \cdot 12 \cdot 10^{-6}$$

Hieruit volgt voor de maximale spanningen in ongescheurde toestand:  $\sigma_{\max} = M \cdot z / I$

Zo worden gevonden:  $\sigma_g$ ,  $\sigma_v$  en  $\sigma_T$

Afhankelijk van de bepaalde maatgevende situatie dragen deze spanningscomponenten mee aan de maximale trekspanning in de bodem en het dek.

Onder de ontwerpeisen is gesteld dat onder invloed van de gebruiksbelasting in de bodem geen trek mag ontstaan.

$$\sigma_{\text{voorsp.}} = \sigma_g + \sigma_v + \sigma_T$$

Behalve het macromoment werkt op de constructie een micromoment. Dit wordt voor het dek bepaald door de golf-, het vliegtuig-, de temperatuurbelasting en het eigengewicht. Voor de bodem bestaat de belasting uit de hydrostatische druk, de temperatuurbelasting en het eigengewicht.

$$\sigma_{\text{micro}} = 6 \cdot M_{\text{micro}} / (b \cdot h^2)$$

Scheurvorming heeft invloed op de grootte van de belasting.

Macroscheurvorming treedt op wanneer:

$$1,7 \cdot (\sigma_g + \sigma_v) + \sigma_T > \sigma_{cr}$$

Microscheurvorming treedt op wanneer:

$$1,7 \cdot (\sigma_g + \sigma_v) + \sigma_T + 1,7 \cdot M_{\text{micro}} / W > \sigma_{cr,fl}$$

Wanneer volgens deze regels geen scheurvorming op zou treden is het toch mogelijk dat een gedeeltelijk voorgespannen constructie gescheurd is. Deze scheuren kunnen bijvoorbeeld ontstaan zijn door krimpspanningen. In de berekening zijn alle doorsneden als gescheurd aangenomen.

Nu scheurvorming optreedt en de constructie kan vervormen zullen de temperatuurmomenten afnemen. Door de aanwezigheid van het lijf is deze reductie op macroniveau kleiner dan op microniveau. Er wordt gesteld:

$$M_{\text{macro},T,cr} = 0,8 M_{\text{macro},T}$$

$$M_{\text{micro},T,cr} = 0,3 M_{\text{micro},T}$$



De bezwijk-normaalspanning in de doorsnede t.g.v. het macromoment is:

$$\sigma_{m,b} = (1,7 * (\sigma_g + \sigma_v) + 0,8 * \sigma_T) * h_{gem} / h$$

De resulterende normaalspanning op de doorsnede is:

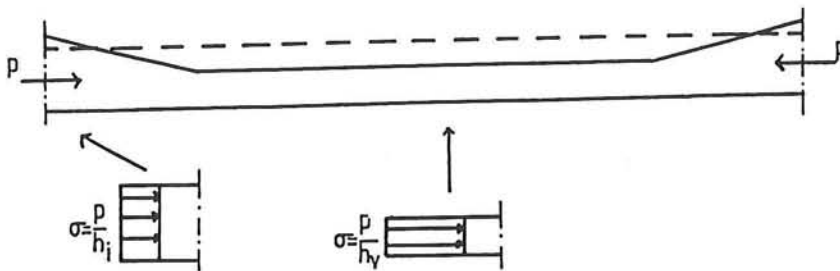
$$\sigma_{n,b} = (\sigma_{voorsp.} + 1,7 * (\sigma_g + \sigma_v) + 0,8 * \sigma_T) * h_{gem} / h$$

Dezelfde spanningen in het gebruiksstadium zijn:

$$\sigma_{m,g} = (\sigma_g + \sigma_v + 0,8 * \sigma_T) * h_{gem} / h$$

$$\sigma_{n,g} = (\sigma_{voorsp.} + \sigma_g + \sigma_v + 0,8 * \sigma_T) * h_{gem} / h$$

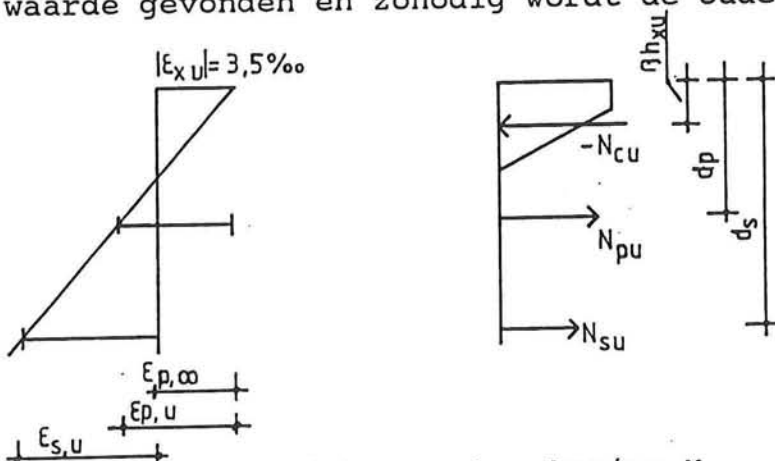
De normaalspanningen worden voor de werkelijke doorsnede gecorrigeerd t.o.v. de gemiddelde doorsnede.



figuur 2-34 correctie spanningen

### Berekening bezwijkveiligheid

In de berekening speelt de waarde van  $h_{xu}$ , de betondrukzone een belangrijke rol. Deze is echter nog niet bekend. Om te beginnen wordt een waarde van  $h_{xu}$  gesteld. Hiermee wordt een nieuwe waarde gevonden en zonodig wordt de oude bijgesteld.



figuur 2-35 model voor berekening  $M_u$

De rek van de wapening en de voorspanning in het bezwijkstadium is:

$$\epsilon_{pu} = \frac{\epsilon_{cu}}{h_{xu}} * (d_p - h_{xu}) + \epsilon_{pu}$$

$$\epsilon_{cu} = \frac{\epsilon_{su}}{h_{xu}} * (d_s - h_{xu})$$

$\sigma_{p,\infty}$  is voor de hier toegepaste elementen de werkvoorspankracht per kabel gedeeld door het kabel- oppervlak:  $866 \cdot 10^3 / 700 = 1208 \text{ N/mm}^2$

$$\epsilon_{p,\infty} = \sigma_{p,\infty} / E_p = 6,05 \cdot 10^{-3}$$

De spanning in het betonstaal is  $\sigma_{su}$  of, wanneer het staal vloeit  $400 \text{ N/mm}^2$ .

$$N_{su} = A_s * \max(400, \epsilon_{su} * E_s)$$

$$N_{pu} = A_p * \sigma_{pu} = \sigma_{p,\infty} * b_{bg} / 1208 * E_p * \epsilon_{pu}$$

$A_p$  kan berekend worden uit  $\sigma_{voorsp.}$ :

$$A_p = \sigma_{voorsp} * b * h / \sigma_{p,\infty}$$

Uit de voorwaarde van horizontaal evenwicht kan  $h_{xu}$  worden berekend:

$$N_{cu} = N_{pu} + N_{su} - \sigma_{m,b} * b * h$$

$$N_{cu} = \alpha * b * f_{co}$$

$$f_{co} = 37,4 \cdot 10^6 \text{ N/m}^2$$

$$h_{xu} = \frac{N_{pu} + N_{su} - h_b * h * \sigma_{m,b}}{\alpha * b * f_{co}}$$

Aan de hoogte van  $h_{xu}$  zit een maximum. Dit om te zorgen dat in geval van bezwijken het voorspanstaal dermate vloeit dat de constructie eerst duidelijk vervormt alvorens te bezwijken.

$$\epsilon_{pu} \geq \epsilon_{p,0.2} \Rightarrow$$

$$h < \frac{d_p * |\epsilon_{cu}|}{\epsilon_{p,0.2} - \epsilon_{p,\infty} + |\epsilon_{cu}|} = \frac{0,5 * h * 3,5}{10,35 - 6,05 + 3,5}$$

$$h < 0,224 * h$$

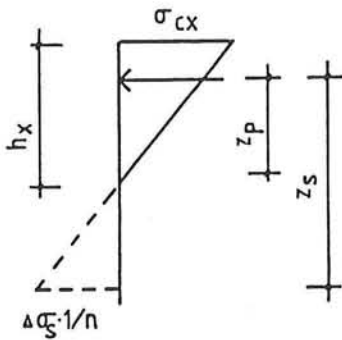
Het bezwijkmoment

$$M_u = (N_{pu} - \sigma_{m,b} * b * h) * (d_p - \beta * h_{xu}) + N_{su} * (d_p - \beta * h_{xu})$$

De bezwijkveiligheid is:  $M_u / M_{micro}$

### Berekening betondrukzone in het gebruikstadium

[Theorie en praktijk van het voorgespannen beton blz. 347]



figuur 2-36 model voor berekening  $h_x$

Ook in het gebruikstadium wordt een schatting gemaakt van de drukzone:  $h_x$

$$z_p = 1/2 * h - 1/3 * h_x$$

$$z_s = h - 0,05 - 1/3 * h_x$$

Vervormingen zijn compatibel:

$$\sigma_p = -n * \sigma_{cx} * (h / (2 * h_x) - 1)$$

$$\sigma_s = -n * \sigma_{cx} * ((h - 0,05) / h_x - 1)$$

$$N_{ps} = P_{\infty} + \sigma_p * A_p + \sigma_s * A_s$$

$$N_{cx} = 1/2 * h_x * b * \sigma_{cx}$$

$$\Sigma H = 0 \Rightarrow N_{cx} + N_{ps} = 0$$

$$\sigma_{cx} = 2 / h_x * (\sigma_{n,g} * h - \sigma_p * A_p - \sigma_s * A_s)$$

Tenslotte wordt gecontroleerd of de aangenomen  $h_x$  in overeenstemming is met de werkelijke waarde:

$$M = (-\sigma_{n,g} * b * h + \sigma_p * A_p) * z_p + \sigma_s * A_s * z_s$$

Wanneer dit moment niet gelijk is aan het micromoment moet de gestelde  $h_x$  aangepast worden.

### Berekening scheurvorming

De spanningen waarbij de scheurvorming wordt berekend zijn  $\sigma_{n,g}$  en  $\sigma_{micro,cr}$  voor het dek en  $\sigma_{n,b}$  en  $\sigma_{micro,cr}$  voor de bodem. De berekening wordt nu uitgevoerd voor de bodem.

Wanneer scheurvorming opgetreden is en de spanning is kleiner dan  $\sigma_{cr-2}$  dan is de scheurwijdte gelijk aan  $w_{cr-2}$ . In dit geval

wordt deze spanning niet overschreden (anders zal de temperatuurbelasting nog verder afnemen).

Er zijn twee oorzaken voor scheurvorming

- 1) het macromoment
- 2) het micromoment

ad 1) De situatie kan zich voordoen dat het resulterend micromoment van de verschillende belastingbijdragen gelijk is aan nul. In dat geval treedt t.g.v. het macromoment zuivere trek (of druk) op in het dek en de bodem. Er ontstaan net als bij een trekstaaf doorlopende scheuren.

De normaaltrekkracht waarbij de scheurwijdte in de bodem wordt bepaald is afhankelijk van de plaats in de constructie.

De macro golf- en vliegtuig-macrospanning worden voor de bodem vermenigvuldigd met de veiligheidsfactor omdat bij een grotere scheurwijdte een bezwijkstadium wordt overschreden; wanneer dit bij meerdere cellen gebeurt kan de constructie vollopen en zelfs zinken.

Berekening:

In de doorsnede ligt zowel wapenings- als voorspanstaal. Het voorspanstaal wordt vertaald in wapening zodat de scheurwijdte-formules voor gewapend beton gebruikt kunnen worden [8].

$$w_s = A_s/h$$

$$w_p = A_p/h$$

$$w_{sp} = w_s + w_p$$

$$w_{s,p} = w_s + c w_p$$

De factor c geeft het verschil aan van de aanhechting van het staal aan de beton van een wapeningsstaaf en een voorspankabel.

$$c = 0,7 * \frac{1,5}{\sqrt{n}} * \frac{\phi_k}{\phi_p}$$

(n = aantal draden in voorspanelement = 49)

Voorwaarde voor de overstap naar deze fictieve hoeveelheid voorspanstaal:  $A_s/cA_p = \geq 0,6$

$$\sigma = \frac{\sigma_{cr-2}(1+nw_{sp})}{w_{s,p}}$$

$$w_{cr-2} = 2 * \left\{ \frac{1+N}{2} * \frac{A}{O} * \frac{\sigma(\sigma - n\sigma_{cr-2})}{cE_s} \right\} \quad 1/(1+N)$$

$$\sigma_{cr-2} = 1,2 * \sigma_{cr-1} = 2,88 \text{ N/mm}^2$$

$$E_c = 36000 \text{ N/mm}^2$$

$$n = 5,56$$

$$\phi_k = 20 \text{ mm}$$

$$\phi_p = 4,3 \text{ mm}$$

$$c = 0,7$$

$$\text{staven algemeen: } C = 0,38 * f_{ccm} = 23,94 \text{ N/mm}^2$$

$$N = 0,18$$

ad 2) Wanneer ook spanningen optreden t.g.v. de micromomenten en deze groter zijn dan de normaalspanningen, hebben we te maken met een buiglijger. De gestelde eis m.b.t. de waterdichtheid van de bodem is dan  $w \leq 0,20 \text{ mm}$ . De microspanningen worden nu gesuperponeerd op de normaalspanningen.

Berekening:

De invloed van de wapening en de voorspanning op het weerstandsmoment van de doorsnede wordt verwaarloosd.

De hoogte van de betontrekzone en de buigtreksterkte zijn van elkaar afhankelijk. De betonbuigtreksterkte wordt iteratief gevonden.

$$a = \frac{0,5 * h * \sigma_{cr-fl}}{\sigma_{cr,fl} - \sigma_{n,b}}$$

$$\sigma_{cr,fl} = \sigma_{cr-1} (0,8 + 0,4(2a/100)^{-0,6}) < 2\sigma_{cr}$$

$h_{xu}$  is bepaald bij het bezwijkmoment.

De staalspanning bij een voltooid scheurenpatroon wordt als volgt bepaald:

$$M_{cr-1} = w_{cs} * (\sigma_n + \sigma_{cr-fl})$$

$$N_{cr-1} = 1,2 * M_{cr-1} / z - \sigma_n * h_b$$

$$\sigma_{s,cr-2} = \frac{N_{cr-1}}{A_s + cA_p}$$

De zwaartepunten van het wapenings- en voorspanstaal liggen nu te ver uiteen waardoor het aandeel van de voorspankabels op de scheurwijdte niet in de berekening meegenomen kan worden. De scheurwijdte is:

$$w_{cr} = 2 \left\{ \frac{1+N}{2} \frac{\phi_k}{4} \frac{1}{C \cdot E_s} * \frac{\sigma^2}{1+n \cdot w_s} \right\}^{1/(1+N)}$$

#### Minimum wapeningspercentage

Er wordt een aantal eisen gesteld aan de minimale hoeveelheid wapening in de bodem en het dek.

Membraantrek: De kleinste hoeveelheid van de volgende twee minima

$$A_{s,min} = \frac{f_{ctm,0}}{f_{sy} - \epsilon_{cr} \cdot E_s} \cdot bh - cA_p = \frac{4,8}{400 \cdot 0,12 \cdot 10^{-3} \cdot 2 \cdot 10^5} - 0,7 \cdot A_p$$

$$= 0,0128 \cdot 10^6 \cdot bh$$

$$A_{s,min} = \frac{1,5 \cdot N}{f_{sy}} - c \cdot A_p = \frac{1,5 \cdot \sigma_{n,b} \cdot h}{400} - 0,7 \cdot A_p$$

Volgens de VB:

$$A_{s,min} = 0,3 \cdot 10^{-2} \cdot b \cdot h - 0,7 \cdot A_p$$

De minimale hoeveelheid praktische wapening:

Staven  $\phi 10 - 200$

$$A_{s,min} = 2 \cdot 393 = 786 \text{ mm}^2$$

#### Illustratieve berekening dwarsprofiel over de lengte van de baan

In deze berekening wordt uitgegaan van de minimale afmetingen en enige vuistregels.

De variabele:

$$s = 4,5 \text{ m}$$

Minimale afmetingen:

$$H_{dv} = 0,27 \text{ m}$$

$$H_{bv} = 0,27 \text{ m}$$

$$H_w = 0,27 \text{ m}$$

Aannamen: In de dekdikte wordt geen variatie aan gebracht en in de bodem zijn de verlopende lengten 0,2 maal de overspanning:

$$d = 4,23 \text{ m}$$

$$b = 2,54 \text{ m}$$

De afgeleide grootheid en afmetingen zijn:

$$a = 4,23 \text{ m}$$

$$H_{b,gem} = 0,32 \text{ m}$$

$$H_{d,gem} = 0,27 \text{ m}$$

$$I = 2,01 \text{ m}^4/\text{m}$$

$$z_d = 1,95 \text{ m}$$

$$z_b = 1,62 \text{ m}$$

De minimale constructiehoogte volgt uit de afmetingen van de constructie en het 1,25 m vereiste vrijboord. Dit leidt tot:

$$H_c = 3,57 \text{ m}$$

De berekeningen op microniveau worden uitgevoerd voor punt 1a. De berekening wordt uitgevoerd voor een plaatstrook van 1 m

#### Belasting

De volgende macromomenten geven een trekspanning in de bodem.

$$M_g = 255 \cdot 2,25 \cdot 50^2 = 1,434 \cdot 10^6 \text{ Nm}$$

$$M_v = 39343 \cdot (\ln(9,322 \cdot \sqrt[4]{I}) + 1,177) = 0,141 \cdot 10^6 \text{ Nm}$$

$$M_T = EI / 0,96 \cdot 1,2 \cdot 20 / hc \cdot 12 \cdot 10^{-6} = 6,091 \cdot 10^6 \text{ Nm}$$

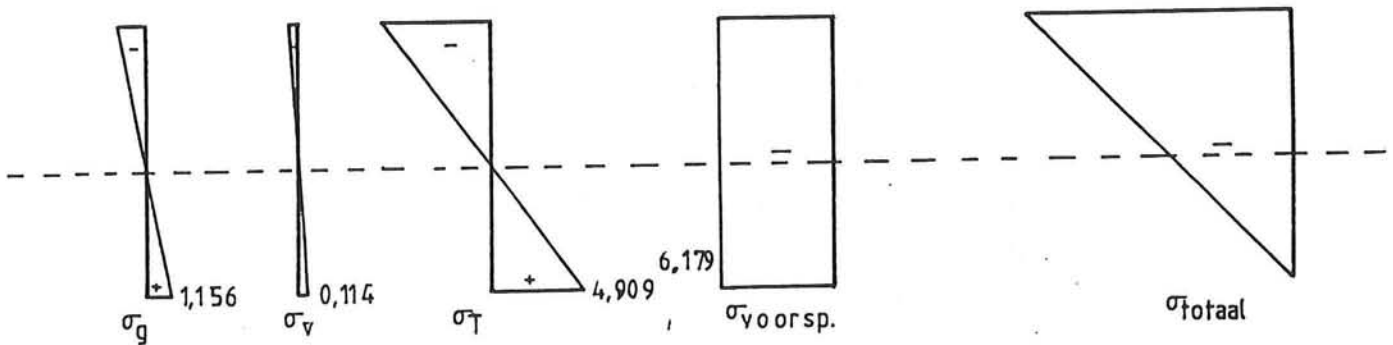
Hieruit volgt voor de maximale spanningen in de bodem:

$$\sigma_{\max} = M \cdot z / I$$

$$\sigma_g = 1,156 \text{ N/mm}^2$$

$$\sigma_v = 0,114 \text{ N/mm}^2$$

$$\sigma_T = 4,909 \text{ N/mm}^2$$



figuur 2-37 macrospanningen

Onder de ontwerpeisen is gesteld dat onder invloed van de gebruiksbelasting geen trek in de bodem mag ontstaan.

$$\sigma_{\text{voorsp.}} = 1,156 + 0,114 + 4,909 = 6,179 \text{ N/mm}^2.$$

De macrospanningen in de doorsnede zijn nu:

$$\sigma_{m,g} = (1,156 + 0,114 + 0,8 * 4,909) * 324 / 270 = 6,236 \text{ N/mm}^2$$

$$\sigma_{m,b} = (1,7 * (1,156 + 0,114) + 0,8 * 4,909) * 324 / 270 = 7,303 \text{ N/mm}^2$$

De resulterende normaalspanning in de doorsnede is:

$$\sigma_{n,g} = 6,236 - 6,179 * 324 / 270 = -1,178 \text{ N/mm}^2$$

$$\sigma_{n,b} = 7,303 - 6,179 * 324 / 270 = -0,112 \text{ N/mm}^2$$

In punt 1a werkt zoals vermeld de hydrostatische druk welke trek veroorzaakt die vermindert wordt door het eigen gewicht. De temperatuur veroorzaakt in de maatgevende situatie (zometrek) druk in het beschouwde punt en wordt vanwege het variabele karakter dus niet meegenomen.

$$M_{\text{micro}} = 0,0213 * (3,57 * 9810 - 24,53 * 10^3 * 0,27) * 2,54^2 = 3896 \text{ Nm}$$

$$\sigma_{\text{micro,g}} = 6 * 3896 / 0,27 = 0,321 * 10^6 \text{ N/m}^2$$

Hoeveelheden staal

$$\begin{aligned} \text{Voorspanstaal: } A_p &= (6,179 * 324 / 270 * 270 * 1000) / 1208 \\ &= 1657 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

$$\text{Betonstaal: } A_s = 1200 \text{ mm}^2$$

Bezwijkveiligheid

$$\text{Stel } h_{xu} = 0,068 \text{ m}$$

$$\epsilon_{pu} = \frac{3,5 * 10^{-3}}{0,068} * (0,5 * 0,27 - 0,068) + 6,05 * 10^{-3} = 9,499 * 10^{-3}$$

$$\epsilon_{su} = \frac{3,5 * 10^{-3}}{0,068} * (0,27 - 0,05 - 0,068) = 7,824 * 10^{-3}$$

$$\sigma_{su} = 7,824 * 10^{-3} * 2 * 10^5 = 1565 \text{ N/mm}^2 > 400 \text{ N/mm}^2 \Rightarrow \sigma_{su} = 400 \text{ N/mm}^2$$

$$N_{su} = 1200 * 400 = 0,48 * 10^6 \text{ N}$$

$$N_{pu} = 1657 * 9,499 * 10^{-3} * 2 * 10^5 = 3,148 * 10^6 \text{ N}$$

$$h_{xu} = \frac{(0,48 + 3,148 - 0,27 * 7,303) * 10^6}{0,643 * 37,4 * 10^6} = 0,069 \text{ m}$$

de aangenomen drukzone is dus juist.

Grens aan hoogte drukzone:



$h_{xu} < 0,224 * 0,27 = 0,061$ ; theoretisch is de drukzone dus iets te groot.

$$M_u = (3,148 * 10^6 - 0,27 * 7,303 * 10^6) * (0,5 * 0,27 - 0,354 * 0,069) + 0,48 * 10^6 (0,27 - 0,05 - 0,354 * 0,069) = 0,224 * 10^6 \text{ Nm}$$

$$\frac{M_u}{M_{\text{micro}}} = \frac{0,224 * 10^6}{3,896 * 10^3} = 57,5$$

Aan de veiligheid tegen bezwijken wordt dus ruimschoots voldaan.

### Berekening scheurwijdte

Macro niveau:

$$w_{sp} = (1657 + 2 * 1200) / (270 * 1000) = 0,0150$$

$$w_{s,p} = (0,7 * 1657 + 2 * 1200) / (270 * 1000) = 0,0132$$

$$\sigma = \frac{2,88 * (1 + 5,56 * 0,0150)}{0,0132} = 237 \text{ N/mm}^2$$

$$w_{cr-2} = 2 * \left\{ \frac{1 + 0,18}{2} * \frac{20}{4} * \frac{237 * (237 - 5,56 * 2,88)}{23,94 * 2 * 10^5} \right\}^{1/1,18}$$

$$= 0,1 \text{ mm}$$

### Microniveau

$$\text{Stel } a = 0,13 \text{ m}$$

$$\sigma_{cr,fl} = 2,4 * 10^6 * (0,8 + 0,4 * (2 * 0,13) - 0,6) = 4,06 * 10^6 \text{ N/m}^2$$

$$a = (0,5 * 0,27 * 4,06 * 10^6) / (4,06 * 10^6 + 0,112 * 10^6) = 0,13 \text{ m}$$

=> Aanname van a komt overeen met de berekende waarde.

$$M_{cr-1} = 1/6 * 0,27^2 * (0,112 * 10^6 + 4,061 * 10^6)$$

$$= 50,70 * 10^3 \text{ Nm}$$

$$N_{cr-2} = 1,2 * \frac{50,70 * 10^3}{(0,27 - 0,05 - 0,069/3)} - 0,112 * 10^6 * 0,27$$

$$= 0,279 * 10^6 \text{ N}$$

$$\sigma_{s,cr-2} = 0,279 * 10^6 / (1200 * 10^{-6}) = 232 * 10^6 \text{ N/m}^2$$

$$\text{Bovenstaaf: } N = 0,28; C = 0,32 * 63 = 20,16$$

$$w_{cr-2} = 2 * \left\{ \frac{1,28}{2} * \frac{20}{4} * \frac{1}{20,16 * 2 * 10^5} * \frac{232^2}{(1 + 5,56 * 0,0044)} \right\}^{1/1,28}$$

$$= 0,17 \text{ mm}$$

## 2.5. Optimalisering

Optimaliseren is het binnen de gegeven randvoorwaarden en uitgangspunten variëren van de constructie. De economie van de constructie bepaalt wanneer de optimale afmetingen bereikt zijn.

Hier worden alleen de constructiekosten beschouwd. De constructiekosten worden voornamelijk bepaald door het beton. De kosten voor het beton zijn samengesteld uit de kostendragers beton, betonstaal, voorspanstaal en bekisting. Voor deze onderdelen worden kentallen gebruikt. Dit zijn globale kosten per  $m^2$ ,  $m^3$ , of ton van het materiaal in de constructie. Deze kentallen zijn inclusief de arbeid en het materieel dat nodig is voor de verwerking. De ligging van de optimale situatie wordt beïnvloed door de verhouding van de kentallen. Factoren die het optimum beïnvloeden zijn o.a.: de ligging van de bouwplaats, marktsituatie, bouwmethode, en constructievorm. Over de eerste twee punten die geheel worden bepaald door de lokatie valt weinig te zeggen doordat te weinig van deze lokatie bekend is. De laatste factoren zijn wel bekend.

### ■ Betonkosten

De constructie wordt waarschijnlijk in een dok van een scheepswerf gemaakt. Dit betekent in het algemeen dat er redelijke wegen zijn waarover het beton op het werk aangevoerd kan worden.

Door de aanwezigheid van veel vaarwater zal de aanvoer van zand, grind en cement voor de betoncentrale ook geen problemen geven. Bovendien vindt in het plangebied een grote bouwactiviteit plaats waarvoor er al veel beton wordt geproduceerd. Het ligt dus voor de hand te veronderstellen dat in de nabijheid van het werk een betoncentrale ligt. Is dit niet het geval, dan wordt op het werk zelf een centrale geplaatst, wat voor een dergelijk grote produktie zeker lonend is.

Het beton wordt in grote vlakken gestort. Dit kan met betonpompen gebeuren, hetgeen arbeidsextensief is.

Een kostenverhogende factor kan de hoge betonkwaliteit zijn. Aangenomen zijn uiteindelijk de volgende betonkosten.

Beton: f150,-/m<sup>3</sup>

### ■ Betonstaal

In de constructie wordt "gewoon" betonstaal FeB400 verwerkt. De diameter is vrij groot:  $\phi$  20. De mogelijkheden voor de aanvoer van het staal zijn net als voor het beton erg goed.

Er hoeft niet veel buig- en knipwerk uitgevoerd te worden. Slechts wanneer de bodem of het dek een knik heeft, moet de wapening gebogen worden. Verder zitten in het lijf haarspelden welke slechts een klein deel vormen van de totale hoeveelheid wapening. Aanname:

Betonstaal: f2000,-/ton

### ■ Voorspanstaal

Door de hoge kwaliteit van het voorspanstaal en de bewerkingen welke nodig zijn voor de uitvoering is het voorspanstaal aanzienlijk duurder dan het betonstaal. De aangebrachte voorspanning is weinig bijzonder. Het staal wordt in een ingestorte voorspanbuis aangebracht en gespannen. Vervolgens wordt de ruimte tussen de kabels en de buis geïnjecteerd. We gebruiken hier rechte kabels welke vrij lang kunnen zijn. Ze hebben een middelmatige diameter: 7 strengen. Er worden dus relatief weinig (kostbare) verankeringen gebruikt. Aanname:

Voorspanstaal f5000,-/ton

### ■ Bekisting

De bekistingsonderdelen zijn: een stortvloer voor de bodem, een verloren bekisting voor het dek en bekistingselementen voor de wanden. De bekistingskosten voor het dek en de bodem hebben geen invloed op de ligging van het optimum van de kosten omdat dit bekistingsoppervlak altijd gelijk is.

Door de grote repetitie van de bekisting voor de wand is de afschrijving van de bekisting per  $m^2$  erg laag. Hierdoor zijn hoge investeringskosten mogelijk. Er wordt dus gekozen voor een arbeidsextensief systeem. Hoewel dit dus geen invloed heeft op de optimalisatie worden voor het dek en de bodem wel bekistingskosten berekend omdat zo een indruk ontstaat van de totale kosten. Aanname:

Bekisting: f20,-/m<sup>2</sup>.

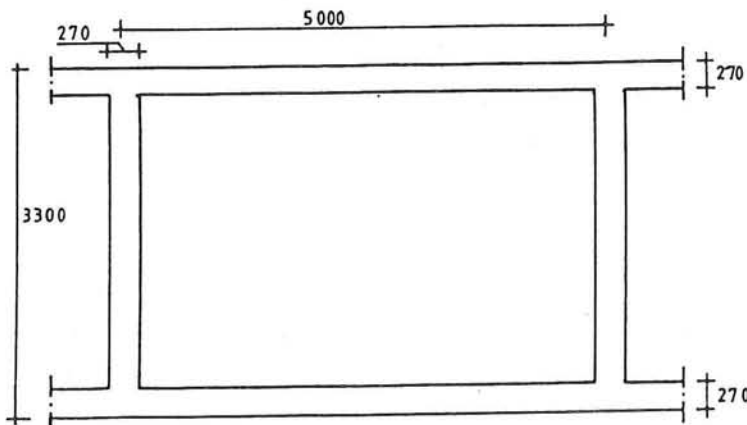
Om de optimale constructie te vinden kan een groot aantal afmetingen gevarieerd worden:

- $H_c$ ; de constructie hoogte
  - $H_d, H_b$ ; de dekdikte en de bodemdikte
  - $H_w$ ; de wanddikte
  - $S$ ; het stramien
  - $d, H_{di}$ ; de afschuiningen in het dek
  - $b, H_{bi}$ ; de afschuiningen in de bodem
- Tenslotte kan de voorspangraad worden gevarieerd.

Zoals uit paragraaf 2.3.1. blijkt hebben al deze variabelen invloed op de draagkracht van de constructie. Bij een keuze van deze variabelen binnen zekere grenzen, volgt bij een gegeven belasting de nog benodigde hoeveelheid wapeningsstaal. De optimalisatie wordt begrensd door de minimale waarden: diepgang, praktische afmetingen en minimale voorspanning en wapening.

In principe kan iedere combinatie van variabelen een optimale situatie geven. Wanneer voor elk van de variabelen 5 waarden worden genomen zijn  $5^{10}$  varianten mogelijk. Deze zijn onmogelijk allemaal te berekenen en er moet dus op een andere manier te werk worden gegaan.

Na het doorrekenen van een aantal varianten ontstond de indruk dat een constructie met minimale betonafmetingen en een vierkant stramien van 5 meter de laagste kosten gaf. De afmetingen zijn dan als volgt:



figuur 2-38 betonafmetingen

Bij deze afmetingen zijn één voor één de variabelen veranderd

en is de invloed hiervan op de kosten bepaald. Het blijkt dan inderdaad dat de gekozen doorsnede de goedkoopste oplossing is. Voor iedere variant wordt op een grove wijze de voorspanning geoptimaliseerd.

De mogelijkheid zou kunnen bestaan dat er verschillende dalen in het kostenverloop voorkomen. Ter controle zijn binnen de beschouwde waarden nog enige combinaties gevormd. Het resultaat van deze berekeningen waren duurdere constructies.

- Allereerst wordt gekeken naar de wanddikte. De minimale afmeting van de wand is op basis van de uitvoering bepaald op 270 mm. Wanneer deze dikte wordt vergroot tot 300 mm. worden de volgende waarden gevonden:

Hw [mm]	270	300	330
Kosten [ $f/m^2$ ]	560	570	580

De wanddikte heeft slechts geringe invloed op het traagheidsmoment van de doorsnede. Vergroting van deze I weegt niet op tegen de extra materiaalkosten.

- Eenzelfde redenering geldt voor de constructiehoogte. De minimale waarde hiervan wordt bepaald door het vereiste vrijboord. Dit minimum bedraagt 3,3 meter. Wordt deze constructiehoogte met 0,1 meter verhoogd:

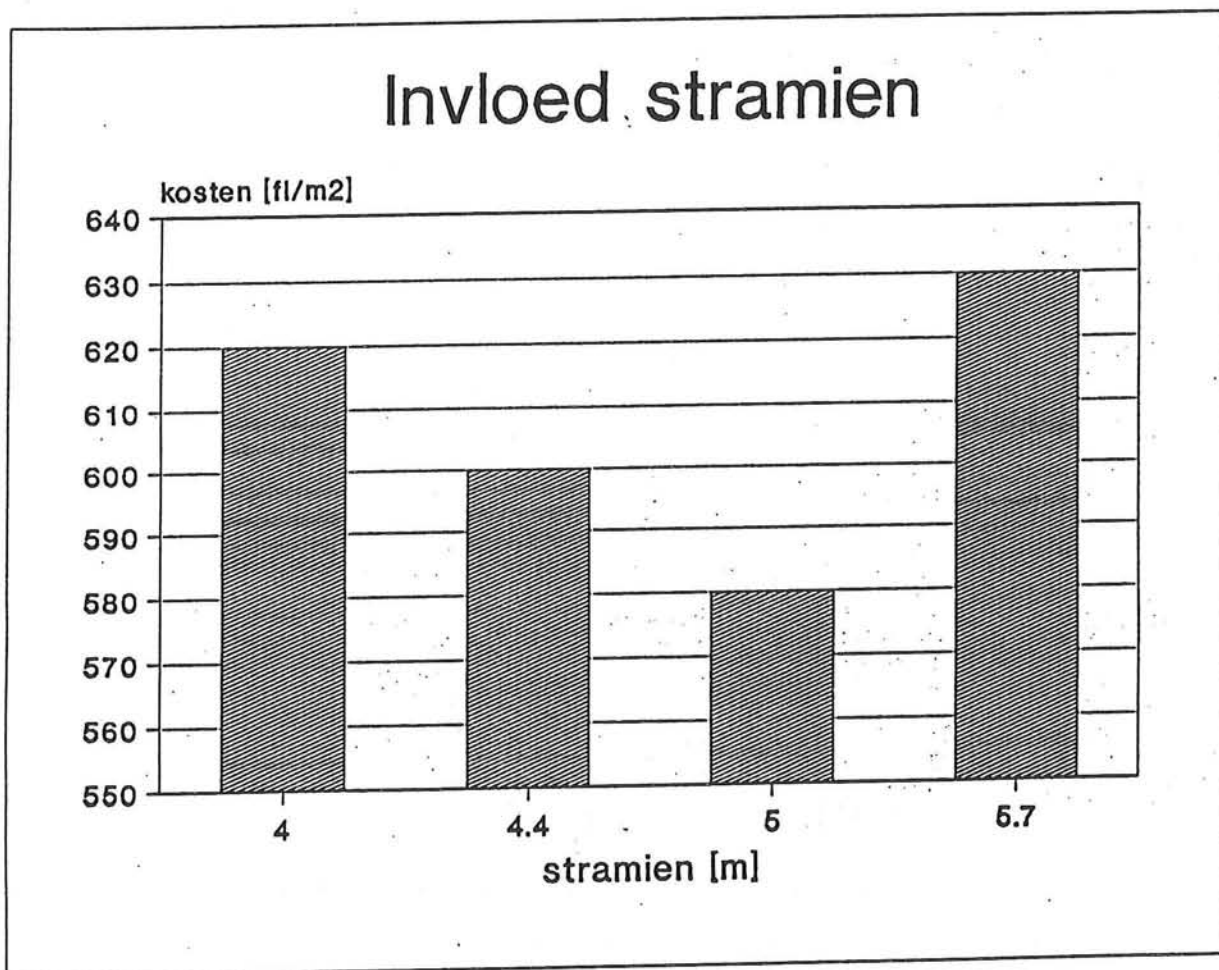
Hc [m]	3,3	3,4	4,0
Kosten [ $f/m^2$ ]	560	570	590

- Door de uitvoering liggen de stappen waarin het stramien veranderd kan worden vast. In het bouwdok kunnen elementen gemaakt worden van 40 meter breed. Een heel aantal stramienen moet in deze 40 meter passen. Dit geeft als mogelijke waarden voor het stramien: 3,6; 4; 4,4; 5; 5,7; en 6,7 meter.

Het stramien bepaalt in hoofdzaak de grootte van de micromomenten. Een klein of groot stramien heeft alleen via een verandering van het traagheidsmoment van de doorsnede invloed op de spanningen t.g.v. de macromomenten. Het blijkt dat wanneer het stramien toeneemt, de totale kosten afnemen.

Dit wordt voornamelijk veroorzaakt door de grotere h.o.h. afstand van de wanden waardoor door de beton- en bekistingskosten sterk afnemen in vergelijking met de toegenomen kosten van de wapening om de grotere micromomenten op te kunnen nemen.

Wanneer het stramien groter is dan de h.o.h. afstand van de wielstellen, is het mogelijk dat beide wielstellen binnen één stramien komen te staan. Hierdoor zullen de micromomenten t.g.v. de vliegtuigbelasting sterk toenemen waarmee ook de kosten stijgen.

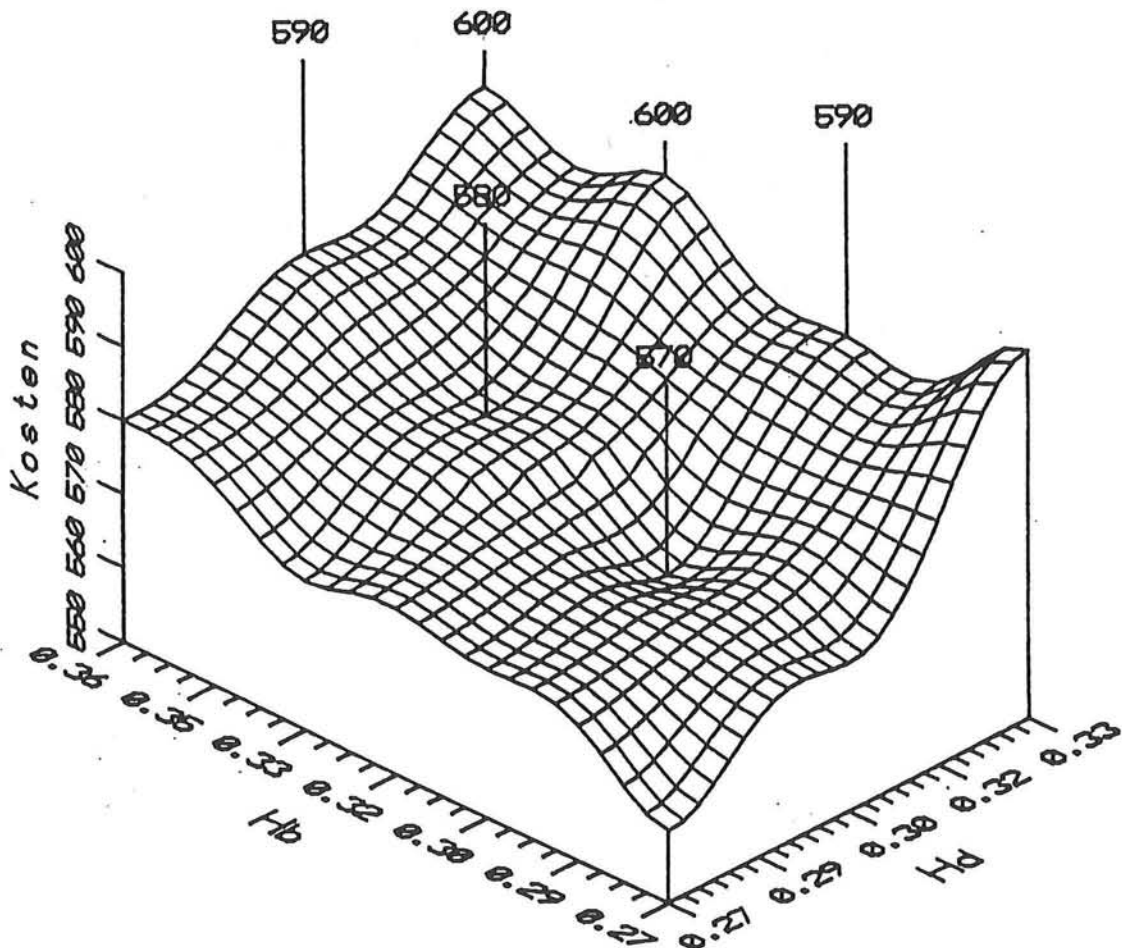


figuur 2-39 invloed van het stramien op de kosten

Zoals gezegd heeft het stramien vooral zijn invloed op de micromomenten. In beide richtingen van de plaatjes worden de momenten volgens dezelfde formules afgedragen. Het optimale stramien voor de ene richting geldt dus ook voor de andere. Gekozen wordt dus voor een vierkant stramien van 5 meter.

- De dekdikte en de bodemdikte worden onafhankelijk van elkaar gevarieerd. Ook hier geldt dat de extra draagkracht door het vergroten van de dikten niet opweegt tegen de extra kosten. Vergroting van de dekdikte leidt tot het verschuiven van de neutrale lijn waardoor de spanningen in de bodem groter worden hetgeen leidt tot een sterke stijging van de kosten.

Hb d	0,27	0,30	0,33
0,27	560	570	600
0,30	570	570	590
0,33	570	580	600
0,36	580	590	600



figuur 2-40 invloed  $h_d$  en  $h_b$  op de kosten

- Het is niet nodig diktevariatiaties in het dek en de bodem aan te brengen. De minimale afmetingen zijn voldoende voor het

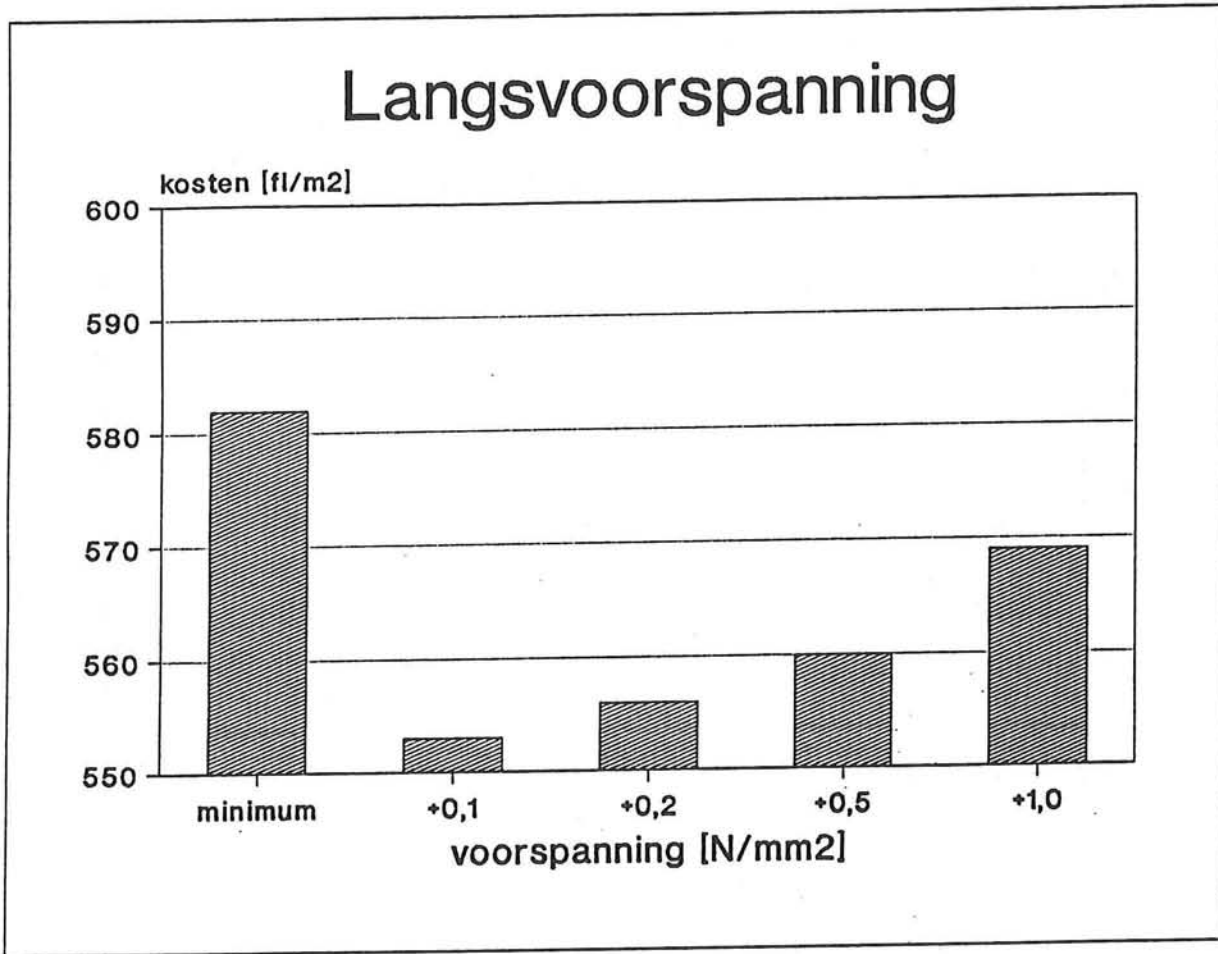
opnemen van de dwarskracht. De afschuiningen zijn ook gunstig voor het opnemen van de inklemmingsmomenten. In het dek zijn de veldmomenten groter dan de inklemmingsmomenten. Hierdoor heeft het geen zin de om de plaatdikte bij de inklemming groter te maken. In de bodem is het inklemmingsmoment weliswaar eens zo groot vergeleken met het veldmoment maar ook nu heeft het geen zin om afschuiningen aan te brengen:

geen afschuining	560
afschuining in dek	590
afschuining in bodem	580

In de kostenberekening zijn niet de extra arbeidskosten betrokken voor het maken van de afschuining.

- De constructie is gedeeltelijk voorgespannen. De minimale voorspanning wordt bepaald door het feit dat in de gebruiksfase geen macro-trekspanningen in de bodem worden toegelaten. Wanneer de constructie meer wordt voorgespannen wordt de benodigde hoeveelheid betonstaal-wapening minder.

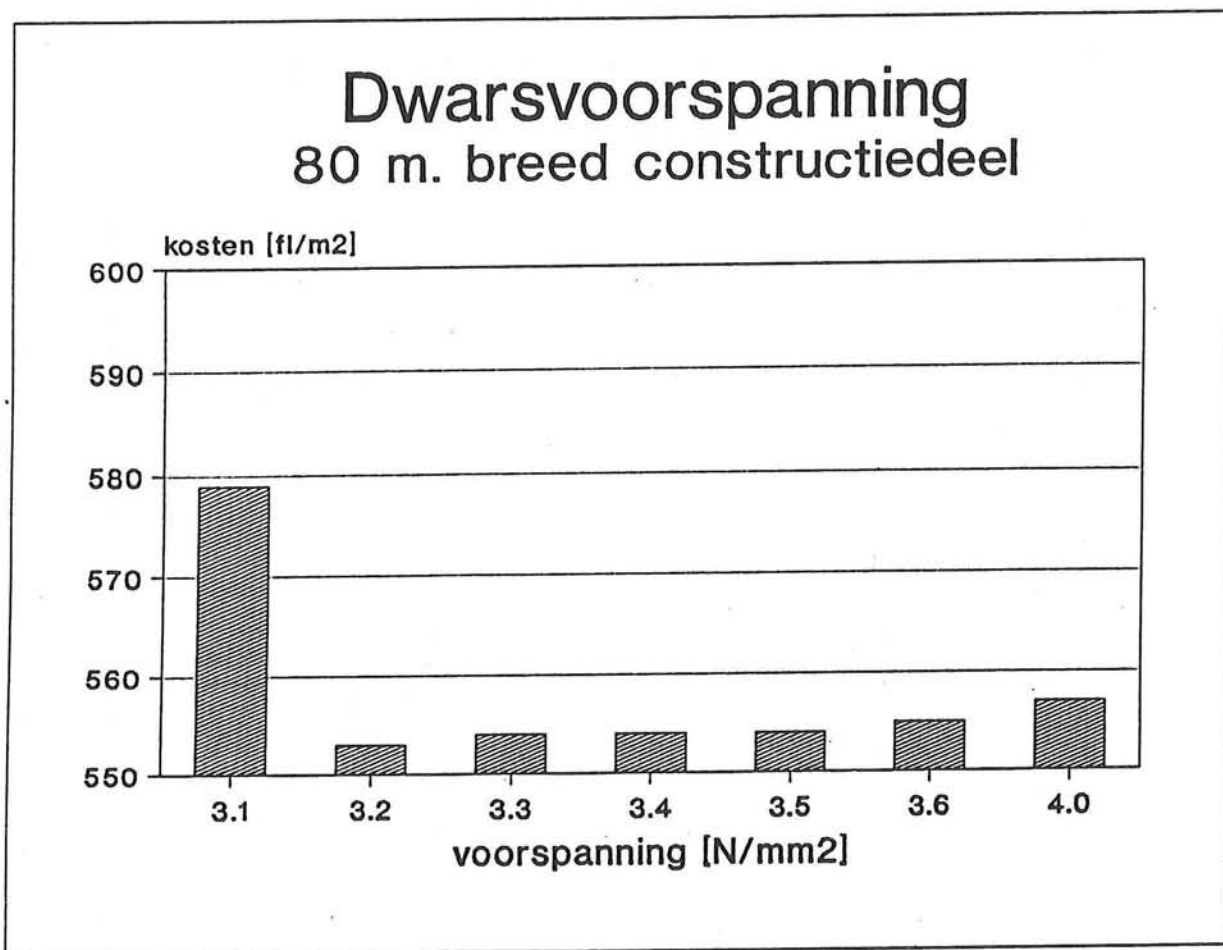




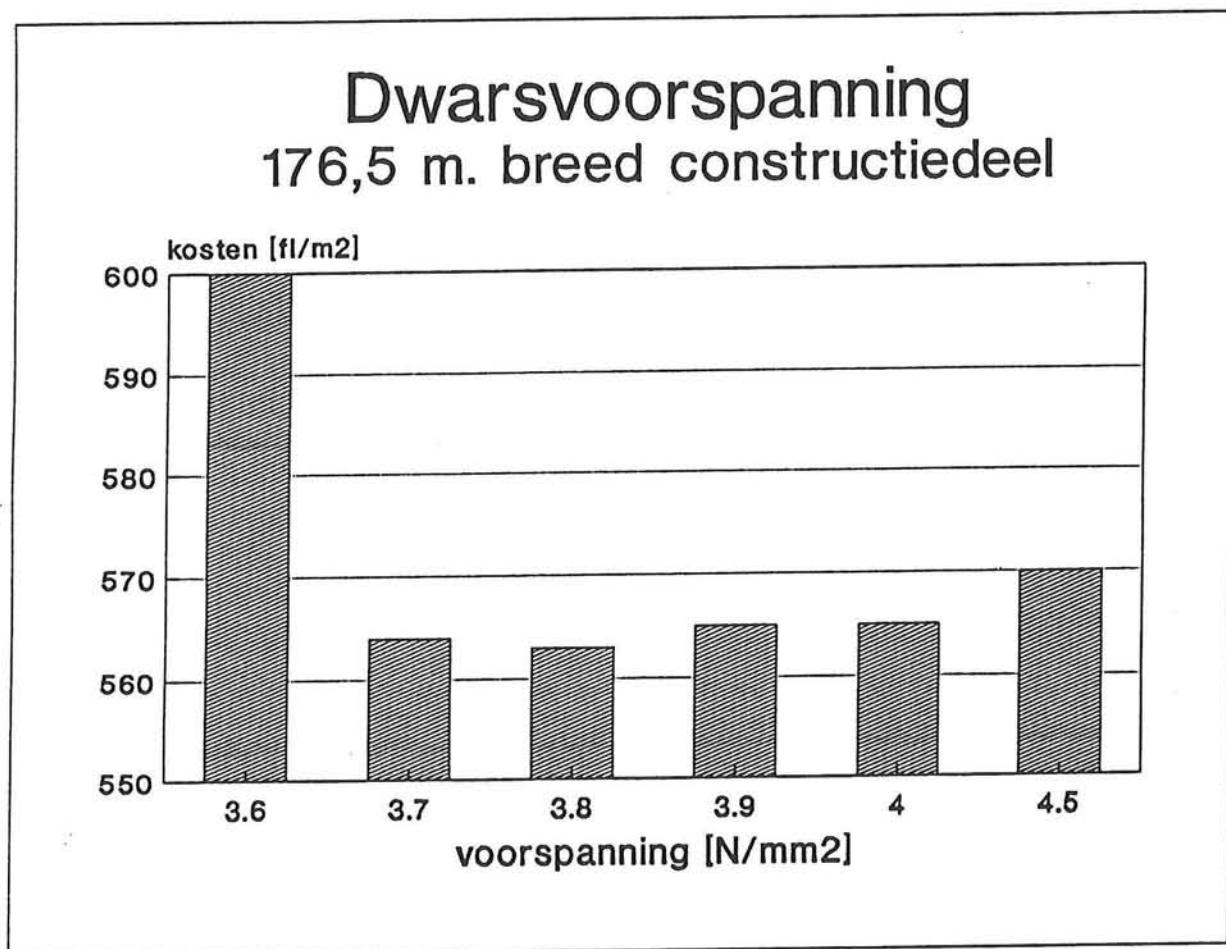
figuur 2-41 invloed langsvoorspanning op kosten

De grote sprong in de grafiek wordt veroorzaakt doordat door een kleine verhoging van de voorspanning scheurvorming bij de inklemming van het dek ineens niet meer mogelijk is waarvoor een flinke hoeveelheid staal wordt gespaard.

Ook in dwarsrichting is de invloed van de voorspanning bepaald:



figuur 2-42 invloed dwarsvoorspanning op een smal constructiedeel



figuur 2-43 invloed dwarsvoorspanning op een breed constructiedeel

#### Conclusie:

Het blijkt dat de aangenomen doorsnede inderdaad een extreem in de kostenfunctie vormt. Met het oog op het verloop van de kosten van iedere variant (stijgende lijnen) is de conclusie te trekken dat de bepaalde doorsnede het meest economisch is. In de bijlagen zijn de wapeningstekeningen opgenomen alsmede nog enige aantekeningen bij het definitief ontwerp.



## HOOFDSTUK 3 DETAILLERING

### 3.1. Verankering

Het vliegveld dient om goed te kunnen functioneren binnen zekere grenzen op zijn plaats te blijven liggen.

Gezien de aard van het vliegveld en de vliegtuigen die er gebruik van maken dient het vliegveld geschikt te zijn voor MLS-landingen. MLS staat voor Microwave Landing System. Dit systeem maakt het mogelijk voor vliegtuigen om veel verschillende landingsroutes en glijpaden te gebruiken, zodat optimaal van de wendbaarheid van STOL-vliegtuigen gebruik gemaakt kan worden. Door vliegtuigen langer op grote hoogte te laten vliegen en vervolgens steil te laten dalen, daarbij vluchtroutes over woongebieden vermijdend, kan de geluidsoverlast beperkt worden.

Met dit landingssysteem is het toegestaan landingslichten alleen op de baan zelf aan te brengen. Indien ook de landingszenders zich op het vliegveld bevinden, dan is met betrekking tot vliegbewegingen verplaatsing van het vliegveld toegestaan. Het vliegveld moet in ieder geval de getijbeweging en andere waterstandsvariaties mee kunnen maken.

Om van de opstelplaatsen naar de terminal te komen is een verbinding noodzakelijk die de bewegingen van het dek mee kan maken. Dit reduceert de toelaatbare verplaatsingen van het dek.

De omstandigheden waaronder het dek moet functioneren zijn:

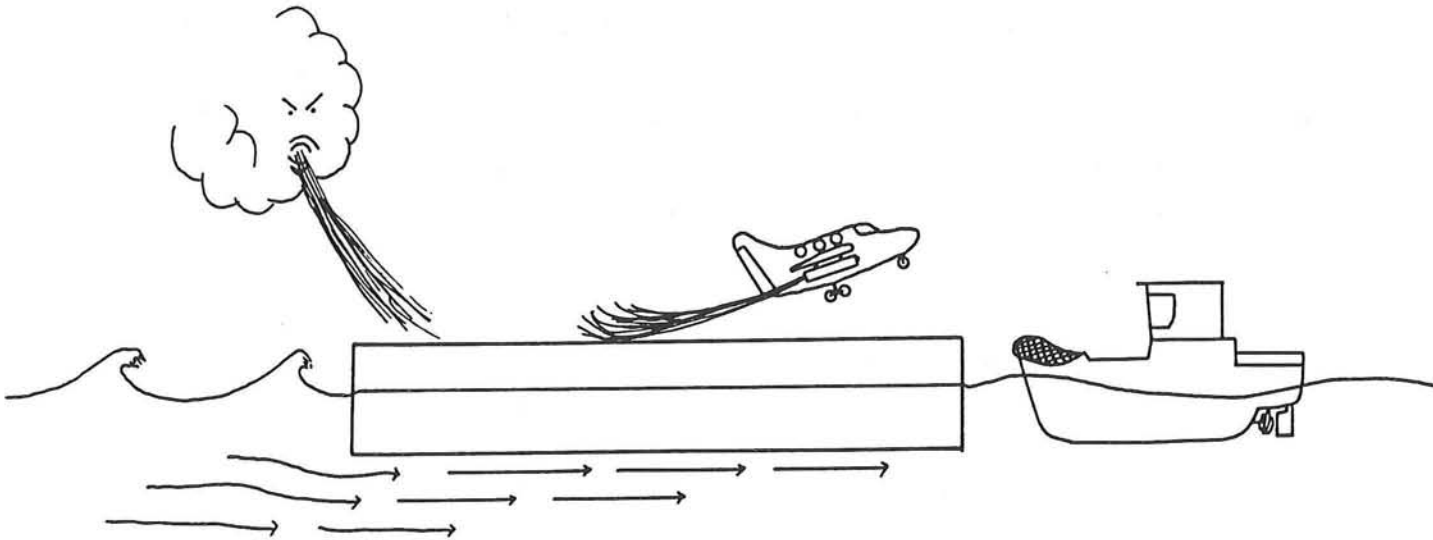
- waterdiepte gemiddeld 15 m
- waterstroming 1,44 m/s (gemiddeld jaarmaximum)
- getij 1,37 m (gemiddeld jaarmaximum)

Het verschil tussen de hoogste en laagste waterstand is van belang voor de verankeringsconstructie. Behalve het getij zijn ook de stormopzet, de rivierafvoer en seiches van belang. Bij gebrek aan gegevens wordt voor het totale maximale verschil 4 m

aangehouden. Er wordt een waterpeil van maximaal 18 m en minimaal 14 m aangehouden.

De horizontale krachten die op het dek aangrijpen worden veroorzaakt door:

- golven
- stroming
- wind
- vliegtuigen
- scheepsbotsingen



figuur 3-1 artist's impression horizontale krachten

- De golfbelasting geeft door de geringe grootte en het periodieke karakter vrijwel geen verplaatsingen en wordt verder verwaarloosd.

- De stroming geeft een wrijvingskracht die voornamelijk bepaald wordt door de zogenaamde plaatwrijving. Dit wordt veroorzaakt door de geringe diepgang van de constructie waardoor er vrijwel geen golfopwekking plaatsvindt.

De plaatweerstand kan berekend met de ITTC-formule. Deze luidt als volgt:

$$W = C_f * \frac{1}{2} * \rho * v^2 * B * L$$

W = wrijvingsweerstand

$\rho$  = dichtheid water

$v$  = snelheid

$B$  = breedte

$L$  = lengte

$$C_f = \frac{0,075}{(\log Re - 2)^2} \quad Re = \frac{v * L}{\nu}$$

In dit geval:  $Re = (1,44 * 1200) / 1,1907 \cdot 10^{-6} = 1,45 \cdot 10^9$   
 $\longmapsto$  standaardwaarde voor  
 zeewater bij  $15^0C$

$$\Rightarrow C_f = 1,46 \cdot 10^{-3}$$

Hierbij dient nog een ruwheidstoeslag te worden geteld van  $0,2 \cdot 10^{-3}$ .

$$\Rightarrow W = 1,66 \cdot 10^{-3} * \frac{1}{2} * 1025 * 1,44^2 * 1,40 \cdot 10^5 = 2,46 \cdot 10^5 \text{ N}$$

Voor  $B * L$  is het totale oppervlak van de constructie, zijnde  $1,40 \cdot 10^5 \text{ m}^2$ , ingevuld.

■ De windbelasting kan berekend worden volgens TGB 72, waarbij de windwrijving wordt gevonden door de stuwdruk met een factor te vermenigvuldigen. Indien de Nederlandse omstandigheden worden aangehouden bedraagt de stuwdruk op maaiveldniveau  $970 \text{ N/m}^2$ , hetgeen overeenkomt met een windsnelheid van  $39 \text{ m/s}$ . Dit houdt in dat de windwrijving een grootte heeft van  $0,04 * 970 = 38,8 \text{ N/m}^2$ . De totale op het dek aangrijpende windwrijving bedraagt zo:

$$1,40 \cdot 10^5 * 38,8 = 5,43 \cdot 10^6 \text{ N}$$

De winddruk bedraagt:

$$1200 * (0,8 + 0,4) * 1,25 * 970 = 1,75 \cdot 10^6 \text{ N}$$

De totale windbelasting bedraagt zo  $7,18 \cdot 10^6 \text{ N}$ . De windbelasting is derhalve een orde groter dan de stromingsbelasting, waarbij opgemerkt kan worden dat de wind nooit gedurende langere tijd over het gehele oppervlak de bovengenoemde waarde zal aannemen. De berekende waarde is hiermee een veilige bovengrens.

■ Vliegtuigen oefenen bij het opstijgen via hun straalmotoren een kracht uit op het dek. Het stuwkracht van een BAe 146 bedraagt  $124 \text{ kN}$ . Een deel hiervan levert een horizontale kracht op het dek. Deze kracht is echter klein en werkt slechts zeer

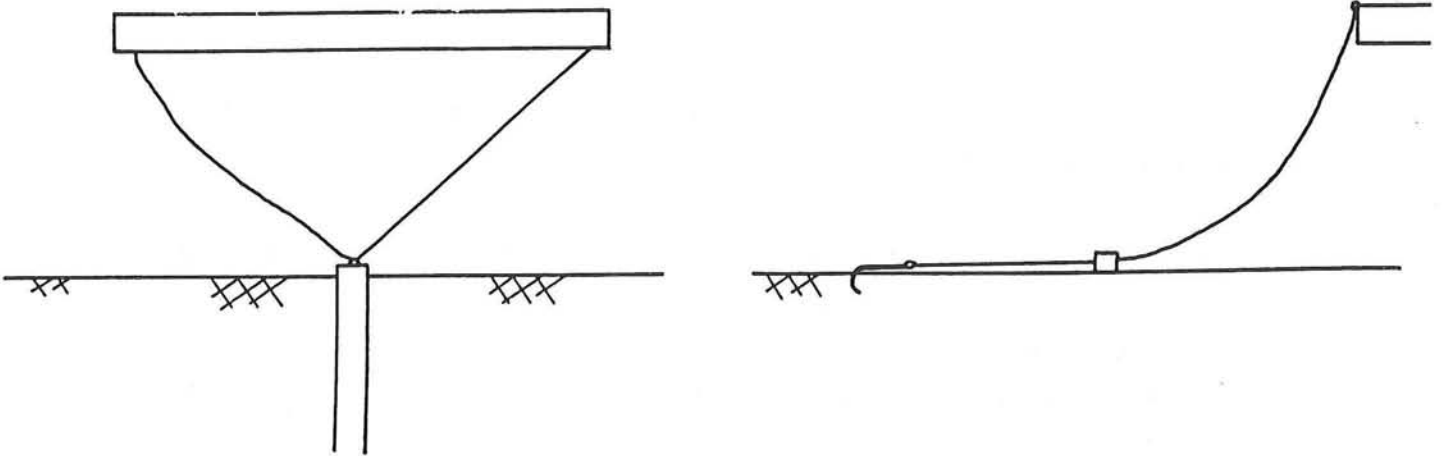
lokaal. Op de constructie als geheel zal het nauwelijks effect hebben. Deze invloed wordt dan ook verder verwaarloosd.

■ Scheepsbotsingen vallen onder het begrip calamiteiten en het is de vraag of een verankeringssysteem op dergelijke belastingen ontworpen moet worden. Voorlopig worden scheepsbotsingen buiten beschouwing gelaten.

typen verankeringen

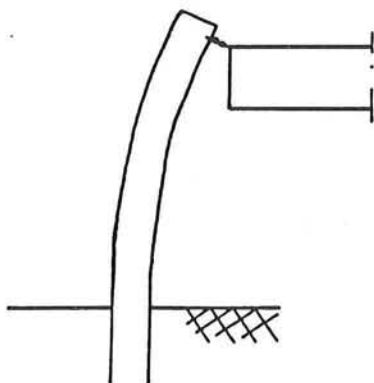
Er wordt ervan uitgegaan dat de constructie niet aan een kademuur of iets dergelijks verankerd kan worden. Er blijven dan twee mogelijkheden over:

■ verankering middels kabels of kettingen



figuur 3-2

■ verankering middels palen



figuur 3-3

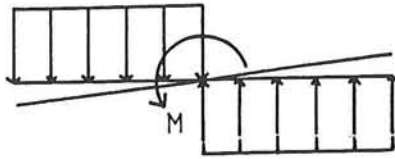
De kabel of kettingoplossing geeft relatief zeer grote verplaatsingen aangezien ze beide slap moeten hangen om de verticale bewegingen mee te kunnen maken. Dit is in verband met



de walverbinding niet gewenst. De levensduur van kabels is in de spatzone slechts één à twee jaar en voor kettingen vijf à tien jaar. Dit brengt omvangrijke onderhoudswerkzaamheden met zich mee.

De totale horizontale belasting wordt afgerond op  $7,5 \cdot 10^6$  N. Hierop wordt de verankering gedimensioneerd.

In theorie is het mogelijk dat de volgende situatie optreedt:

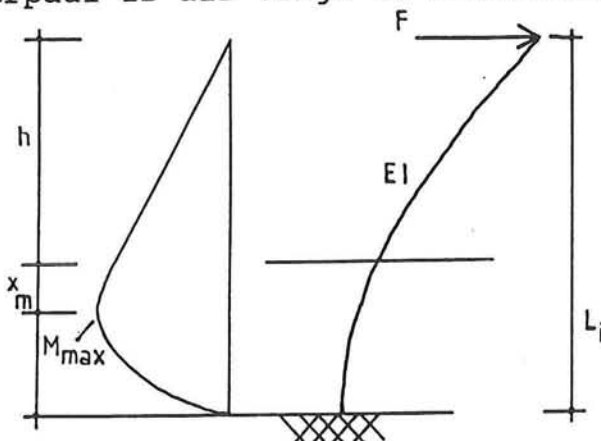


figuur 3-4 moment door horizontale belasting

De horizontale krachten geven dan een moment. Hierdoor is de bijdrage van alle ankerpalen niet even groot. Als de vervormingscapaciteit van de palen te klein is, is het mogelijk dat de buitenste palen al bezwijken, voor de overige een significante bijdrage leveren aan het verankeringsvermogen. Door de palen zo excentrisch mogelijk te plaatsen wordt dit voorkomen.

Om de constructie plaatsvast te verbinden zijn minstens twee bevestigingspunten nodig, ervan uitgaande dat een meerpaal zowel een druk als trekbelasting kan opnemen. Dit hangt af van de vormgeving van de verbinding paal-constructie. Indien alleen trek kan worden opgenomen zijn minstens vier meerpalen nodig.

Een meerpaal is als volgt te schematiseren:



figuur 3-5 schematisering meerpaal

Er wordt een aantal aannamen gedaan:

$$M_{\max} = F * (h + x_m) \text{ met } x_m \approx 0,25 * h$$

$$\text{inheidiepte } t = 0,75 * h$$

belastingfactor: 1,5

Het aantal palen hangt af van het draagvermogen per paal.

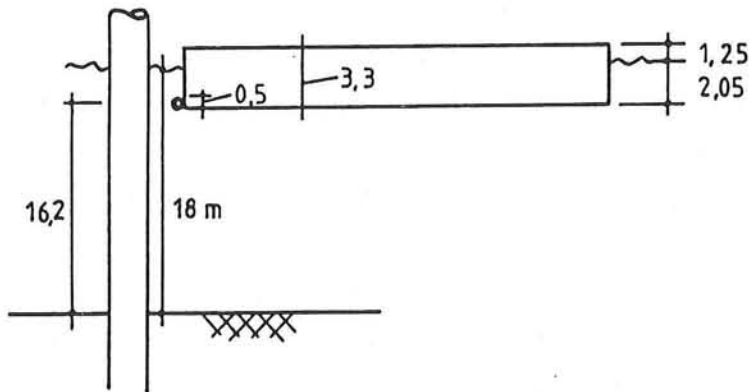
Uitgegaan wordt van palen:

$$D = 2,0 \text{ m (doorsnede)}$$

$$t = 0,06 \text{ m (wanddikte)}$$

$$\Rightarrow W = \frac{\pi * (d^4 - d_i^4)}{32 * d} = 0.172 \text{ m}^3$$

De hoogste waterstand is 18 m. Dit geeft  $h = 16,5 \text{ m}$  rekening houdend met het aangrijpingspunt van de belasting.



figuur 3-6 aangrijpingspunt belasting

Hieruit volgt  $M_{\max} = (1 + 0,25) * 16,2 * 7,5 \cdot 10^6 = 1,52 \cdot 10^8 \text{ Nm}$   
(voor de gehele constructie)

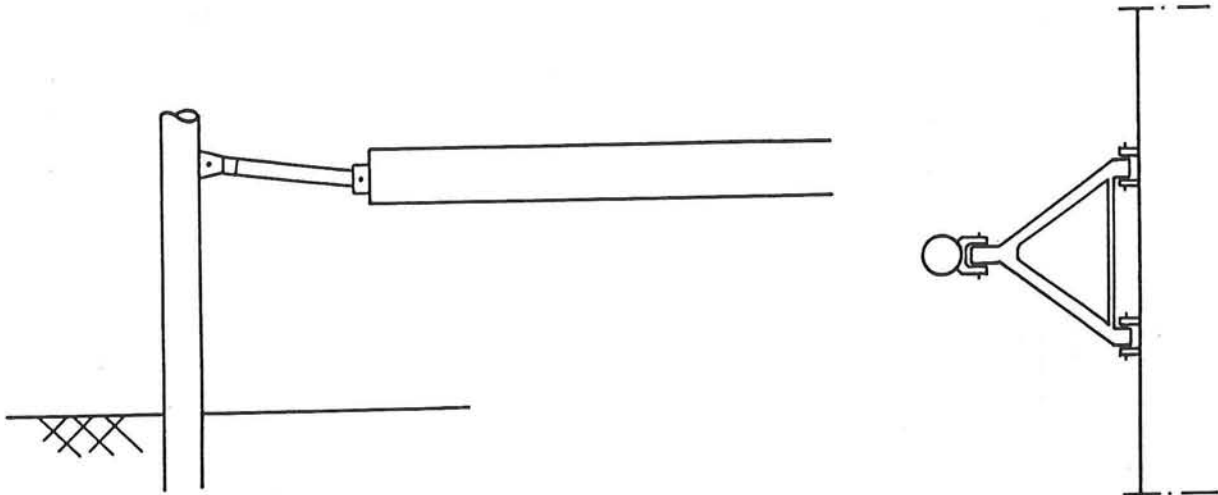
Toegepast wordt Fe 510, met  $\sigma_e = 360 \text{ N/mm}^2$ . Het benodigd aantal palen

$$n = \frac{1,5 * 1,52 \cdot 10^8}{0,172 * 360 \cdot 10^6} = 3,7 \Rightarrow 4 \text{ stuks}$$

vormgeving meerpaal:

Er zijn verschillende mogelijkheden te onderscheiden:

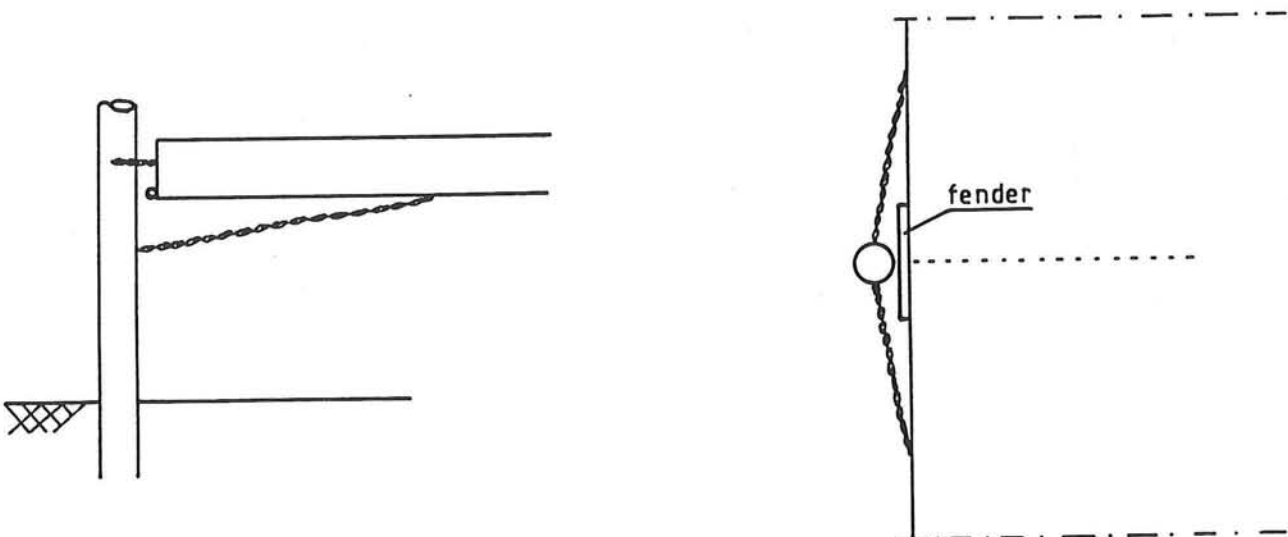
1) een scharnierende verbinding die in alle richtingen belastingen kan opnemen.



figuur 3-7 scharnierende verbinding

Hiervoor zijn ingewikkelde verbindingen nodig. Bovendien moeten de verschillende constructiedelen grote drukkrachten kunnen opnemen.

2) een verbinding waarbij de drukkrachten door fenders worden opgenomen en de trekkrachten door kettingen, zoals getoond in de volgende figuur.

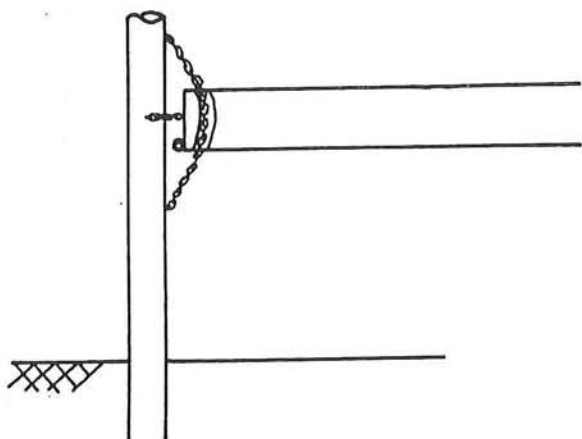


figuur 3-8

Door de kleine hoek die de kettingen maken met de horizontaal zijn verticale verplaatsingen mogelijk zonder grote horizontale verplaatsingen.

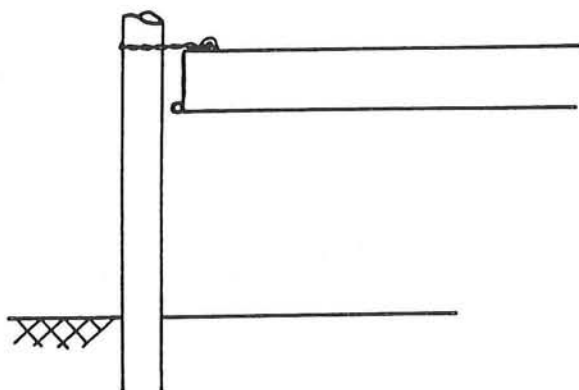
3) idem, met een ketting door een geleidehuls. De ketting houdt

het dek horizontaal op de plaats en toch is verticale beweging mogelijk. Waarschijnlijk is deze oplossing gevoelig voor slijtage en moeten de palen een groot stuk boven water uitsteken, hetgeen in verband het vliegverkeer niet wenselijk is.



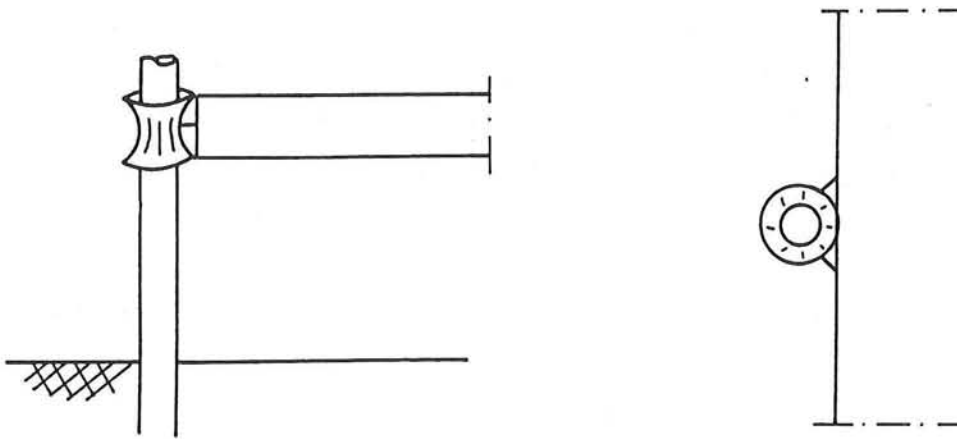
figuur 3-9

4) idem, met nu de ketting om de paal aangebracht.



figuur 3-10

5) Om de paal wordt een stalen geleidehuls aangebracht. Deze wordt aan het dek bevestigd. Horizontale bewegingen zijn zo belemmerd, terwijl vertikaal bewegen mogelijk is. De afgeronde vorm is aangebracht om ook bij scheefstand van de paal, bijvoorbeeld door horizontale belasting insnijden van de huls in de paal te voorkomen.



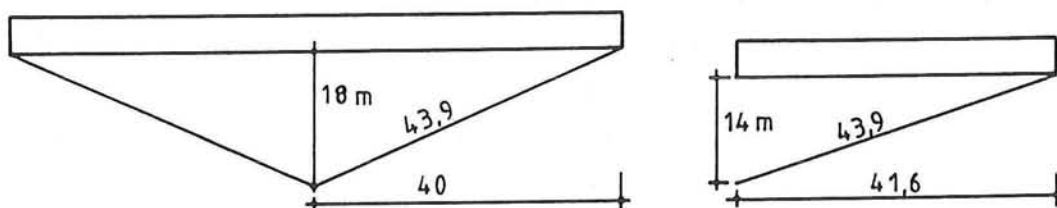
figuur 3-11

afweging:

De alternatieve verankeringsconstructies dienen afgewogen te worden op grond van kosten, eenvoud, levensduur en optredende verplaatsingen als zijnde de belangrijkste gebruikseis.

■ verankerung middels kabels of kettingen

Het aanbrengen van ankerpalen is een zeer kostbare zaak. Globaal van een half miljoen tot één miljoen gulden per stuk. Ook is een grote hoeveelheid ketting nodig. Per ankerpaal ongeveer 180 m. Ankerketting weegt  $\pm 100$  kg/m en kost f8,-/kg. Derhalve per ankerpaal f144.000,- aan ketting. De levensduur van ankerketting is maximaal ongeveer 10 jaar, gezien het agressieve milieu van het Hudsonwater. De ontwerplevensduur is 30 jaar. Tijdens deze levensduur dienen dus 2 x de ankerkettingen vervangen te worden. Behalve de kosten van de ketting is het ook technisch een omslachtige operatie. Oplossing 1) valt daardoor duur uit. Zowel oplossing 2) als 3) geven grote verplaatsingen bij belastingen uit verschillende richtingen.



figuur 3-12 horizontale verplaatsingen

Zoals uit de bovenstaande figuur volgt bedraagt de maximale horizontale verplaatsing minstens  $2 * 1,6 = 3,2$  m. Dan moet het wel mogelijk zijn de kettingen zeer strak aan te brengen. Dit zal in de praktijk zeer moeilijk gaan waardoor de verplaatsingen nog veel groter zullen zijn. Dit maakt speciale voorzieningen nodig voor de verbinding met de oever.

#### ■ verankering middels palen

De palen vragen de grootste investering. Bij een staalprijs van f3,-/kg:

$3 * 32 * \pi * 2.0 * 0.06 * 3/4 * 7.850 = f213.000,-$  per stuk (rekening houdend met verjongen van de wanddikte middels de factor 3/4)

Nodig zijn 4 palen. Deze kunnen met een jack-up heiplatform in twee dagen geheid worden. De kosten hiervoor bedragen ±f150.000,- De kosten voor het heien zelf worden op f100.000,- gesteld. De totale kosten voor de palen bedragen zo f1.102.000,- Dit is hoogstwaarschijnlijk goedkoper dan de toepassing van ankerpalen. De mogelijkheden hiervoor zijn gegeven onder de punten 1) t/m 5). De alternatieven 1) en 5) vereisen een ingewikkelde staalconstructie en zijn derhalve duur. Alternatief 2) vraagt relatief veel ketting, die bovendien lastig aan te brengen is. Alternatief 3) vraagt een grotere, ruim boven het dek uitstekende paallengte zodat alternatief 4) als beste overblijft. Deze verbinding heeft bovendien geen doorgang door het dek nodig, is eenvoudig en vraagt geringe kettinglengte. De ketting is eenvoudig te vervangen. Mogelijk dat de wrijving tussen ketting en paal aanleiding kan geven tot problemen.

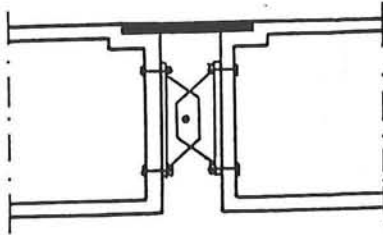
### 3.2. Voegen

Opbouw van een constructie uit elementen impliceert het optreden van voegconstructies. Het is belangrijk dat deze onderdelen goed gedetailleerd worden. De montageprocedure dient zo eenvoudig mogelijk te worden gehouden. In feite is het zo dat het hele ontwerp valt of staat bij de uitwerking van het samenvoegen van de elementen.

In principe zijn twee voegtypen te onderscheiden:

- de momentslappe voegverbinding
- de momentstijve voegverbinding

Een momentslappe verbinding kan gevormd worden door twee elementen tegen elkaar te plaatsen en te verbinden met enkele ijzere staven of een daadwerkelijke scharnierverbinding.

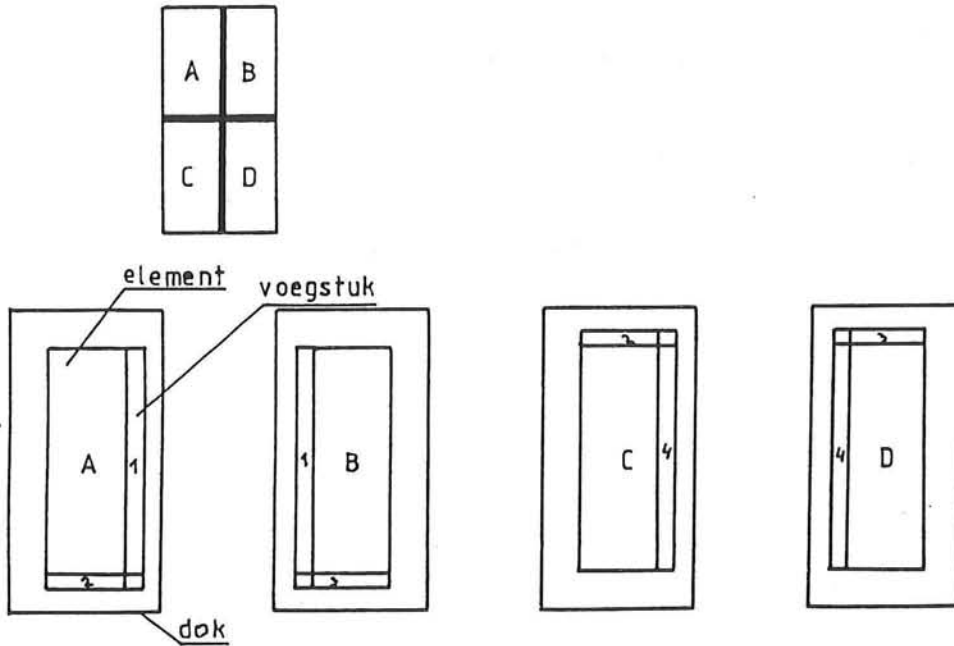


*figuur 3-13 scharnierverbinding*

Deze verbinding heeft als voordeel dat hij eenvoudig en snel uit te voeren is. Ook blijven de golf- en temperatuurmomenten beperkt. Als nadeel geldt dat er ter plaatse van de voegen knikken in het vliegdek optreden, vooral indien er golfslag aanwezig is. De belasting van de vliegtuigen op de startbaan geeft, indien om de 40 meter een voeg zit een zinking van ongeveer drie centimeter. De zinkingen door vliegtuigen veroorzaken wat dat betreft geen problemen. Ook de duurzaamheid van een dergelijke constructie is twijfelachtig. Om deze redenen valt de momentslappe verbinding af.

Een momentstijve verbinding wordt in het algemeen gerealiseerd door de verschillende delen op elkaar voor te spannen. Indien de constructiedelen op elkaar gecontramald zijn kunnen ze direkt met elkaar verbonden worden.

Het contramallen van de constructiedelen leidt tot zeer kleine elementen met navenant grote voeglengten. Eventueel zouden aparte voegstukken toegepast kunnen worden (zie figuur 3-14).



figuur 3-14 voegstukken

In beide gevallen leidt contramallen tot riskant gemanoeuvreeer met grote constructies in het dok en kan slechts één dok als productieplaats gebruikt worden. Gezien de grote afmetingen kunnen krimpverschillen er alsnog toe leiden dat de elementen niet meer passen. Contramallen in combinatie met lijmvoegen valt derhalve af als mogelijkheid. Dit heeft tot gevolg dat de voeg een overbrugging moet vormen tussen de afzonderlijke elementen om de maatonnauwkeurigheden te compenseren. De mogelijkheid bestaat een zogenaamde droge verbinding te maken door stalen platen aan beide elementen vast te lassen of te bouten, zodat direkt een verbinding ontstaat. Om een dergelijke verbinding te maken is onderwaterlaswerk nodig en zijn speciale voorzieningen nodig om de normaalkrachten uit de bodemplaat en dek in de verbinding te leiden. Een eenvoudiger oplossing is dan de mortel- of betonvoeg.

Gezien de afmetingen van de elementen dient de voegwijdte in ieder geval groter dan 30 mm te zijn, hetgeen mortelvoegen uitsluit. De enige oplossing is dan de betonvoeg. Hiertoe dient de voegwijdte tenminste 80 mm te bedragen<sup>1</sup>. Over toleranties van betonwerken is niet veel bekend. Het over de voeglengthe afwijken van de ideale lijn van  $\pm 20$  mm lijkt een waarde die redelijkerwijs te halen is. De voegwijdte moet dan tenminste

<sup>1</sup>prefabricage in beton, A.S.G. Bruggeling



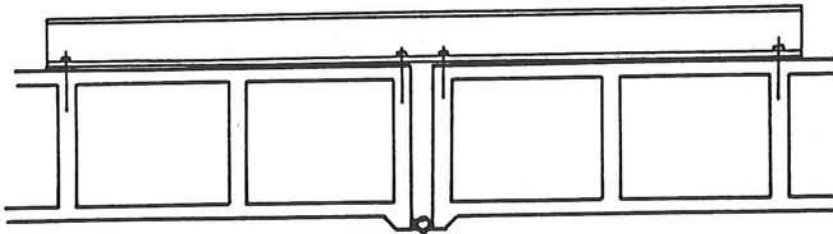
120 mm bedragen. Deze waarde wordt verder aangehouden, hoewel discussie hierover mogelijk is.

### fixatie

Er zijn verschillende mogelijkheden om de elementen op de juiste plaats te fixeren.

#### 1) toepassing van een klemconstructie

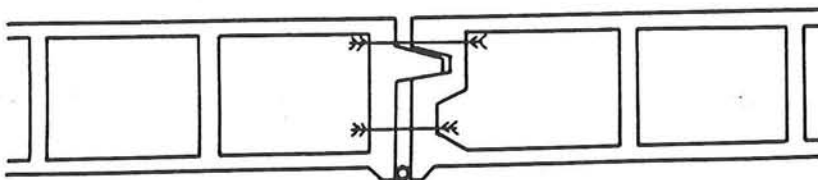
Deze methode maakt het mogelijk de elementen in verticale zin op hoogte te brengen en momentvast in de juiste stand te fixeren. Indien een element scheef ligt is het meer aan te bevelen te ballasten en zo de juiste stand te bereiken, daar anders de momenten in de klemconstructie wel heel erg groot worden.



figuur 3-15 klemconstructie

#### 2) toepassing van zoeknokken of deuvels

Als door middel van ballasten beide elementen in de juiste oriëntatie ten opzichte van elkaar verkeren kunnen de elementen door middel van lieren naar elkaar toe getrokken worden. Is het element bijna op zijn plaats dan kunnen voorspanstaven de zaak fixeren. De nokken of deuvels garanderen de juiste plaatsing.

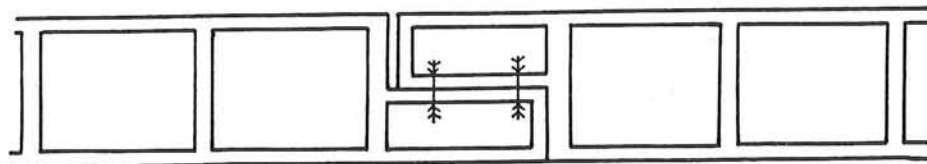


figuur 3-16 zoeknokken

#### 3) toepassing van verticale voorspanning

De elementen dienen door middel van lieren gedeeltelijk boven elkaar gebracht te worden. Het onderliggende element

dient hiertoe geballast te worden. De ballast kan vervolgens verwijderd worden zodat de elementen contact maken. Dan kunnen de verticale voorspanstaven aangebracht worden om een vaste verbinding te maken.



figuur 3-17 vertikale voorspanning

Afweging:

Methode 1) heeft grote klemconstructies nodig, die echter wel meermalen gebruikt kunnen worden. Verder is de methode eenvoudig uit te voeren. Een belangrijk voordeel is dat de elementen elkaar tijdens de montage niet direkt raken waardoor schade voorkomen wordt. Methode 2) is kwetsbaar. De zoeknokken kunnen nooit zo nauwkeurig gemaakt worden dat ze alle, over de gehele montagelengte functioneren. De dwarskracht wordt zeer geconcentreerd overgebracht. Er kan zo schade ontstaan aan de zoeknokken. Het aanbrengen van voorspanstaven voor de verankering is omslachtig en gevaarlijk, omdat voordat de montage voltooid is de elementen al contact maken waardoor schade kan ontstaan. Methode 3) voldoet niet goed omdat de verschillende delen zo moeilijk tot één geheel zijn te maken. Aan de onderzijde is moeilijk mortel aan te brengen, waardoor een spleet overblijft. De drukkracht in de bodem van de constructie kan dan nergens heen. De verbinding blijft zo altijd een zwakke plek. De betonvlakken zullen altijd oneffenheden vertonen, waardoor het aanbrengen van de vertikele voorspanning aanleiding geeft tot scheurvorming.

De alternatieven afwegend blijkt methode 1) het meest eenvoudig en veilig, zodat deze verder wordt uitgewerkt.

### belastingen tijdens de verankeringsprocedure

Zoals beschreven is in de paragraaf 'elementgrootte' dient gerekend te worden met een significante golfhoogte voor windgolven van 0,53 m, bij een periode van 2,5 seconde. Dit geeft een golflengte van 10 m. Tegenwoordig is met redelijke nauwkeurigheid te voorspellen wat het weer zal zijn de volgende drie dagen. Het is dus zeker verantwoord met windkracht 5 te rekenen gedurende de verhardingsfase van het voegbeton.

Behalve door windgolven vindt ook golfopwekking plaats door passerende schepen. Indien deze schepen op ruime afstand passeren, is niet te verwachten dat de scheepsgolven hoger dan de windgolven worden. Voor alle zekerheid wordt gerekend met een golfhoogte van 0,75 m bij een golflengte van 15 m. De functie van de tijdelijke verankering is het verhinderen van hoekverdraaiingen en verticale en horizontale verplaatsingen tijdens het verharden van het voegbeton, totdat de voorspanning is aangebracht. De bezwijksterkte van de inklemmingsconstructie is niet zo zeer van belang. Van belang is wel of deze constructie in staat is de vervormingen binnen toelaatbare waarden te houden. Onduidelijk is wat nog toelaatbaar is. Om dit in rekening te brengen wordt gerekend met een toelaatbare staal-buigspanning van  $200 \text{ N/mm}^2$ , hetgeen bij toepassing van Fe 510, 55% is van de 0,2% rekgrens.

Gezien de relatief kleine inklemmingsmomenten behoeft niet een speciale spantconstructie gemaakt te worden en kan volstaan worden met een standaard I-profiel. Dit heeft tevens als voordeel dat het een stijve constructie is zonder speling in knooppunten.

Het moment waarmee gerekend moet worden bedraagt:

$$2 * \frac{1}{2} * H * g * L/2\pi * L/2\pi \\ = 2 * \frac{1}{2} * 0,75 * 9,81 * 15/2\pi * 15/2\pi = 42 \text{ kNm/m}$$

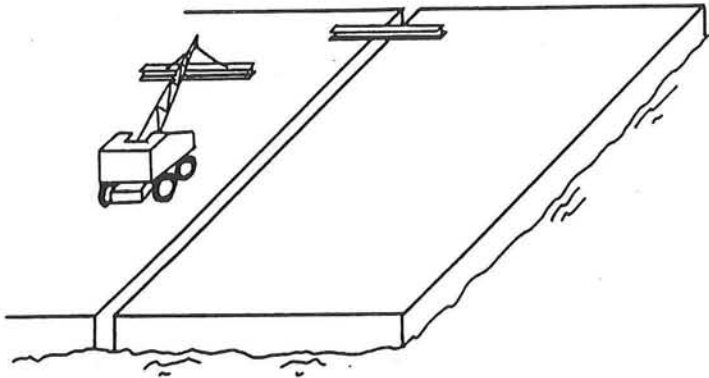
Indien 5 I-profielen worden toegepast op 80 m elementlengte bedraagt het minimale traagheidsmoment:

$$W_{\min} = \frac{16 * 42 \cdot 10^6}{200} = 3360 \cdot 10^3 \text{ mm}^3$$

Het lichtste profiel dat hieraan voldoet is HE 500 A, met  $W = 3550 \cdot 10^3$  en een gewicht van 1550 N/m.

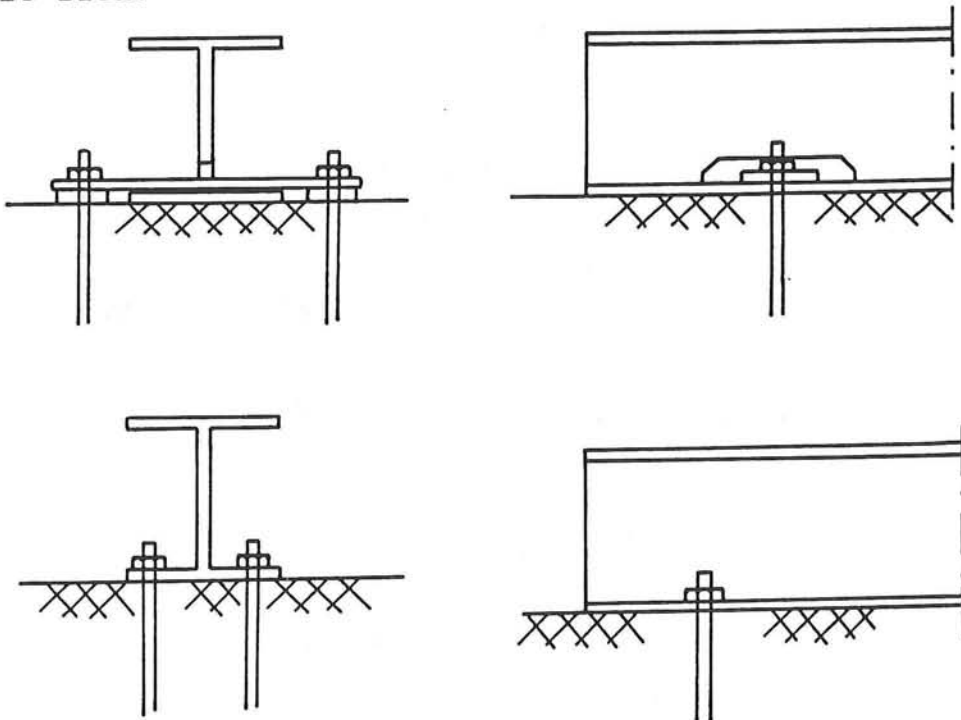
Tijdens de montage moet het mogelijk zijn de I-profielen vlot aan te brengen en zo de verbinding te realiseren. Hiervoor is een aantal mogelijkheden beschikbaar.

- Een hijskraan brengt de profielen tot boven de juiste plaats.



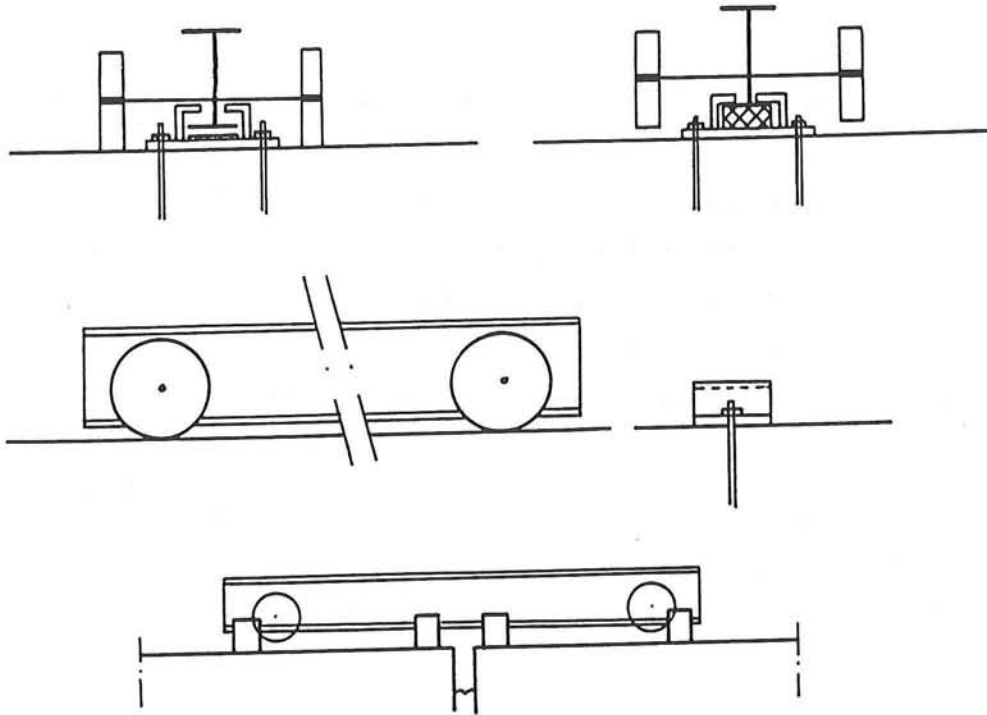
figuur 3-18 aanbrengen profielen

Een paar werkkrachten kunnen dan het profiel precies op de juiste plaats manoeuvreren, waarna de kraan het profiel laat zakken en de verbinding kan worden gemaakt. Deze kan er als volgt uit zien:



figuur 3-19 verbinding profiel/dek

■ De profielen worden voorzien van wielen, waardoor ze rijdend op de goede plaats kunnen worden gebracht.



figuur 3-20

Eenmaal op de juiste plaats kunnen de profielen door vijzels tegen de klemconstructie worden gedrukt waarmee een inklemming wordt bereikt. Om een voldoende stijve verbinding te bereiken dienen de profielen altijd in de klemconstructie gedrukt te blijven. De benodigde vijzeldrukkracht hangt af van de afstand tussen de vijzels. Indien dit 5 m is bedraagt deze kracht  $42 \cdot 16/5 = 134,4$  kN. Deze drukkracht is met een eenvoudige vijzel te realiseren.

#### afweging

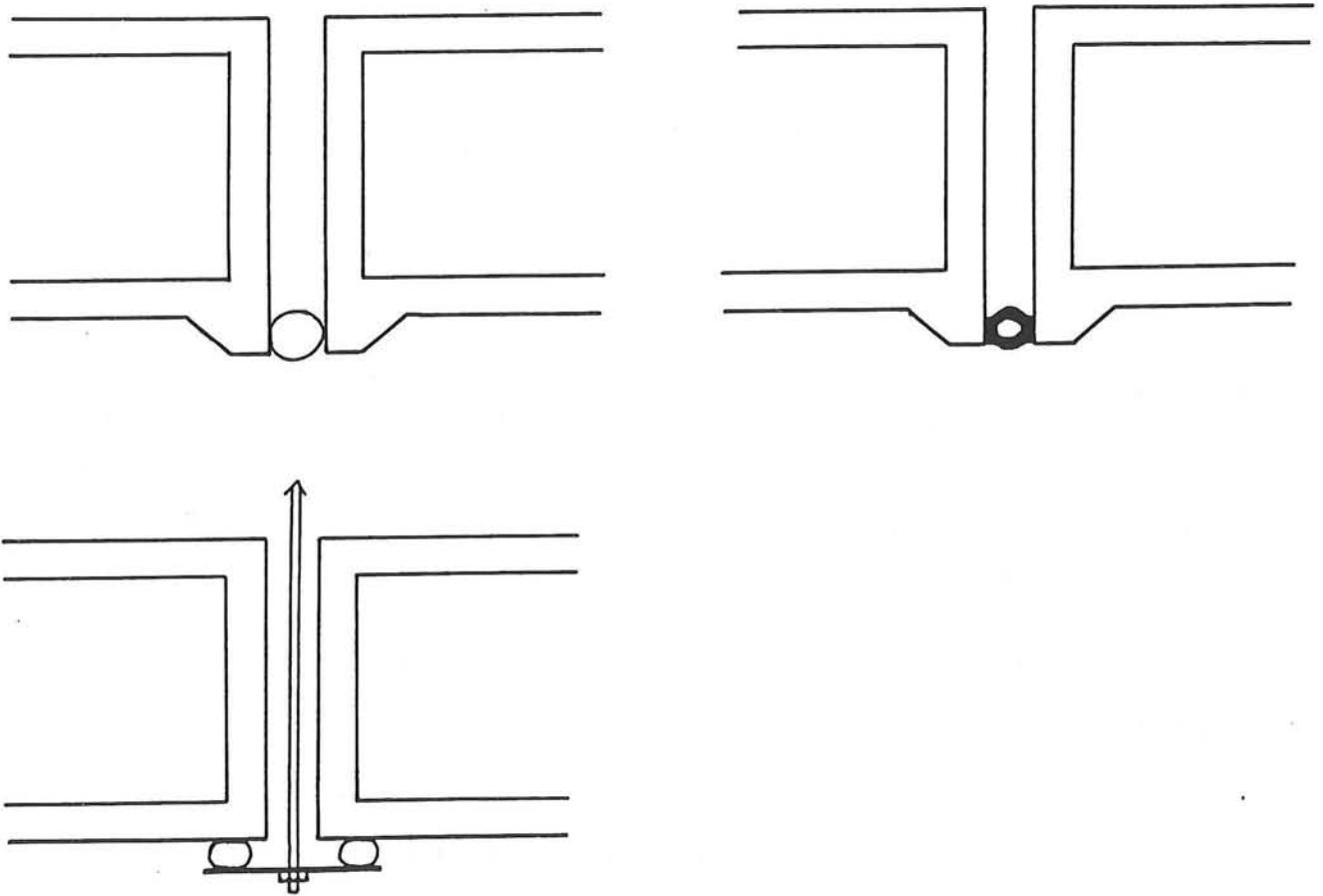
De kosten van een hijskraan dienen afgewogen te worden tegen die van het aanbrengen van de wielen en de fabricagekosten van de klemconstructies. Voor het hijswerk is een 3,5 tons mobiele kraan al voldoende. De kosten hiervan bedragen ongeveer f1500,-/week. Erg lang werk zal de kraan niet hebben. De oplossing met de klemconstructies zal derhalve waarschijnlijk duurder zijn. Van de twee mogelijkheden waarbij het I-profiel direkt op het dek gemonteerd wordt is degene waarbij de ankerstaven direkt door het lijf steken het meest stijf. Het alternatief waarbij door het lijf een stalen plaat wordt aangebracht is het meest flexibel, in die zin dat maatafwijkingen eenvoudig opgevangen

kunnen worden. Dit laatste wordt belangrijk geacht en daarmee wordt dit alternatief gekozen.

#### droogzetten voeg

In principe zijn er drie mogelijkheden om de voegen droog te zetten.

- 1) het gebruik van een opblaasbaar rubber profiel
- 2) het gebruik van een rubber profiel dat de waterdichtheid verzekert doordat het wordt samengedrukt
- 3) het gebruik van een verzegeling die van buitenaf tegen de voeg wordt gedrukt en zo een afdichting bewerkstelligt



figuur 3-21 afdichting voeg

#### afweging

Methode 1) heeft als voordeel dat het profiel eventueel te hergebruiken is, hoewel het mogelijk is dat het vast komt te zitten aan het verhardende beton. Ook is het mogelijk door de druk in het profiel te verhogen eventuele lekkages te ondervangen. Een nadelig punt is de gevoeligheid van het profiel zelf voor lekkages. Een enkel gat in het profiel en de

gehele afdichtende werking gaat verloren. Dit is niet het geval bij methode 2). Deze methode heeft zijn doeltreffendheid reeds bewezen bij vele afzinktunnels. Methode 3) maakt ook hergebruik mogelijk en heeft als voordeel dat er geen uitsteeksels aan de bodemplaat behoeven te zitten om de normaalkracht in de bodem direkt van het ene op het andere element over te dragen. Deze methode heeft als nadeel dat er lastige voorzieningen moeten worden getroffen om de dichting onder druk te houden. Om ook de zijkanten van de voeg waterdicht te maken zijn nog speciale voorzieningen nodig. Resumerend kan gesteld worden dat methode 2) het meest betrouwbaar en eenvoudig is en dan ook de voorkeur verdient.

voorspanning voeg

Als de tijdelijke momentvaste verbinding is aangebracht en het water uit de voeg is verwijderd kan de definitieve verbinding worden aangebracht. Deze verbinding moet in staat zijn de golf- en vliegtuigmomenten op te nemen. Indien ervan wordt uitgegaan dat de constructie ten gevolge van micromomenten scheurvorming mag vertonen, bedragen de totale op te nemen momenten:

dwarsvoegen:

$$\begin{aligned} M_{\text{golf}} &= 1,434 \cdot 10^6 \text{ Nm/m} \\ M_{\text{vliegtuig}} &= 0,141 \cdot 10^6 \text{ Nm/m} \\ M_{\text{T}} &= 0,8 * 6,091 \cdot 10^6 \text{ Nm/m} \\ \hline M_{\text{totaal}} &= 6,448 \cdot 10^6 \text{ Nm/m} \end{aligned} +$$

langsvoegen:

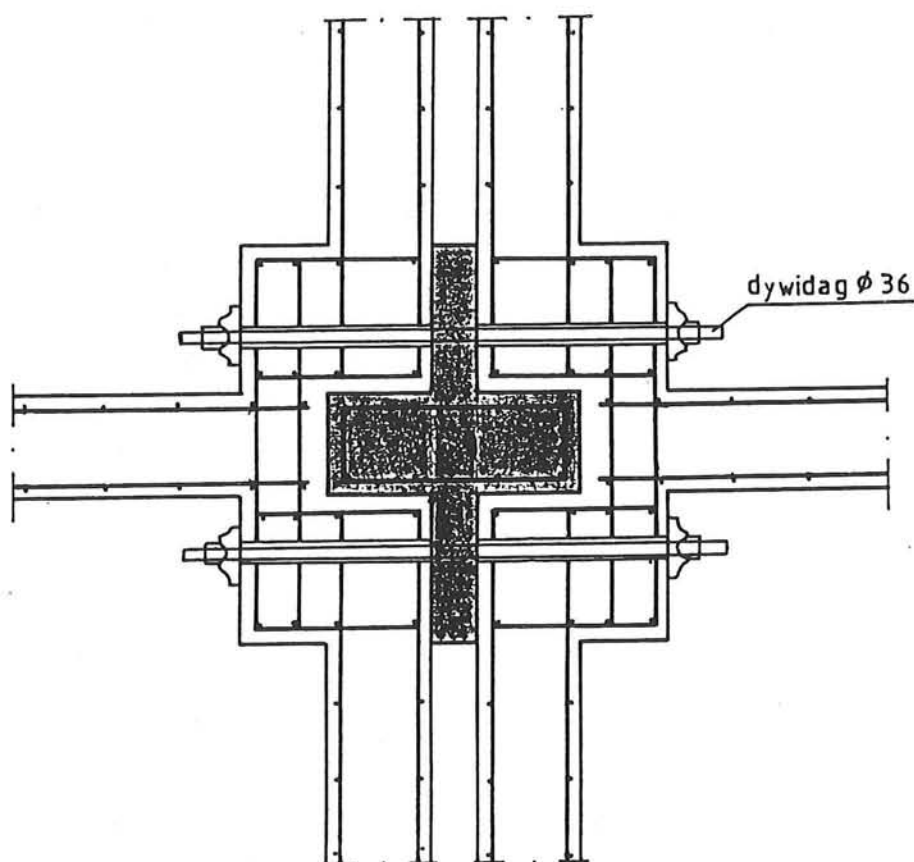
$$\begin{aligned} M_{\text{golf}} &= 1,434 \cdot 10^6 \text{ Nm/m} \\ M_{\text{vliegtuig}} &= 0,141 \cdot 10^6 \text{ Nm/m} \\ M_{\text{T}} &= 0,8 * 84 \cdot 10^3 \text{ Nm/m} \\ \hline M_{\text{totaal}} &= 1,642 \cdot 10^6 \end{aligned} +$$

Gezien de geringe lengte van de voerspanelementen ligt het gebruik van spanstaven voor de hand. Deze kunnen zeer eenvoudig verankerd worden. Uitgegaan wordt van Dywidag-staven  $\phi 36$ , kwaliteit 1230 N/mm<sup>2</sup>, werkvoorspankracht 814 kN. Dit zijn de zwaarst verkrijgbare voerspanstaven.

De voerspankracht die nodig is hangt af van het moment en van de vormgeving van de voeg. Indien alleen ter plaatse van het dek en de bodemplaat beton in de voeg zit en de rest is opgevuld met bijvoorbeeld polystyreen, is het traagheidsmoment van de voeg wel kleiner dan wanneer de gehele voeg opgevuld zou zijn met beton, maar de benodigde voerspankracht is minder. Er behoeft immers minder beton te worden voorgespannen. Het beton dat weggelaten wordt zit ter plaatse van het zwaartepunt van de

doorsnede en levert slechts een geringe bijdrage aan het traagheidsmoment.

Gezien de grote hoeveelheid benodigde voorspanning is het niet mogelijk de voorspanning geconcentreerd in spanputten aan te brengen. Het is nu noodzakelijk de voorspanelementen gespreid over de gehele breedte aan te brengen. In verband met eventuele scheurvorming dient de voorspanning zo dicht mogelijk bij dek en bodem te worden aangebracht.



figuur 3-22 voorgespannen voegverbinding

De benodigde voorspanning wordt als volgt berekend:  
dwarsvoegen:

$$I = 1/12 * 5000 * 3300^3 - 1/12 * 3930 * 1969^3$$

$$= 1,251 \cdot 10^{13} \text{ mm}^4/\text{cel}$$

$$M = 6,448 \cdot 10^9 \text{ Nmm/m}$$

$$\sigma = \frac{M * z}{I} = \frac{5 * 6,448 \cdot 10^9 * 1650}{1,251 \cdot 10^{13}} = 4,25 \text{ N/mm}^2$$



$$P = \sigma * A_{\text{beton}} = 4,25 * 8,80 \cdot 10^6 = 3,74 \cdot 10^7 \text{ N}$$

$$\Rightarrow 3,74 \cdot 10^7 / 814 \cdot 10^3 = 46 \text{ dywidag-elementen per cel}$$

langsvoegen:

Hiervoor geldt een soortgelijke redenering.

$$\Rightarrow 12 \text{ Dywidag-elementen per cel}$$

kosten

De kosten één Dywidag-voorspanelement zijn opgebouwd uit:

- Dywidagstaaf  $\phi 36 \Rightarrow 8 \text{ kg/m} \hat{=} f2,-/\text{kg}$   
een staaf is ongeveer 1.5 m lang  $\Rightarrow f24,-/\text{stuk}$
- waterdichte huls  $f5,-$  per stel
- transport  $f1,-$
- 2 plaatverankeringen  $f100,-$
- manuren  $f50,-$
- huur spanapparatuur  $f2,-$

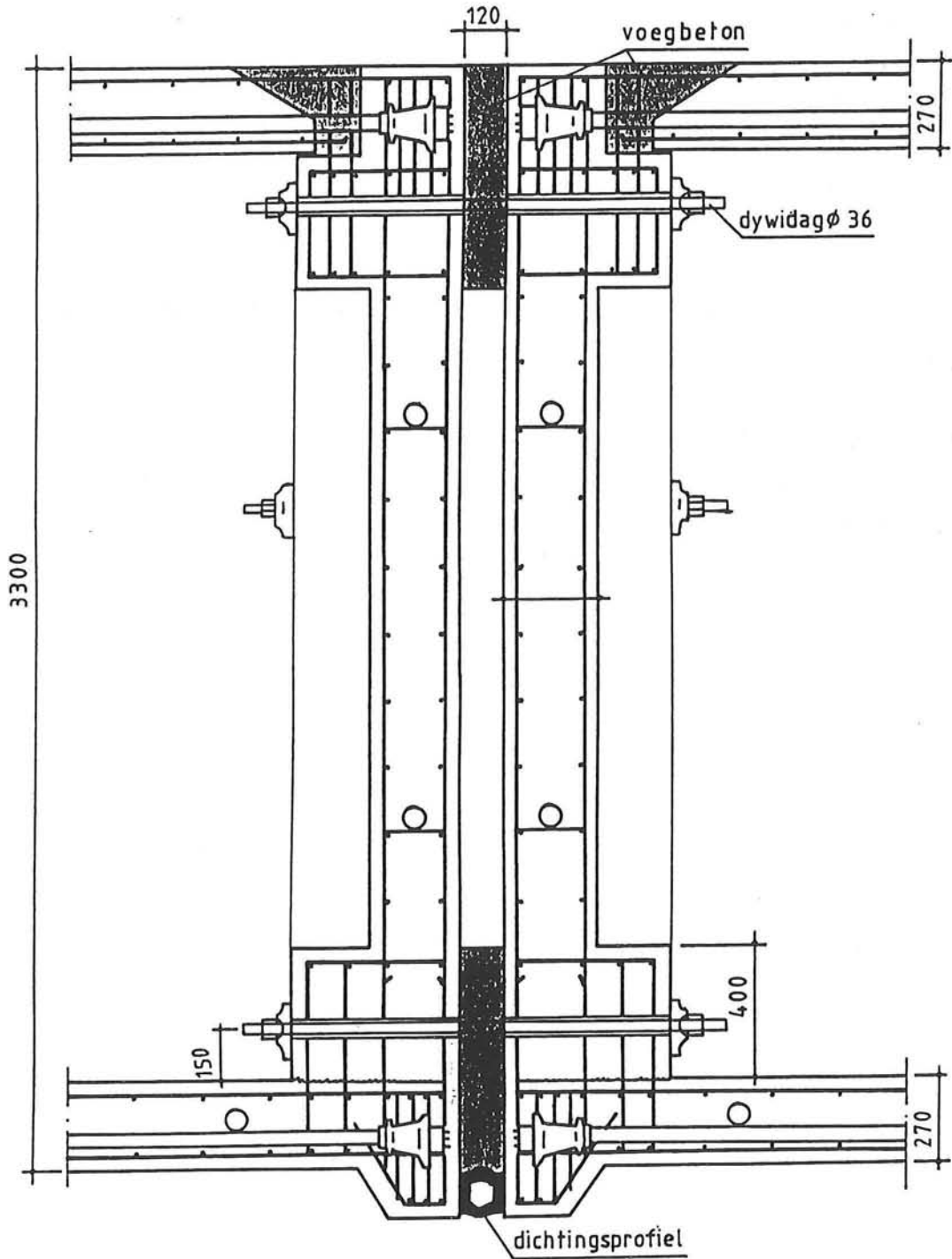
totaal  $f182,-/\text{stuk}$

Voor voegbeton wordt gerekend  $f200,-/\text{m}$  inclusief verwerking. De kosten voor een dwarsvoeg bedragen dan:

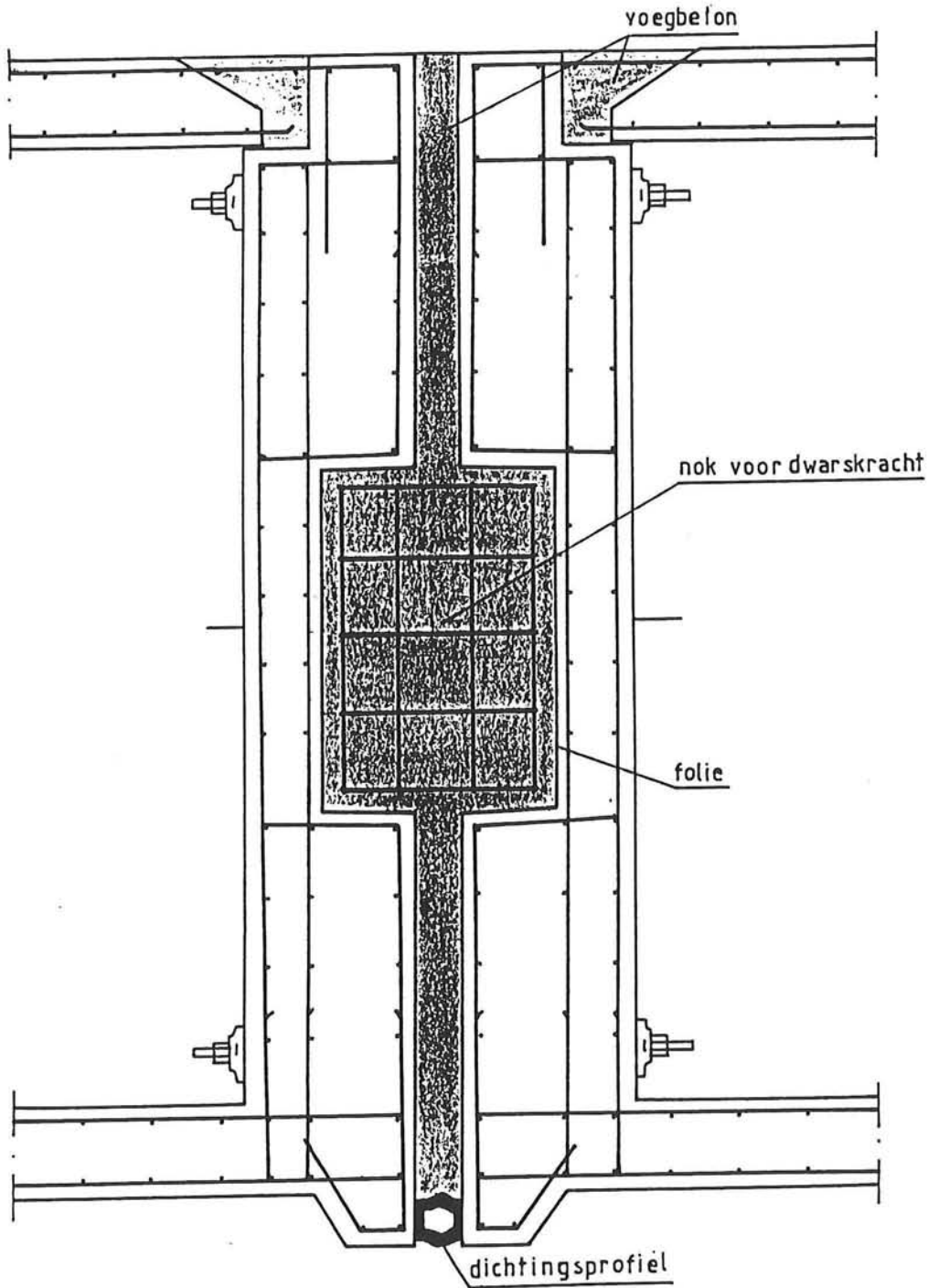
$$46 * 182 / 5 + 200 = f1874,-/\text{m}$$

Voor een langsvoeg:

$$12 * 182 / 5 + 200 = f637,-/\text{m}$$



figuur 3-23 doorsnede voegverbinding



figuur 3-24 doorsnede voegverbinding



## HOOFDSTUK 4 UITVOERING

### 4.1. Inleiding

Bij de feitelijke uitvoering van een drijvend vliegveld komt nogal wat kijken. Door de enorme afmetingen moet de constructie in kleinere elementen worden gefabriceerd, die dan vervolgens weer tot een geheel moeten worden gemaakt. Een aantal aspecten van het project is al behandeld in voorgaande hoofdstukken. In dit hoofdstuk staat de uitvoering centraal. Allereerst wordt bepaald hoe groot de elementen zullen zijn waaruit het vliegveld zal worden opgebouwd. Vervolgens wordt de meest ideale bouwplaats bepaald voor deze elementen. Het betonwerk en de keuze prefab of in situ bouwen komt in de volgende paragraaf aan de orde, gevolgd door een eerste aanzet tot een tijdschema van de werkzaamheden.

### 4.2. Elementgrootte

Voor het bepalen van de grootte van de elementen waaruit het dek zal worden opgebouwd is een aantal factoren van belang. Voor sommige factoren is een groter element wenselijk, voor andere een kleiner. In onderstaand overzicht worden deze invloedsfactoren opgesomd.

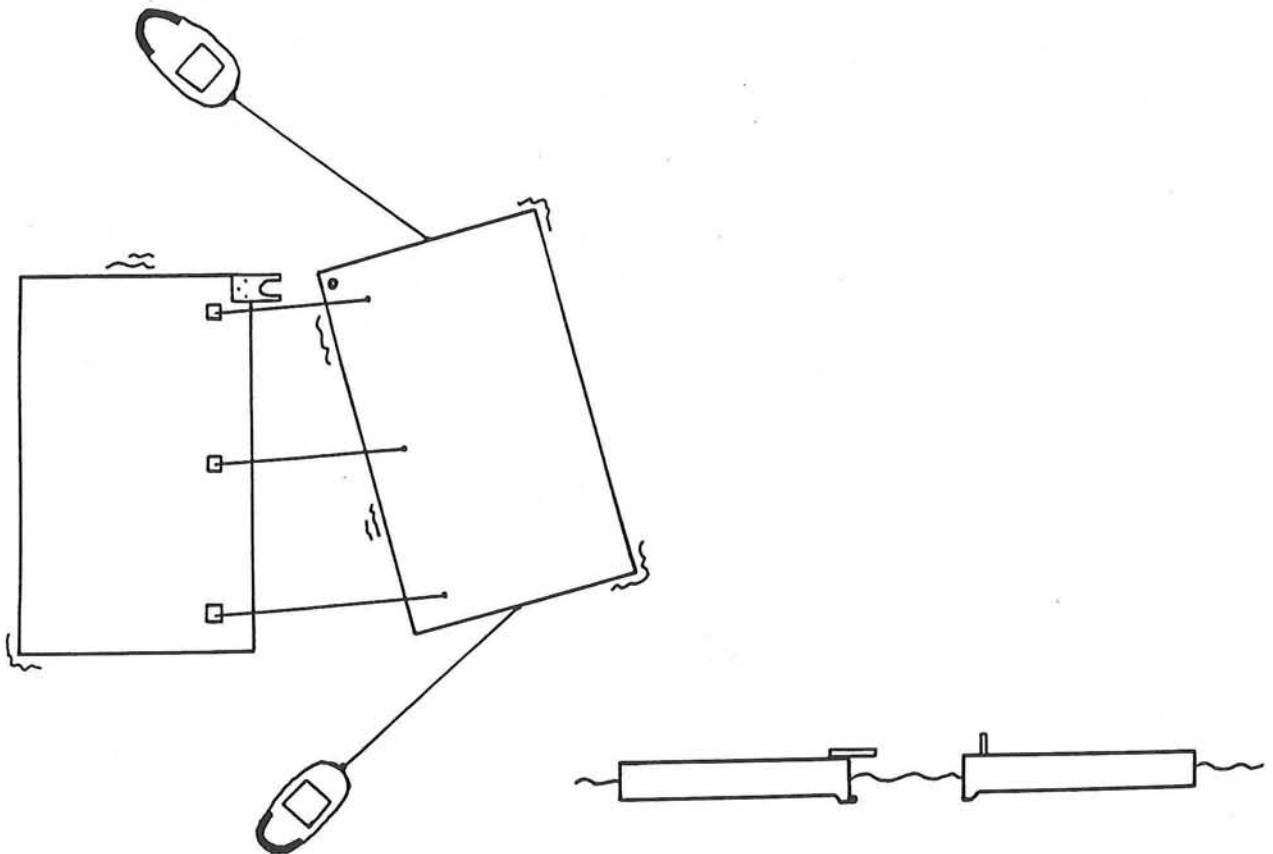
element	
groter < ===== >	kleiner
1 installatiekosten	5 versleepbaarheid
2 lengte/kosten voeg	6 golfmomenten tijdens transport
3 drijvende stabiliteit	7 dokgrootte
4 lengte voorspanning	8 afmetingen vaargeul

Deze factoren zullen achtereenvolgens worden besproken om vervolgens tot een optimale elementgrootte te komen.

## 1) installatiekosten

De installatie vindt plaats door met sleepboten de elementen vlak bij elkaar te brengen en vervolgens met lieren de verschillende elementen naar elkaar toe te trekken. Dan kan de inklemmingsconstructie worden aangebracht en de voegverbinding worden gemaakt.

Het bij elkaar brengen kan het best als volgt gebeuren:



figuur 4-1 installatie

Het rotatiepunt zorgt ervoor dat de sleepboten maar één punt op de juiste plaats behoeven te brengen. De juiste positie in het horizontale vlak wordt eenvoudig bereikt door het element om het rotatiepunt dicht te draaien. Vertikaal zijn de bewegingen nog mogelijk zodat beschadigingen aan de kontaktpunten worden voorkomen. Door de rubber dichtingsprofielen onder spanning te brengen wordt de waterdichtheid van de voeg verzekerd.

De kosten van de installatie hangen hoofdzakelijk af van het aantal elementen. Hoe groter de elementen, des te minder elementen er geïnstalleerd moeten worden.

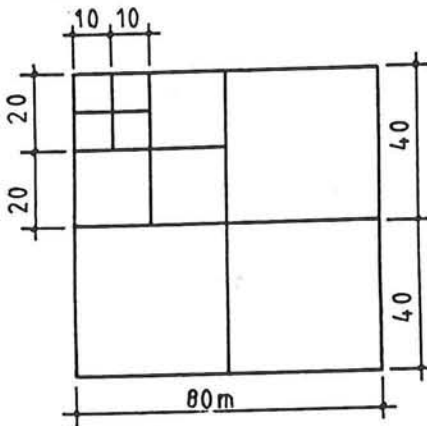
Kosten: Indien twee elementen per dag geïnstalleerd kunnen

worden bedragen de kosten per element:

$$\begin{array}{r}
 2 \text{ sleepbootdagen}/2 \text{ elementen} = f10.000,- \\
 \text{overige kosten} = f5.000,- \\
 \hline
 \text{totaal } f15.000,- \text{ per element}
 \end{array}$$

## 2) lengte/kosten voeg

De kosten van langsvoeg bedragen  $f637,-/m$  en voor dwarsvoeg  $f1873,-/m$ . De totale kosten hangen sterk af van de elementgrootte. Ter illustratie moge het volgende dienen:



figuur 4-2 elementopbouw

De totale voeglengte in dit element bedraagt:

deelelementen  $40 \times 40 \text{ m} \Rightarrow 160 \text{ m voeg}$

deelelementen  $20 \times 20 \text{ m} \Rightarrow 480 \text{ m voeg}$

deelelementen  $10 \times 10 \text{ m} \Rightarrow 1120 \text{ m voeg}$

De voeglengte neemt zeer sterk toe als de elementgrootte afneemt. Gestreeft dient te worden naar zo groot mogelijk elementen.

## 3) drijvende stabiliteit

Deze is zowel van belang tijdens het transport als tijdens de montageprocedure. Tijdens het transport dient het loskomen van het wateroppervlak van de constructie voorkomen te worden, omdat dit gepaard gaat met grote golfklappen die het dek kunnen beschadigen. Tijdens de montage is een stabiele ligging van belang om de bevestigingen aan te brengen.

De statische stabiliteit kan uitgedrukt worden in de

metacenterhoogte. In dit geval vallen zwaartepunt van de constructie en het drukpunt van de waterdruk vrijwel samen. De metacenterhoogte is dan te berekenen volgens:

$$\text{metacenterhoogte} = GM = \frac{I}{\nabla} = \frac{1/12 * B * L^3}{T * B * L} = \frac{1}{12} \frac{L^2}{T}$$

met  $T = \text{diepgang} = 1.75 \text{ m}$

$L = \text{lengte} = 40 \text{ m}$

$B = \text{breedte}$

$\nabla = \text{waterverplaatsing}$

Hieruit volgt  $GM = 76 \text{ m}$ . Voor een deklasponton is dit in de orde van 40 m.

Statisch gezien is de constructie zeer stabiel.

De bewegingen in onregelmatige golven kunnen berekend worden als de zogenaamde frequentiekaracteristieken van de constructie bekend zijn. De beweging van een constructie wordt bepaald door de responsies van de constructie op elk van de samenstellende enkelvoudige golfcomponenten lineair te superponeren. Het moet dan wel mogelijk zijn het systeem als lineair te beschouwen. De berekening gaat als volgt:

$$S_{z\ddot{\zeta}}(w) = |Y_{z\ddot{\zeta}}(w)|^2 S_{\ddot{\zeta}}(w)$$

met  $S_{z\ddot{\zeta}}(w) = \text{bewegingsspectrum (dompen, stampen, slingeren)}$

$Y_{z\ddot{\zeta}}(w) = \text{amplitudekarakteristiek}$

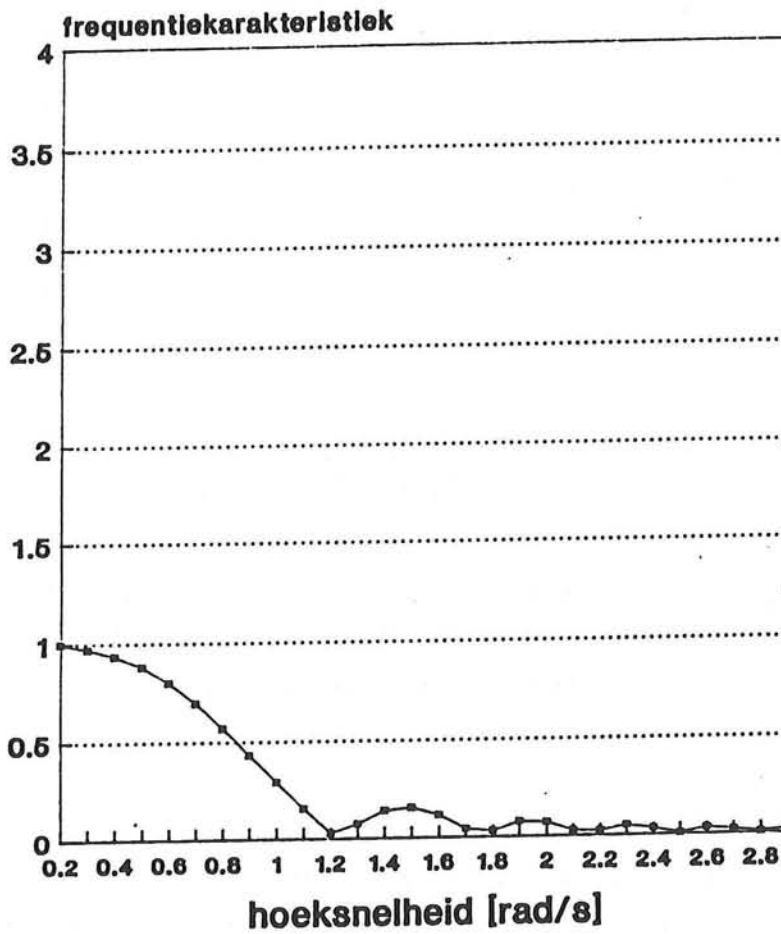
$S_{\ddot{\zeta}}(w) = \text{golfspectrum}$

De amplitudekarakteristiek en daarmee de bewegingen zijn niet met de hand te berekenen, omdat de constructie-elementen zo groot zijn dat de constructielengte niet meer relatief klein is ten opzichte van de golflengte. Het golfoppervlak mag dan niet vereenvoudigd worden tot een rechte, zoals gebruikelijk is bij eenvoudige handberekeningen. In dit geval zijn de twee belangrijkste bewegingen dompen en slingeren, bij van de zijkant inkomende golven. Dompen is de vertikaal op- en neergaande beweging. Slingereren is roteren om een as in de



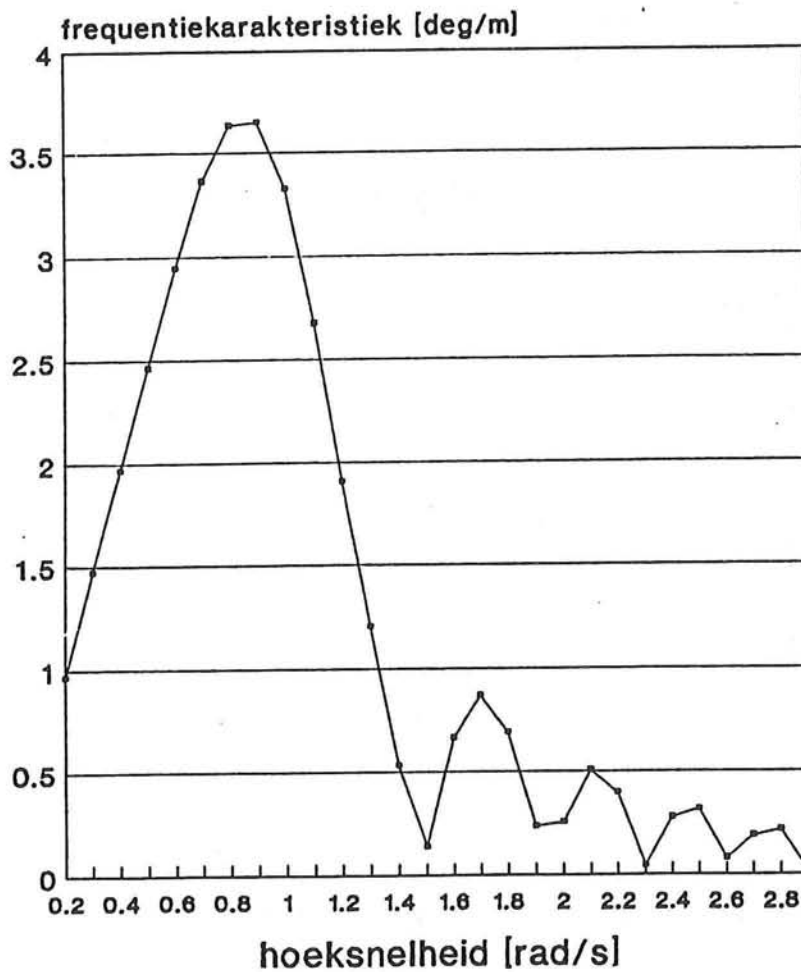
lengterichting van het element. Deze twee bewegingen zullen de grootste uitslag geven. Een numerieke berekening is uitgevoerd met het computerprogramma Seaway. Deze geeft de volgende demp- en slingerkarakteristieken:

## dompen



figuur 4-3 dempkarakteristiek

# slingeren



figuur 4-4 slingerkarakteristiek

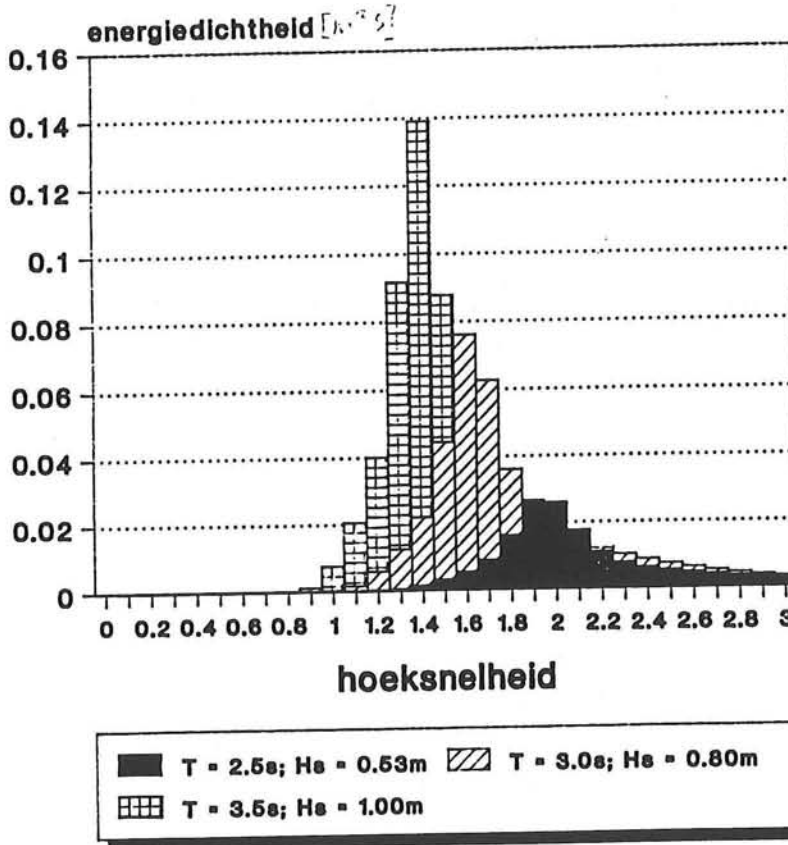
Zoals te zien vertoont de amplitudekarakteristiek voor het slingeren een zeer grote opslingering. Doordat de constructie zeer licht is en bovendien breed bewerkstelligen de golfdrukken een relatief zeer groot draaiend moment waardoor de constructie gaat slingeren.

Om het bewegingsspectrum te berekenen is nog een golfspectrum nodig.

In de New-York Upper Bay waait het 5 à 10% van de tijd vanuit zuid- of zuidwestelijke richting met een windkracht groter dan 5 Beaufort. Indien voor de installatie wordt uitgegaan van windkracht 5 dan kan de installatie waarschijnlijk zonder veel vertraging worden uitgevoerd. Bij deze windkracht hoort een significante golfhoogte van 0,53 m en een periode van 2,5 s. Indien een JONSWAP-spectrum wordt toegepast vanwege de limited fetch (lengte waarover de wind op het wateroppervlek

aangrijpt), hetgeen hier zeker het geval is, dan ziet het energiedichtheidsspectrum eruit zoals in de volgende figuur:

## JONSWAP golfspectrum



figuur 4-5 golfspectrum

Ter illustratie zijn nog twee spectra toegevoegd met  $T_s$  respectievelijk 3,0 en 3,5 s.

Het gebruikte JONSWAP-spectrum luidt als volgt:

$$S(\omega) = A * \tau^B * \frac{173 * H_{1/3}^2}{T_1^4} * \tau^{-5} * \exp\left[\frac{-691}{T_1^4} * \omega^{-4}\right]$$

met  $\tau = 3,3$

$$A = 0,658$$

$$B = \exp\left[-\left[\frac{\omega/\omega_p - 1,0}{\sigma^2}\right]^2\right]$$

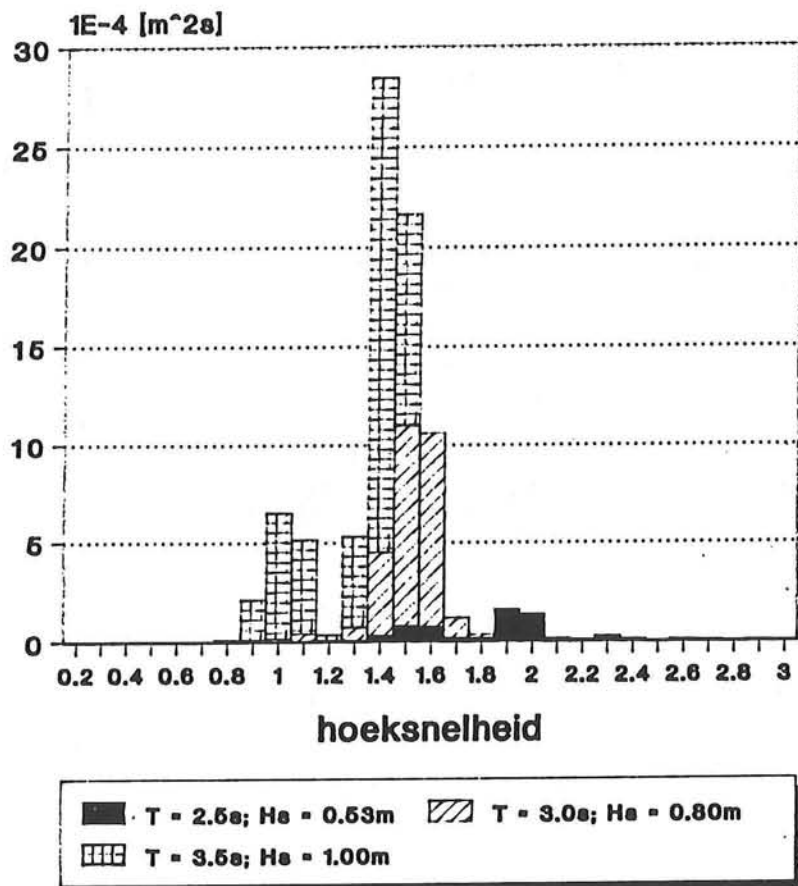
$$p = \frac{2 * \pi}{T_p} = \frac{2 * \pi}{1,296 * T_1}$$

$\sigma$  = een stapfunctie afhankelijk van  $\omega$ : als  $\omega < \omega_p$  dan

$$\sigma = 0,07 \text{ anders } \sigma = 0,09$$

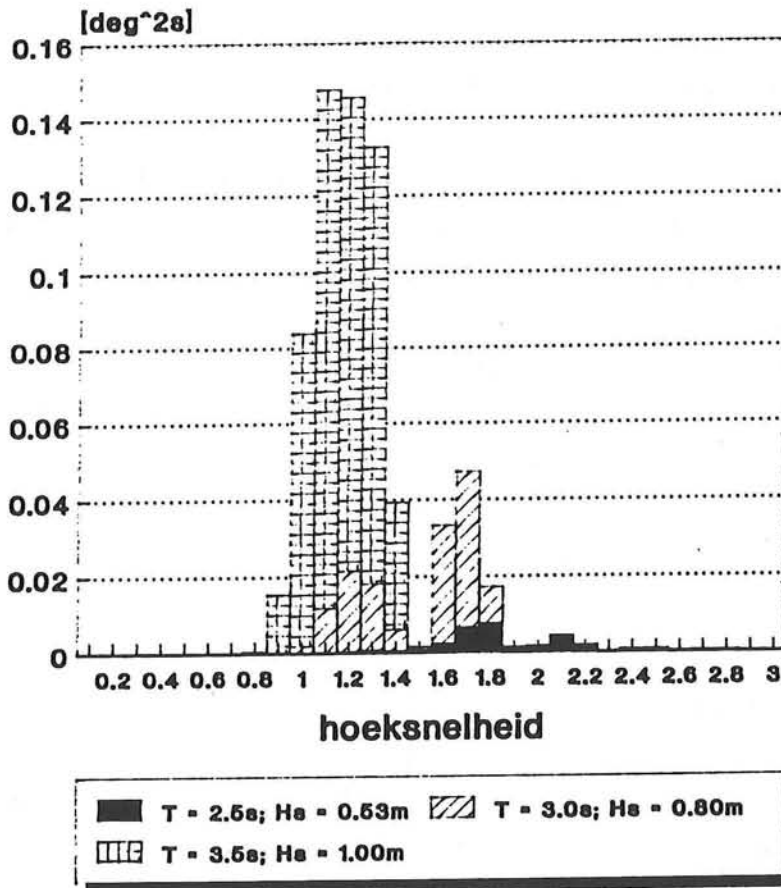
Samen met de amplitudekarakteristieken en volgens bovenstaande formule geeft dit de volgende bewegingsspectra:

## dompspectrum



figuur 4-6 dompspectrum

# slingerspectrum



figuur 4-7 slingerspectrum

De formule kan eenvoudig worden toegepast door in elk punt, dat wil zeggen voor elke hoeksnelheid, de energiedichtheid te vermenigvuldigen met het kwadraat van de amplitudekarakteristiek bij dezelfde hoeksnelheid.

De significante amplituden volgen uit het oppervlak onder de bewegingsspectra volgens  $A_{1/3} = 2 \cdot \sqrt{m_0}$ . Hier is  $m_0$  het oppervlak onder het spectrum. In dit geval zijn deze:

## bewegingsamplituden

	$H_s = 0,53 \text{ m}$ $T_s = 2,5 \text{ s}$	$H_s = 0,80 \text{ m}$ $T_s = 3,0 \text{ s}$	$H_s = 1,00 \text{ m}$ $T_s = 3,5 \text{ s}$
dombeweging	0,02 m	0,04 m	0,06 m
slingerbeweging	0,11 <sup>0</sup>	0,26 <sup>0</sup>	0,50 <sup>0</sup>

Aan de nauwkeurigheid van deze waarden moet niet teveel waarde worden gehecht. Vooral voor het hoge frequentiedomein geven deze waarden slechts een idee van de werkelijk optredende bewegingen.

De bewegingen zijn zo gering dat installatie zonder problemen kan plaatsvinden.

Tijdens de reis, indien deze over volle zee plaatsvindt, kunnen de bewegingen veel groter zijn. Het kan dan wenselijk zijn twee of meer elementen al vóór de reis met elkaar te verbinden om zo grotere eenheden te transporteren en een stabiel geheel te verkrijgen. De belastingen door de golven nemen dan wel toe.

De drijvende stabiliteit blijkt in ieder geval nauwelijks invloed op de elementgrootte te hebben.

#### 4) lengte voorspanelementen

De kosten van de voorspanelementen kunnen meer dan de helft van de totale voorspankosten uitmaken. Er dient derhalve gestreeft te worden naar zo lang mogelijke elementen, zodat het aantal verankeringen relatief klein wordt. Door toepassing van zeer lange elementen nemen de voorspanverliezen toe en dus de effectiviteit van de voorspanning af. Er moet dan meer voorspanning worden toegepast. Het is mogelijk een optimale elementgrootte te bepalen als de kosten van de voorspankabels en de verankeringen bekend zijn, alsmede de wrijvingsverliezen. Doordat rechte voorspanelementen worden toegepast zijn de wrijvingsverliezen zeer klein. Wat dat betreft levert de lengte van de voorspanelementen geen praktische bovengrens voor de elementgrootte.

#### 5) versleepbaarheid

Door de geringe diepgang van de elementen vindt er bijna geen golfopwekking plaats en wordt de weerstand voornamelijk bepaald door de zogenaamde plaatwrijving. Deze kan berekend worden met de 'ITTC<sup>2</sup>-formule'. Deze formule luidt:

$$W = C_f * \frac{1}{2} * \rho * v^2 * B * L$$

---

<sup>2</sup>International Towing Tank Conference

$W$  = wrijvingsweerstand

$\rho$  = dichtheid water

$v$  = snelheid

$B$  = breedte

$L$  = lengte

$$C_f = \frac{0,075}{(\log Re - 2)^2}$$

$$Re = \frac{v * L}{\nu}$$

Als versleept wordt met een snelheid van 5 knopen (= 2,57 m/s), geldt:

$$Re = 2,57 * 80 / 1,1907 \cdot 10^{-6} = 1,73 \cdot 10^8$$

$$C_f = 1,93 \cdot 10^{-3} \text{ hierbij komt nog een ruwheidstoelag van } 0,2 \cdot 10^{-3}$$

$$W = 2,13 \cdot 10^{-3} * \frac{1}{2} * 1025 * (2,57)^2 * 40 * 80 = 2,31 \cdot 10^4 \text{ N}$$

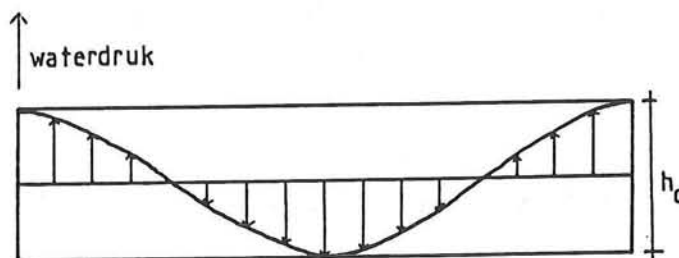
Hierbij wordt nog een toeslag voor golfweerstand geteld van 20% => totale weerstand  $2,8 \cdot 10^4$  N.

Een 2000 pk sleepboot levert al een trekkracht van  $\pm 200$  kN. Uit deze cijfers blijkt dat de sleepweerstand zeer gering is en wat dat betreft een element altijd eenvoudig te verslepen is. Het is zelfs mogelijk meerdere elementen te koppelen en gelijktijdig te verslepen.

#### 6) golfmomenten tijdens transport

De belangrijkste factor is de grootte van de golfmomenten tijdens het transport. Veiligheid gaat immers voor alles !

De grootte van deze momenten wordt weer met de sagging & hogging- methode bepaald. Er wordt van uitgegaan dat de golf maximaal tot aan het dek staat. Dit leidt tot het volgende belastingschema.



figuur 4-8 belastingschema golfbelasting

Om een object dat over zee versleept moet worden te verzekeren dient aan de voorwaarden van een classificatiebureau te worden voldaan. Deze rekenen in het algemeen met een golflengte ter grootte van de constructielengte. De golfhoogte volgt uit de golflengte volgens A.B.S.<sup>3</sup>;  $H = 1/20 L$ , Lloyds;  $H = 1,633(L)^{0.3}$ . Indien een element van 80 m wordt versleept leidt dit tot golfhoogten van 4,0 respectievelijk 6,1 m. Beide waarden zijn aan de hoge kant omdat ze beide groter zijn dan de constructie hoog is. Als maximale golfhoogte wordt in het vervolg de constructiehoogte aangehouden. Hogere golven worden geacht over het dek te slaan.

Voor het transport wordt met een lagere veiligheid gerekend. Als veiligheid voor macrobreuk wordt 1,4 aangehouden, gelijk aan de veiligheid in de bouwfase volgens de Voorschriften Beton. Voor het transport behoeven de temperatuur- en vliegtuigmomenten niet meegenomen te worden. Dit maakt dat de toegestane golfmomenten tijdens de reis veel groter zijn dan waarmee in de uiteindelijke situatie gerekend wordt.

De macromomenten waarop de constructie gedimensioneerd wordt zijn voor langsrichting;

$$M_g = 1,434 \cdot 10^6 \text{ Nm/m}$$

$$M_v = 0,141 \cdot 10^6 \text{ Nm/m}$$

$$M_T = 6,091 \cdot 10^6 \text{ Nm/m}$$

$$\text{totaal } 1,7 * M_g + 1,7 * M_v + 0,8 * M_T = 7,55 \cdot 10^6 \text{ Nm/m}$$

Het golfmoment heeft een grootte van  $255 * h * l^2$ . Met de veiligheid van 1,4 en de golfhoogte van 3,3 m bedraagt de maximale elementlengte 76,3 m.

Voor dwarsrichting;  $M_T = 84 \cdot 10^3$ ,  $M_g$  en  $M_v$  zijn gelijk. De maximale elementbreedte is dan 46,0 m.

## 7) dokgrootte

Er wordt ervan uitgegaan dat van een bestaand dok gebruik gemaakt zal worden. Aan de Oostkust van de V.S. is een aantal droogdokken te vinden die als bouwplaats kunnen dienen. De afmetingen van de grootste dokken zijn bijvoorbeeld 334x46m; 427x60m; 285x44m etc. De maximale breedte van de elementen zal derhalve  $\pm 40$ m bedragen om voldoende vrijheid in dokkeuze te

---

<sup>3</sup>American Bureau of Shipping



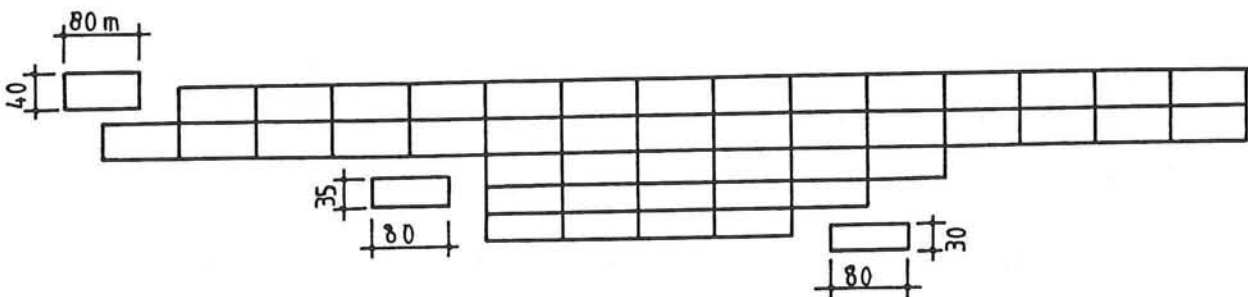
hebben en niet afhankelijk te zijn van één bepaald groot dok.

### 8) afmetingen vaargeul

Gezien de vrije doorvaartbreedten onder alle bruggen over de Hudson en de East River zijn geen problemen te verwachten met betrekking tot de breedte van de elementen.

### afweging

Zowel de golfmomenten tijdens het transport als de dokgrootte leveren harde randvoorwaarden met betrekking tot de elementafmetingen. Aangezien ze beide niet ver van elkaar liggen, liggen de elementafmetingen vrijwel vast. Doordat er rechte voorspanelementen worden toegepast zijn de wrijvingsverliezen klein en is het wat dat betreft wenselijk langere elementen toe te passen dan volgt uit de overige randvoorwaarden. Het zou overwogen kunnen worden extra voorspanning aan te brengen zodat de elementen groter zouden kunnen worden waardoor er minder voorspanverankeringen nodig zouden zijn. Ook om kosten op de voegverbindingen te besparen zou dit wenselijk zijn. Echter door de beperkte dokafmetingen is dit weinig zinvol. De uiteindelijke elementafmetingen bedragen 40x80m (dit is wat de lengte betreft iets aan de onveilige kant), zodat twee elementen in de lengterichting naast elkaar zo breed zijn als de startbaan. De elementopbouw van het dek is te zien in figuur 4-9.



30 elementen	40 x 80 m	dwarsvoeg	1570 m
7 elementen	35 x 80 m	langsvoeg	2560 m
10 elementen	30 x 80 m		

figuur 4-9 elementopbouw van het dek

Het is niet zinvol langere elementen toe te passen om op dwarsvoegverbindingen te besparen, omdat deze besparing meer dan teniet wordt gedaan door de extra voorspanning die nodig is om verslepen over zee mogelijk te maken.

#### 4.3. Bouwplaats

De elementsgewijze opbouw van het vliegveld stelt een aantal eisen aan de bouwplaats. De belangrijkste eis is dat de bouwplaats onder water gezet moet kunnen worden, waarbij er voldoende diepgang moet zijn om de elementen te transporteren. Het meest geschikt hiervoor zijn scheepsnieuwbouwdokken. Het is echter ook mogelijk zelf een dok aan te leggen, zoals bijvoorbeeld gedaan is voor de productie van het ANDOC platform. Er dient afgewogen wat het goedkoopst is. Bij gebruik van een bestaand dok kan gebruik gemaakt van de aanwezige voorzieningen als hijskranen, keten, opslag etc, dit in tegenstelling tot een zelfgemaakt dok waarbij al deze voorzieningen zelf moeten worden gecreëerd. Bij de afweging speelt nog een aantal punten een rol:

- Gezien de grootte van het vliegveld zal het dok vele malen onder water gezet moeten worden om de elementen uit te varen. Een scheepsdok is hier op gemaakt. Bij een zelfgemaakt dok moeten een groot aantal keren de damwanden getrokken en weer geheid worden.

- Een scheepsdok is in principe waterdicht. Bij een zelfgemaakt dok dient er gedurende de bouwtijd bronbemaling te worden toegepast.

- Een zelfgemaakt dok kan precies op maat gemaakt worden zodat een optimale elementgrootte toegepast kan worden.

Uit de paragraaf elementgrootte is bekend dat de maximale elementgrootte ongeveer 80 x 45 m bedraagt, indien de elementen over zee getransporteerd dienen te worden. De breedte van de grote scheepsdokken aan de westkust van de V.S. ligt in de orde van 40 tot 60 m. Redelijk optimaal ten opzichte van de

elementgrootte derhalve. Hiervoor is het dus niet nodig zelf een dok aan te leggen.

De kosten van een droogdok worden geraamd op f100.000,-/m' omtrek. De gemiddelde omtrek van de geschikte droogdoppen is ongeveer 700m. Indien 10% van de aanlegkosten per jaar aan huur betaald dient te worden, bedragen de kosten ±f7,0 mln per jaar. Dit is van dezelfde orde als eigen aanleg van een dok. Aangezien op dit moment geen geschikte lokatie bekend is om zelf een dok aan te leggen wordt ervoor gekozen gebruik te maken van een bestaand dok. Indien er eventueel wel een geschikte lokatie wordt gevonden is het nog maar de vraag of toestemming wordt gegeven ervan gebruik te maken. Indien ergens in de Upper New York Bay een dok wordt gegraven moet ook nog een stortplaats voor het giftige havenslip gevonden worden. De keuze van welk dok gebruik gemaakt zal worden hangt af van een aantal factoren. De belangrijkste zijn; afstand tot Manhattan, grootte en prijs.

Uit de volgende droogdoppen dient een keuze te worden gemaakt:

- 1) Seatrain Shipbuilding Corp. (Brooklyn, N.Y.)  
2 droogdoppen van 333,5m x 45,7m
  
- 2) Sun Shipbuilding & Drydock Corp. (Chester, P.A.)  
droogdoppen 213,4m x 60,0m  
426,7m x 60,0m
  
- 3) General Dynamics Corp. Shipyard  
Quincy Shipbuilding Division (Quincy, Mass.)  
droogdoppen 2 stuks 285,3m x 45,6m  
2 stuks 262,0m x 43,9m
  
- 4) Bethlehem Steel Corp. Shipyard  
droogdok 365,8m x 58,5m
  
- 5) Maryland Shipbuilding & Dry Dock Corp. Shipyard  
drijvend dok 252,0m x 44,5m
  
- 6) Newport News Shipbuilding and Dry Dock Corp.  
droogdoppen 292,6m x 37,8m  
335,3m x 41,5m  
487,9m x 75,0m

- 7) Norfolk Shipbuilding & Dry Dock Corp. Shipyard  
drijvend dok 289,6m x 47,5m

## droogdokken westkust U.S.A.



figuur 4-10 overzicht droogdokken

Ervan uitgaande dat de eigenaar van de Seatrain Shipbuilding Corp. geen misbruik maakt van de situatie door de prijs op te drijven, is dit het meest geschikte droogdok. De elementen behoeven nu alleen over de East River en de Upper N.Y. Bay getransporteerd te worden.

#### 4.4. Betonwerk

De uitvoering van het betonwerk kan op twee uiterste manieren gebeuren: gebruik maken van geprefabriceerde elementen (prefab) of ter plaatse gestort beton (t.p.g.). Een zuiver geprefabriceerde constructie bestaat uit elementen welke vooraf in een gespecialiseerd bedrijf gemaakt worden met als doel het aantal handelingen op de bouwplaats (montageplaats) te minimaliseren. De elementen worden vervolgens naar het werk getransporteerd waar ze samengevoegd worden tot een constructie.

Voor een ter plaatse gestorte constructie wordt na het invlechten van de wapening de bekisting in het werk gesteld op of tegen een reeds gestort vloer- of wandelement.

Zelden zal een constructie geheel geprefabriceerd worden. Voor een geprefabriceerd gebouw bijvoorbeeld wordt de fundering meestal ter plaatse gestort en voor hoge gebouwen geldt dit meestal ook voor de kern. Zoals hier ook zal blijken zijn allerlei tussenvormen mogelijk. De hier gepresenteerde varianten zijn niet zuiver prefab of t.p.g. maar ze worden door de naam gekenmerkt.

#### Prefab

De principes voor een lonende prefabricage zijn:

- 1) De afmetingen van de elementen worden aan de ene kant bepaald door de verticale en horizontale transportcapaciteit. Aan de andere kant kunnen de elementen ook niet te klein worden omdat getracht moet worden het aantal handelingen op de bouwplaats te minimaliseren.
- 2) Prefab wordt lonend bij een grote repetitie per element. Dit omdat de eenmalige investeringen van een fabriekskist hoog zijn.
- 3) De totale voeglengte moet beperkt blijven. De voegen zijn kostbare constructiedelen en het maken van deze voegen kost veel tijd. Het is dus ook van belang dat een voeg eenvoudig van vorm is.
- 4) De kans op schade bij montage en vervoer moet klein zijn en de montage moet met zo min mogelijk hulpmiddelen kunnen

gebeuren.

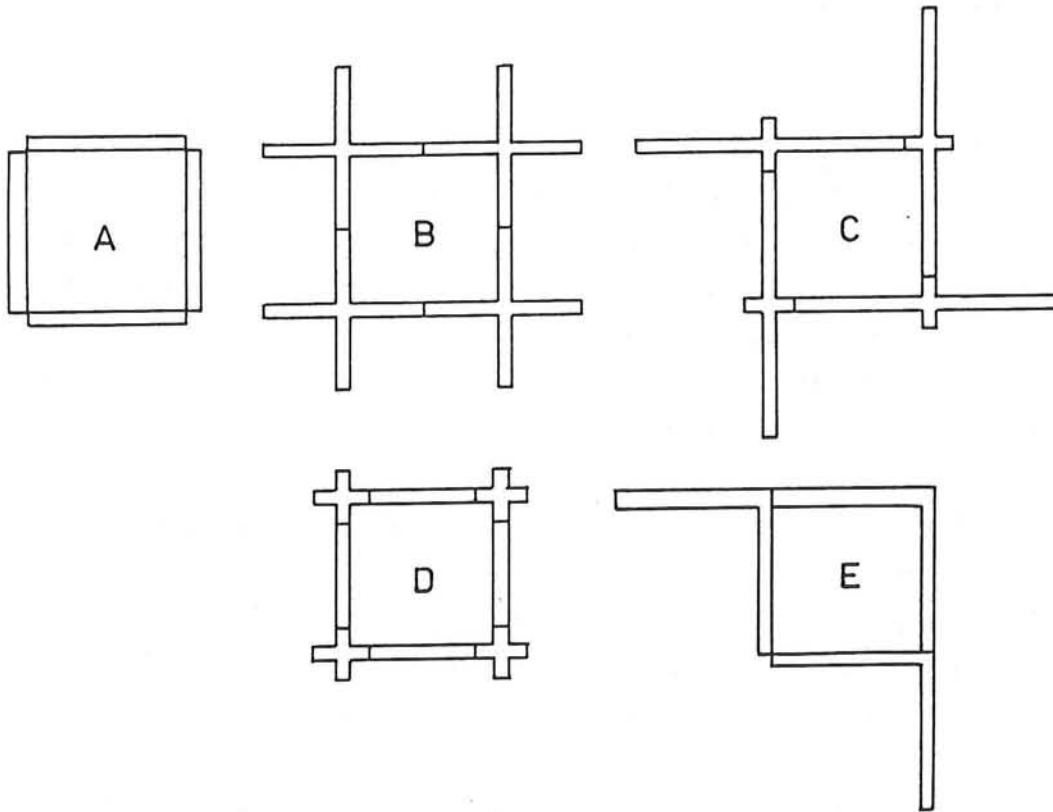
Overige voordelen van prefabricage zijn tijdwinst door een snelle montage, uitsluiting van onwerkbaar weer en een hoge kwaliteit door de optimale produktieomstandigheden.

Voor de bodem van de constructie valt weinig voordeel te behalen uit een prefab bouwwijze. Het is een groot vlak waar voor weinig mankracht en bekisting nodig is. Deze bodem wordt ook voor een prefab constructie bij voorkeur ter plaatse gestort. Zo ontstaat een werkvloer waarop de wanden gesteld kunnen worden. Voorwaarde is wel dat genoeg beton op het werk aangevoerd kan worden voor een dergelijk stort.

Op de bodem komen prefab wanden. De repetitie is erg groot. Meer dan 10.000 wanden moeten worden geplaatst. De voeg wordt opgevuld met beton. Dit geeft een stijve, duurzame verbinding. Behalve het feit dat stalen voegen duur zijn is het gebruik in een zout milieu boven water niet aan te bevelen.

Wanneer rechte wanden gemonteerd worden (a) moeten ze zodanig ondersteund worden dat ze haaks op de bodem blijven staan totdat de voeg verhard is. De verbinding tussen de wanden is vrij gecompliceerd omdat per voeg vier wanden aan elkaar verbonden moeten worden. Beter zijn de volgende elementen welke wel stabiel zijn en welke eenvoudige voegen hebben.

Wanneer over de hoogte één element wordt gebruikt is het gewicht per element 25 à 30 ton. Dit is door een kraan nog te verplaatsen. Op het dok staan drie kranen welke gebruikt kunnen worden voor de montage. De elementen van het type a) zijn het eenvoudigst van vorm. Elementen van het type b) zijn ook eenvoudig van vorm en zijn stabiel. Elementen van het type c) zijn minder eenvoudig maar zijn beter te vervoeren en op te slaan. Wanneer de voorkeur uitgaat naar minder zware elementen kunnen als variant a) en b) elementen d) toegepast worden. Dit zijn stabiele knopen waartussen de wanden worden gemonteerd. Het nadeel is het grotere aantal voegen. Tenslotte is type e) nog mogelijk.



figuur 4-11

De keuze van de vorm van de prefab elementen zal afhangen van de volgende punten:

- wordt het bouwdok met of zonder kranen verhuurd
- verhouding kosten van een zware tot een lichte kraan
- kosten van een voegverbinding

De cellen worden afgedekt met prefab betonplaten waarop in het werk een afwerklaag wordt gestort.

Een andere manier van prefabricage is een methode welke bij betonnen schepen wordt toegepast; het prefabriceren van dwarsdoorsneden welke aan elkaar worden geregen met voorspanning. In dit geval is het niet mogelijk om een hele dwarsdoorsnede te prefabriceren, wat deze methode minder interessant maakt.

### Ter plaatse gestort.

Een nieuwbouwdok voor schepen is welhaast een perfecte lokatie voor de bouw van een betonconstructie. De volgende voordelen biedt een scheepsbouwdok met betrekking tot het betonwerk:

- Goede bereikbaarheid. Een scheepswerf heeft al infrastructuur voor de aan- en afvoer van arbeiders en materialen. Dit is van groot belang voor de aanvoer van beton op het werk.
- Beschutte bouwplaats. Wanneer onder in het dok gebouwd wordt is er geen hinder van de wind bij het storten en het plaatsen van de bekistingselementen.
- De bodem van het dok geeft een schone vlakke werkvloer.
- Korte mobilisatietijd

Het beton kan betrokken worden van een betoncentrale wanneer deze in de nabijheid van het dok is gelegen. Voor een dergelijk groot werk is het ook mogelijk om een betoninstallatie op het werk te zetten.

Op de werkvloer wordt eerst de voorspanning en de wapening aangebracht. Vervolgens wordt een aantal velden gestort. De wapening en voorspankanalen voor de wanden worden aangebracht. Hieromheen wordt de wandbekisting gesteld waarna de wanden worden gestort. Voor het bekisten van het dek is een aantal mogelijkheden. In het dek komt een luik waardoor de bekisting na het storten uit de cel kan worden gehaald. Er kan ook gewerkt worden met een verloren houten bekisting of een dunne betonplaat als bekisting. Op de wanden wordt een betonplaat gelegd welke juist stijf en sterk genoeg is om de belasting van de nog niet verharde beton over te brengen naar de wanden. Uit deze plaat steekt enige wapening welke voor de samenwerking van de delen moet zorgen. Het voordeel is dat geen luiken in het dek aangebracht moeten worden en geen bekisting verloren gaat. Het is ook mogelijk de dekplaten geheel te prefabriceren.

### Conclusie

Nu moet een keuze gemaakt worden tussen prefab en ter plaatse gestort. Dit is echter nog niet mogelijk. De afweging moet gemaakt worden op punten als transport-afstand en -kosten zowel horizontaal als vertikaal van specie of elementen, de



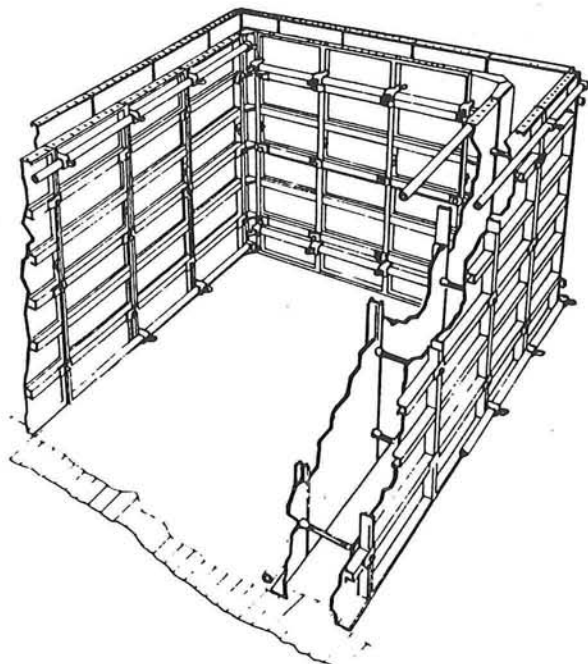
aanwezigheid van een betoncentrale of een betonwerf, de kosten van het installeren van een produktielijn op de bouwplaats, de huur van het dok etc. Ogenschijnlijk zijn beide methoden zeer goed mogelijk, echter vanwege de gunstige omstandigheden op de bouwplaats is de keuze gemaakt om een ter plaatse gestorte constructie verder uit te werken.

#### 4.5. Tijdschema

In het droogdok, met afmetingen van 333.5 bij 45.7 m is het mogelijk 4 elementen van 40 x 80 m tegelijk te bouwen. Om op de kosten van de kist te besparen wordt zoveel bekisting toegepast dat het mogelijk is één element in z'n geheel te bekisten. De kist moet dan drie maal omgezet worden. De repetitiefactor bedraagt dan 47.

Als verhardingstijd van het gewone beton wordt 2 dagen aangehouden en voor voegbeton 1 dag. Aangezien de vierkante cellen zeer veel keren terugkomen ligt een vierkante kist voor de hand.

Er dienen wel voorzieningen te zijn om het ontkisten mogelijk te maken. Een voorbeeld van een dergelijke bekisting is te zien in figuur 4-12.



figuur 4-12 bekisting

Door de elementsgewijze opbouw is de bekisting eenvoudig te demonteren. In aanschaf zijn dit zeer kostbare bekistingen ( $\pm f500,-/m^2$ ), echter door de grote repetitie is het lonend.

Het aantal kisten waarvan gebruik wordt gemaakt hangt af van de aanschafprijs en van de tijdsafhankelijke kosten. De tijdswinst en daardoor kostenbesparing dient afgewogen te worden tegen de extra kistkosten.

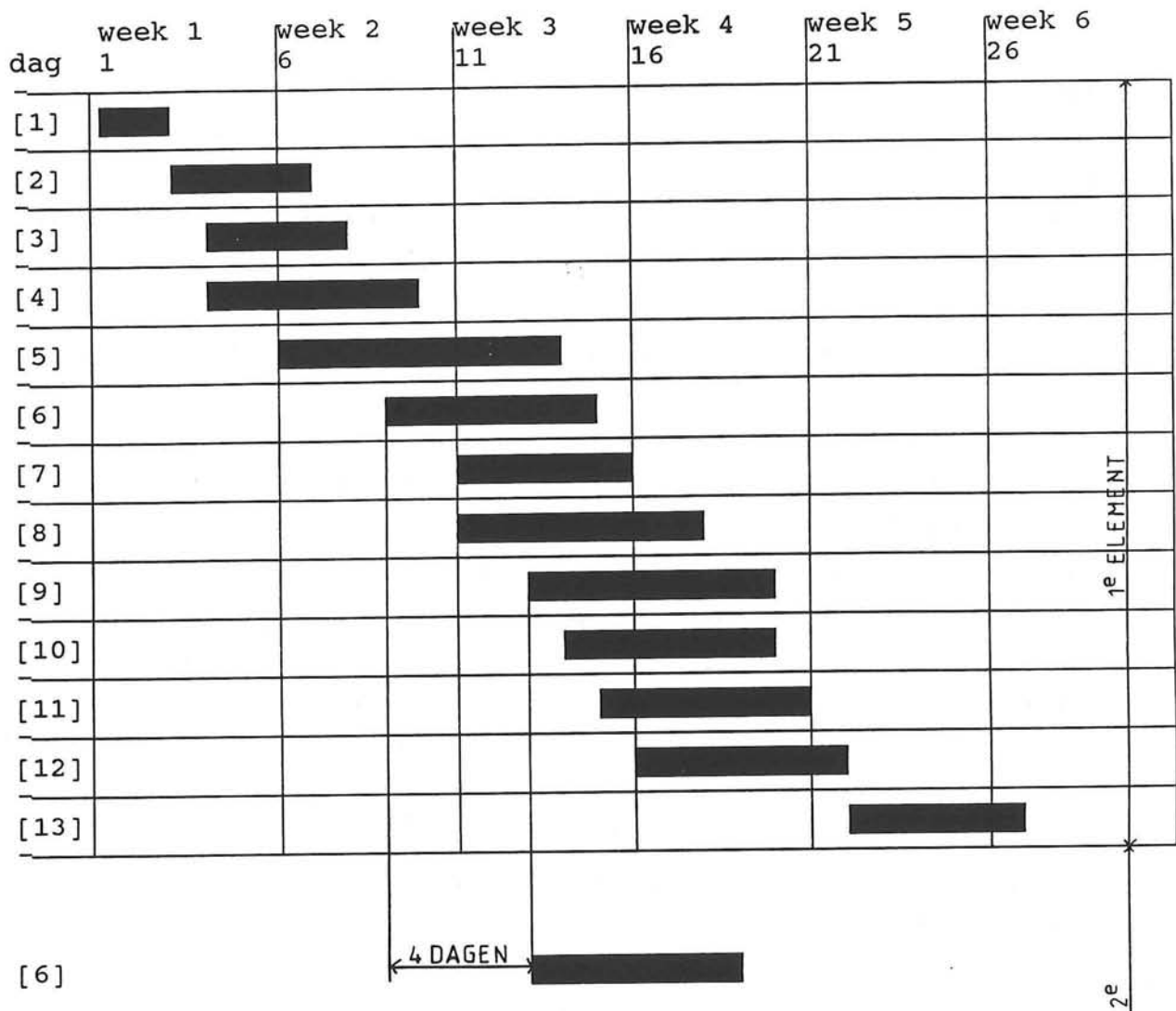
De kosten van het dok bedragen  $\pm f7.5$  mln/jaar. De uitvoeringskosten worden geraamd op  $f30.000,-/week$ .

Het onderstaande tijdschema is mogelijk, hoewel het zeer scherp opgesteld is.

De volgende activiteiten zijn te onderscheiden:

- 1) gereedmaken dokvloer (2 dagen)
- 2) leggen wapening bodem (20 m per dag)
- 3) storten bodem (20 m per dag)
- 4) verharderen (2 dagen)
- 5) vlechten wapening wanden (2 rijen per dag)
- 6) stellen bekisting wanden (3 rijen per dag)
- 7) storten wanden (5 rijen per dag)
- 8) verharderen wanden (2 dagen)
- 9) ontkisten wanden (8 rijen per dag)
- 10) monteren dakplaten (5 dagen)
- 11) verharderen voegen dakplaten (1 dag)
- 12) voorspannen (4 dagen)
- 13) uitvaren elementen/droogzetten dok (5 dagen)

Tussen haakjes staat de maximale snelheid of de minimaal benodigde tijdsduur. Een rij is een serie van 6 tot 8 cellen in dwarsrichting van een element.



figuur 4-13 tijdschema

Over bovenstaand tijdschema het volgende:

- Het gereed maken van de vloer bestaat uit het schoonmaken nadat het dok weer drooggezet is en het aanbrengen van folie op de vloer om er voor te zorgen dat het beton niet aan de vloer hecht.
- Het storten van de bodem kan beginnen nadat de wapening 20 m gevorderd is en loopt gelijk op met het wapeningstempo. Om een goede waterdichtheid van de bodem te bereiken eventueel vertragers toepassen.
- Het vlechten van de wandwapening kan beginnen zodra het eerste deel van de bodem 2 dagen verhard is.
- Het stellen van de wandbekisting gaat sneller dan het vlechten van de wapening en loopt door tot één dag nadat het

vlechten voltooid is.

- Het storten van de wanden loopt door tot 1 dag nadat de bekisting voltooid is.
- Er kan begonnen worden met het ontkisten zodra de eerste wanden 2 dagen verhard zijn.
- De voorspanning kan voltooid worden zodra het laatst gestorte voegbeton één dag verhard is.
- Voor het onderwater zetten van het dok, het uitvaren van de elementen en het weer droogzetten wordt 5 dagen gerekend.

In figuur 4-13 is te zien dat meervoudig gebruik van de bekisting tijdens een serie van vier elementen leidt tot een extra tijdsbeslag van vier dagen per element. Als er één bekisting wordt gebruikt voor een geheel element, die telkens vier keer gebruikt wordt is de totale doktijd per serie van vier elementen:  $26 + 3 \times 4 = 38$  dagen. In totaal moeten 47 elementen gemaakt worden. Hiervoor is 12 keer het dok nodig. De totale doktijd wordt dan 456 (werk)dagen, ofwel 91 weken. De totale kosten bedragen dan:

uitvoeringskosten:  $91 * f30.000,- = f2.73 \text{ mln}$

dokhuur:  $91/52 * f7.5 \text{ mln} = f13.13 \text{ mln}$

totaal:  $f15.86 \text{ mln}$

Door extra bekisting te gebruiken, bijvoorbeeld zodanig dat twee elementen tegelijk bekist kunnen worden is de tijdsbesparing acht dagen per serie van vier elementen.

De extra kosten bedragen:

binnenkist:  $8 * 16 = 128 \text{ cellen} \Rightarrow 4 * 3 * 5 * 128 = 7680 \text{ m}^2$

randkist:  $2 * (40 + 80) * 3 = 720 \text{ m}^2$

totaal:  $8400 \text{ m}^2 \text{ à } f500,-/\text{m}^2 = f4.2 \text{ mln}$

Met deze extra bekisting wordt bespaard  $4 \text{ dagen} * 12 = 48 \text{ dagen}$  bouwtijd, ofwel 10 weken.

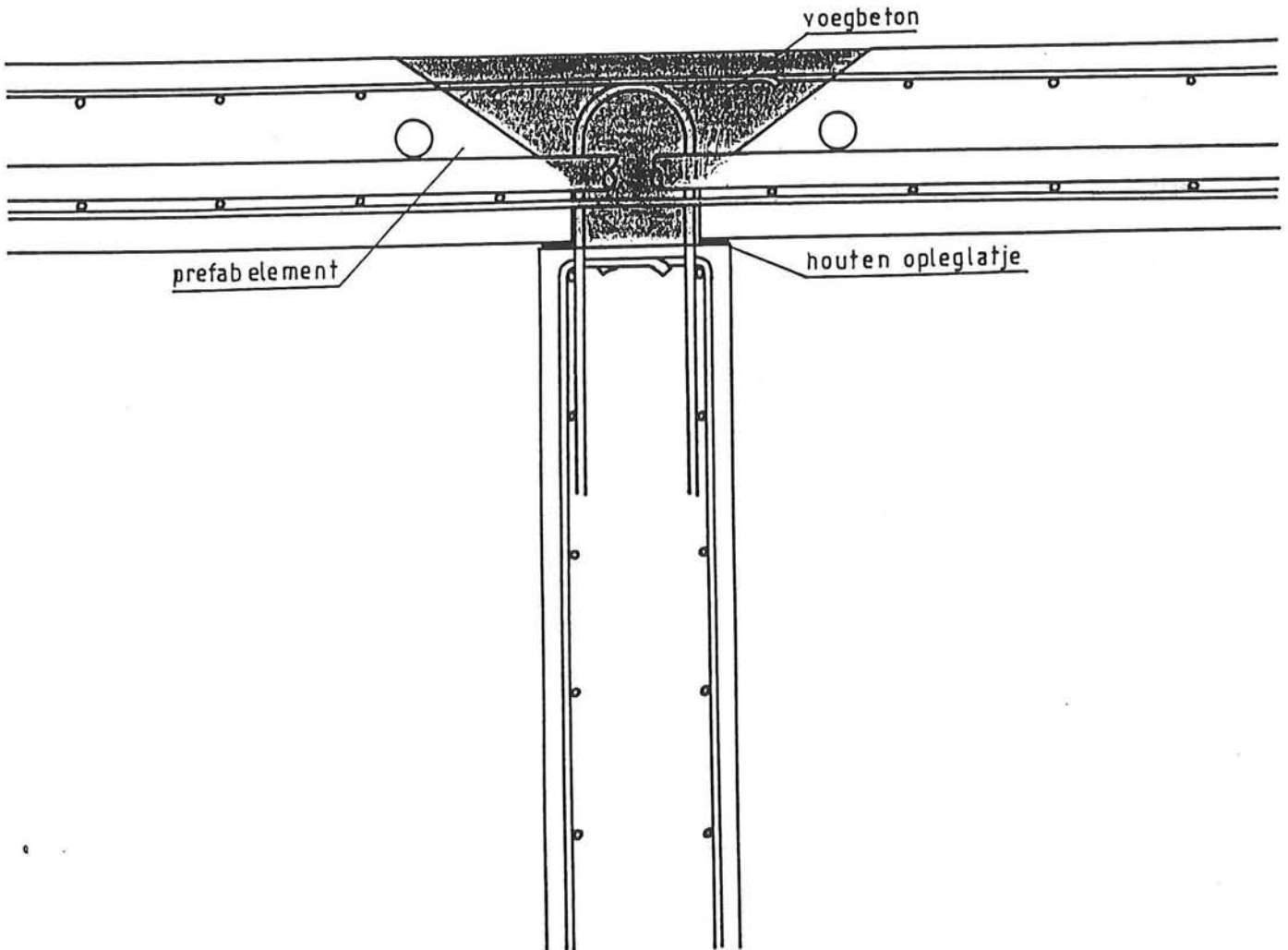
uitvoeringskosten:  $10 * f30.000,- = f300.000,-$

dokhuur:  $10/52 * f7.5 \text{ mln} = f1.44 \text{ mln}$

totaal:  $f1.74 \text{ mln}$

Het is derhalve niet rendabel extra bekisting toe te passen. Evenzo is het weinig zinvol minder bekisting te gebruiken. Indien de hoeveelheid bekisting gehalveerd wordt bespaart dit  $f2.1 \text{ mln}$ . Door de toename in bouwtijd wordt dit voordeel meer

dan teniet gedaan. In plaats van drie keer bekisting omzetten nu zeven keer, dat wil zeggen  $12 * 4 * (7 - 3) = 192$  dagen tijdsverlies. Dit brengt hogere kosten met zich mee dan door de bespaarde bekisting verdiend wordt.



figuur 4-14 oplegging prefab-plaat



## HOOFDSTUK 5 FINANCIERING

### 5.1. Inleiding

Dit onderdeel van deze studie is bedoeld om aan te tonen dat het voor investeerders aantrekkelijk is te investeren in het voorgaand gepresenteerde ontwerp van een drijvend STOL-vliegveld voor de lokatie New York.

Voor veel civiele projecten wordt met betrekking tot de financiële verantwoording gekeken naar zaken als: minder files, waardoor minder tijdverspilling. Die tijd wordt dan omgerekend naar geld, evenals bijvoorbeeld het aantal voorkomen verkeersdoden, de verspilde brandstof, het gespaarde natuurschoon etc. Behalve dat dit een gekunstelde, zelfs onsmakelijke berekening wordt, kan er in de praktijk geen project mee gefinancierd worden. Gezien de deplorabele staat van de kas van de stad New York dient te worden gestreefd naar private financiering. De inkomsten dienen de kosten de overschrijven.

### 5.2. Kosten

De kosten van het project zijn onder te verdelen in:

- stichtingskosten
- personeelskosten
- bedrijfskosten

- stichtingskosten

Deze worden verrekend door middel van rente en afschrijving. Als afschrijvingsmethode is gekozen voor de methode der gelijkblijvende annuïteiten. Dit is een jaarlijks terugkerend constant bedrag bestaande uit afschrijving en rente. De restwaarde wordt nihil gesteld.

Het jaarlijkse bedrag wordt gevonden door de stichtingskosten te vermenigvuldigen met een factor die bepaald wordt met de

volgende formule:

$$K = \frac{i * (1 + i)^n}{(1 + i)^n - 1}$$

$i$  = marktrente - inflatie = effectieve rente

$n$  = afschrijvingsperiode

De afschrijvingsperiode wordt gelijk gesteld aan de ontwerplevensduur namelijk 30 jaar. De effectieve rente wordt op 7% constant gesteld gedurende de afschrijvingstermijn. De stichtingkosten bestaan uit de bouw en plaatsing van het vliegdek en de bouw en grondkosten van het terminalgebouw. Hierbij komen nog de kosten van de baanverlichting etc.

kostenoverzicht vliegdek:

kosten dek gemiddeld: f555.-/m<sup>2</sup>

30 elementen van 40 x 80 m = 96000 m<sup>2</sup>

7 elementen van 35 x 80 m = 196000 m<sup>2</sup>

10 elementen van 30 x 80 m = 24000 m<sup>2</sup>

totaal 139600 m<sup>2</sup> à f555.- = f77.5 mln

installeren elementen: f15.000.-/stuk => f0.71 mln

voegverbindingen:

dwarsvoeg: 1570 m \* f1874.-/m = f2.94 mln

langsvoeg: 2560 m \* f637.-/m = f1.63 mln

totaal voegverbinding: f4.57 mln

verankering: f1.10 mln

dokhuur: f12.84 mln

uitvoeringskosten: f2.67 mln

totaal: f98.7 mln

winst, risico & diversen w.o. inrichting bouwplaats 20%

totaal generaal: f118.- mln

De volgende ramingen zijn mede gebaseerd op de jaarverslagen van de luchthavens Maastricht en Rotterdam.



		afschrijvings- periode	kosten per jaar
vliegdek	118.000	(30)	9.509
terminalgebouw	25.000	(30)	2.115
baanverlichting	5.000	(10)	712
slijtlaag	400	(10)	57
overige bedrijfsmiddelen	5.000	(10)	712
			+ totaal: 13.105

alle waarden in duizenden guldens

#### ■ personeelskosten

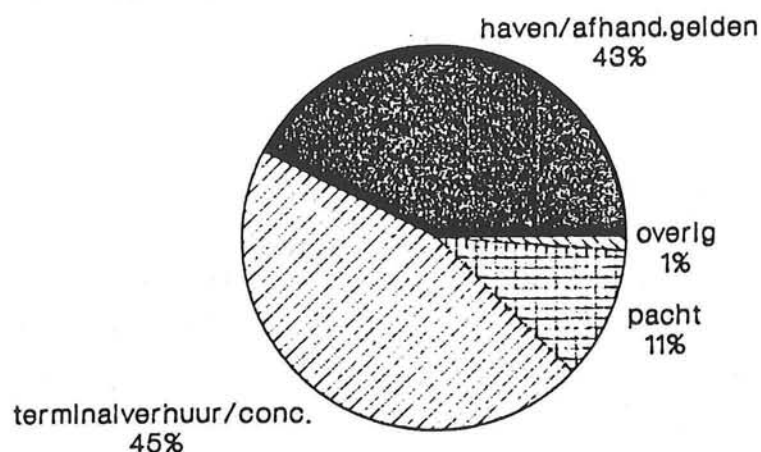
Het is moeilijk hiervoor een schatting te maken. Voor Maastricht Airport bedraagt deze post f10 miljoen. In totaal werken daar 181 personen, waarvan 116 in de afhandeling. Dit aantal is zo groot omdat Maastricht in hoofdzaak een vrachtluchthaven is, waarbij vrachtafhandeling een grote rol speelt. Voor het hier te beschouwen project is dit niet het geval. Voor de afhandeling kan derhalve volstaan worden met het geschatte aantal van ±40 personen. Dit brengt het totaal aantal personeelsleden op 100 personen à f60.000 per jaar = f6 mln.

#### ■ bedrijfskosten

Deze zijn opgebouwd uit kosten voor: onderhoud, administratie, energie, P.R., brandweer, etc. In totaal bedragen deze ongeveer f5 mln per jaar.

De inkomsten van vliegvelden lopen per vliegveld sterk uiteen. Worden de kleine vliegvelden in stand gehouden door subsidies van lokale overheden, grote vliegvelden vormen zelf een grote bron van inkomsten voor de aandeelhouders. Voor luchthavens met tussen de 500.000 en 2.000.000 vertrekkende passagiers ziet de inkomstenverdeling eruit zoals in figuur 5-1. Deze geeft de situatie weer in de V.S. omstreeks 1974.

## inkomstenverdeling luchthavens V.S.



figuur 5-1 inkomstenverdeling van luchthavens in de V.S.

De inkomsten uit de terminalverhuur bestaan grotendeels uit de parkeergelden en de verhuur van auto's. Op de huidige lokatie zijn geen grote parkeerterreinen mogelijk. Deze inkomsten vallen derhalve weg. Dit reduceert de opbrengsten uit de terminalverhuur tot ongeveer 25% van wat gebruikelijk is. De grondverhuur aan luchtvaartmaatschappijen en overigen valt ook weg. Alles bij elkaar blijft nog 55% over aan opbrengsten die een standaard vliegveld zou hebben.

### 5.3. Inkomsten

De inkomsten van een vliegveld kunnen bestaan uit:

- havengelden
  - landingsgelden
  - parkeer/stallingsgelden
  - luchthavenbelasting
  
- afhandelingsgelden
  - afhandeling vliegtuigen (all in)
  - loodsfaciliteiten

- overige opbrengsten
- huren en concessies
  - terminal verhuur (restaurant, winkels etc.)
  - brandstof heffing
  - concessies (taxi's, schoenpoetsers etc.)
  - pacht
  - parkeergelden
  - etc.

#### ■ havengelden

De landingsgelden bedragen  $\pm f20.-$  voor een landingsgewicht onder 1500 kg en  $f20.-/1000$  kg voor vliegtuigen met een landingsgewicht boven 1500 kg. Onder 1500 kg wegen slechts vliegtuigen als de Beech 23 Musketeer voor vier personen en de Cessna 150 voor twee personen. Op de totale omzet zullen dergelijke kleine vliegtuigen een te verwaarlozen bijdrage leveren.

De parkeer en stallingsgelden zullen slechts een zeer kleine bijdrage leveren aan de exploitatie omdat het vliegveld niet bedoeld is als thuishaven voor een groot aantal vliegtuigen en er geen hangarruimte voorzien is.

De luchthavenbelasting wordt gevraagd per vertrekkende passagier en dus niet per vliegtuiggewicht zoals de landingsgelden. Deze belasting is bedoeld als vergoeding voor de luchthaven accommodatie en geldt alleen voor passagiers van commerciële vluchten. Per uitgaande passagier bedraagt deze belasting  $\pm f15.-$

#### ■ afhandelingsgelden

De afhandelingsgelden zullen niet al te veel inkomsten genereren, gezien het geringe belang van het luchttransport. De inkomsten worden geraamd op  $f1.5$  mln/jaar. De loodsfaciliteiten worden geraamd op  $f2.5$  mln/jaar.

#### ■ huren en concessies

Deze zullen relatief weinig opbrengen aangezien er geen ruimte is voor grondverhuur en parkeerplaatsen. Gezien de gerichtheid op de zakenreiziger zijn wel inkomsten te verwachten uit de verhuur van vergaderruimte en andere businessfaciliteiten als PC's, faxen, copiers, etc. Het totaal wordt geraamd op  $f2.-$

mln/jaar.

De winstgevendheid van het project hangt af van het aantal vliegtuigen en passagiers dat gebruik maakt van de accommodatie. Voor 500.000 tot 2.000.000 passagiers zal het bedrijfsresultaat worden berekend.

De gemiddelde bezettingsgraad van de vliegtuigen wordt geraamd op 70%, hetgeen gelijk is aan de gemiddelde bezettingsgraad van de grote luchtvaartmaatschappijen.

Voor de Dash 7 en de BAe 146 bedraagt het landingsgewicht ongeveer 400 kg per zitplaats. Bij bovengenoemde stoelbezetting is het landingsgewicht per passagier gemiddeld  $400/0.7 = 571$  kg. De verschuldigde landingsgelden per passagier zijn derhalve gemiddeld  $0.571 * 20 = f11.40$ .

De luchthavenbelasting die geheven wordt per vertrekkende passagier bedraagt f15.- Indien een half miljoen passagiers landen en vertrekken van het vliegveld bedragen de inkomsten:  $500.000 * (11.40 + 15) = f13.2$  mln. Voor verschillende aantallen passagiers is het bedrijfsresultaat weergegeven in het volgende overzicht.

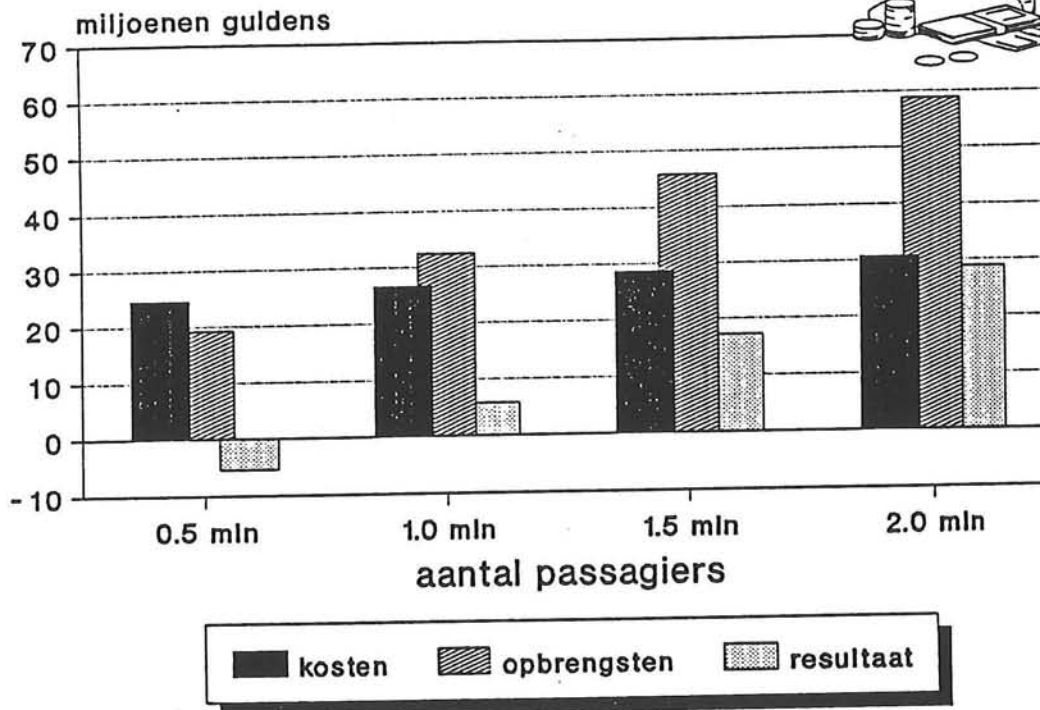
kosten:

aantal passagiers	0.5 mln	1.0 mln	1.5 mln	2.0 mln
personeel	6.0 mln	8.0 mln	10.0 mln	12.0 mln
afschrijving	13.1 mln	13.1 mln	13.1 mln	13.1 mln
bedrijfskosten	5.0 mln	5.0 mln	5.0 mln	5.0 mln
totaal	24.6 mln	26.6 mln	28.6 mln	30.6 mln

opbrengsten:

aantal passagiers	0.5 mln	1.0 mln	1.5 mln	2.0 mln
havengelden	13.2 mln	26.4 mln	39.8 mln	52.8 mln
afhandelingsgelden	4.0 mln	4.0 mln	4.0 mln	4.0 mln
huren & concessies	2.0 mln	2.0 mln	2.0 mln	2.0 mln
totaal	19.2 mln	32.4 mln	45.8 mln	58.8 mln

## financieel overzicht



figuur 5-2 financieel overzicht

In dit overzicht is rekening gehouden met toenemende kosten door het toenemende gebruik van de luchthaven door voor elke 500.000 passagiers extra, de loonkosten f2.- mln te doen toenemen. De overige bedrijfskosten blijven gelijk. De afhandelingsgelden en de inkomsten uit huren en concessies worden constant gesteld.

Het blijkt dat bij één miljoen passagiers er al een flinke winst wordt gemaakt en bij een toenemend aantal passagiers is het resultaat zelfs fors te noemen. Hierbij dient aangetekend te worden dat indien quitte wordt gespeeld er toch nog een rendement op de investeringen is ter grootte van de effectieve rente.

Gezien de markt op de betreffende lokatie is, indien de Public Relations goed verzorgd worden, de bouw en exploitatie van het voorgestelde vliegveldontwerp een goede investering die zijn rendement zeker zal opbrengen.

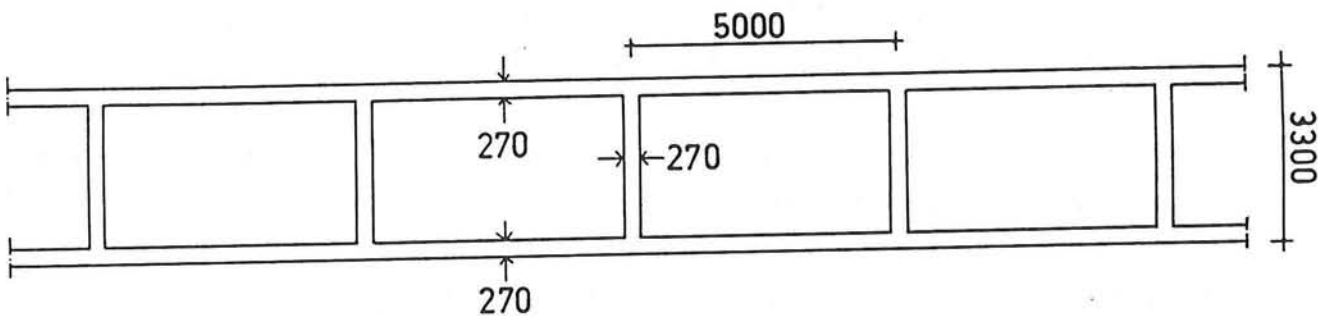


## CONCLUSIES EN AANBEVELINGEN

conclusies:

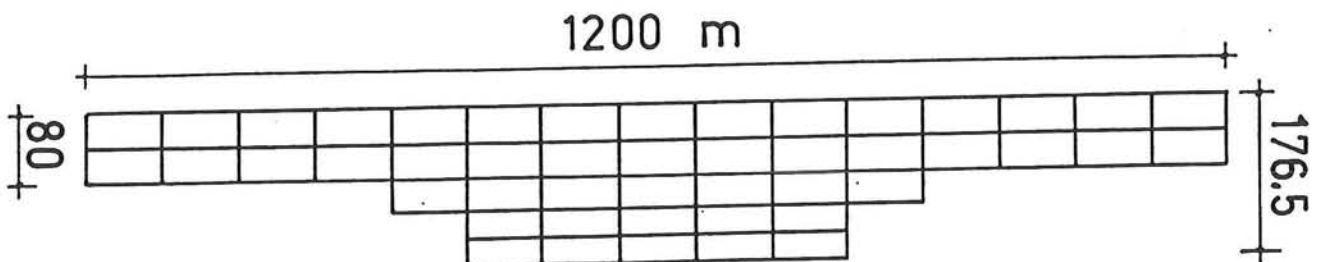
- Het is technisch en financieel haalbaar een drijvend STOL-vliegveld te maken en te exploiteren op een lokatie met beperkte golfaanval (maximaal  $\pm 3$  m) en een passagiersaanbod vanaf ongeveer één miljoen personen.

- De meest geschikte constructievorm voor een dergelijk vliegveld is een bakconstructie met rechte orthogonale wanden.



figuur C&A-1 bakconstructie

- Het vliegveld is modulair opgebouwd, zodat het in een bestaand dok gemaakt en over zee versleept kan worden. Op de gewenste lokatie kunnen de elementen tot één geheel worden gemonteerd.



figuur C&A-2 elementsgewijze opbouw

aanbevelingen:

- Nader onderzoek dient te worden verricht naar andere voegverbindingen, eventueel met een zekere vervormingscapaciteit om de temperatuurbelastingen te onderdrukken.
- Het gedrag van de constructie onder scheurvorming dient nader onderzocht te worden.
- De inpassing van de luchthaven in de bestaande vluchtroutes dient nader onderzocht te worden.
- Er dient een gedegen marktonderzoek te worden verricht naar de toepasbaarheid van regionaal STOL vliegverkeer in het algemeen en voor de regio New York in het bijzonder.
- De toegankelijkheid van de luchthaven voor de reiziger dient nader onderzocht te worden.
- De gevolgen van geluidshinder dienen onderzocht te worden.

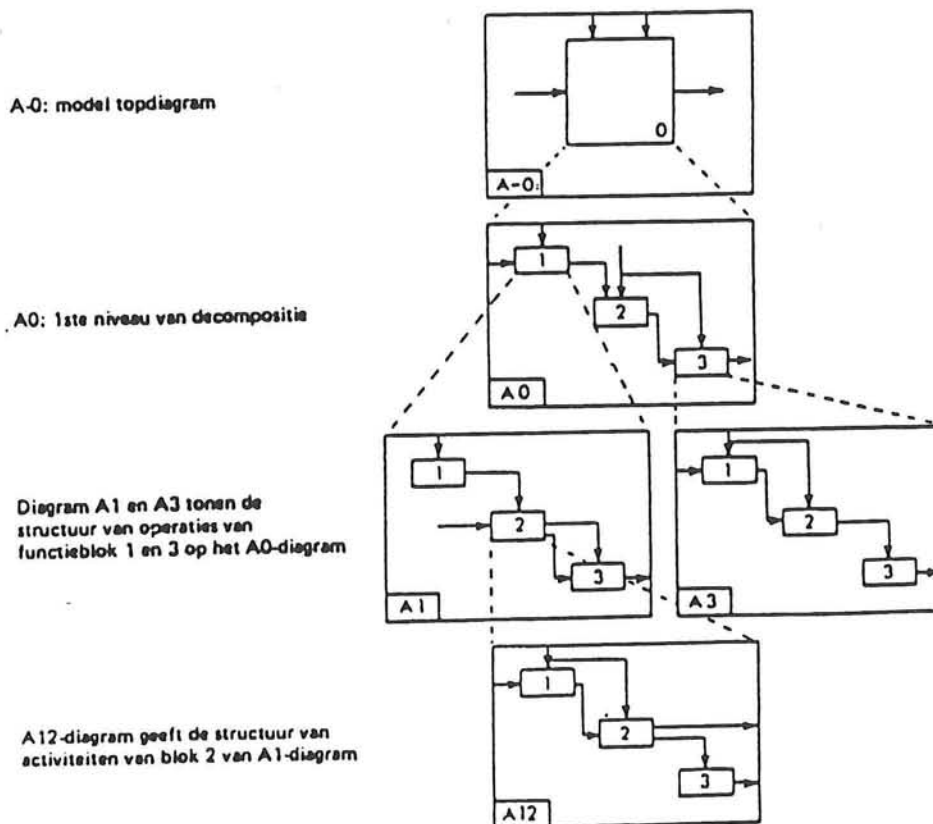


## BIJLAGE I Beschrijving IDEF-0 methode

IDEF-0 vormt een onderdeel van IDEF, een ontwerpmethode aan het eind van de jaren 70 ontstaan en gebruikt binnen het programma van de US Air Force voor computergeïntegreerde productie. IDEF staat voor Integrated computer aided manufacturing DEFINITION. IDEF-0 modellen worden gebruikt voor het uiteenrafelen van complexe structuren van functies en operaties om een beter inzicht te verkrijgen in deze structuren.

Omdat de modellen ontworpen zijn voor het analyseren van productieprocessen kunnen ze ook toegepast worden op bouwprocessen.

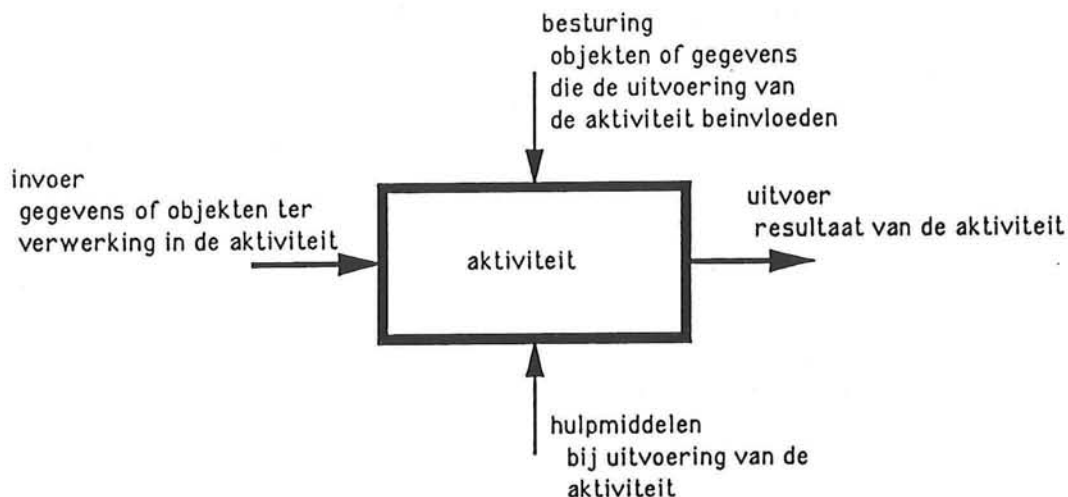
Een IDEF-0 model bestaat uit een aantal diagrammen waarmee een activiteit opgesplitst wordt in een aantal deelactiviteiten. Deze deelactiviteiten zijn vervolgens verder op te splitsen. Dit proces kan voortgezet worden tot het gewenste niveau van detaillering is bereikt.



figuur I-a IDEF-0 model hiërarchie

Een diagram bestaat uit hokjes welke de activiteiten weergeven

en pijlen welke de data-interfaces vormen tussen de activiteiten. Een pijl van links geeft de invoer weer. Een pijl van boven geeft objecten of gegevens die de uitwerking van de operatie beïnvloeden (besturing), een pijl naar rechts geeft gegevens of objecten weer die door de operatie getransformeerd of gegenereerd zijn (uitvoer). Een pijl van onder geeft de middelen die de acties uitvoeren of ondersteunen (mechanismen).



figuur I-b activiteit

BIJLAGE II Bepaling ontwerp golfhoogte

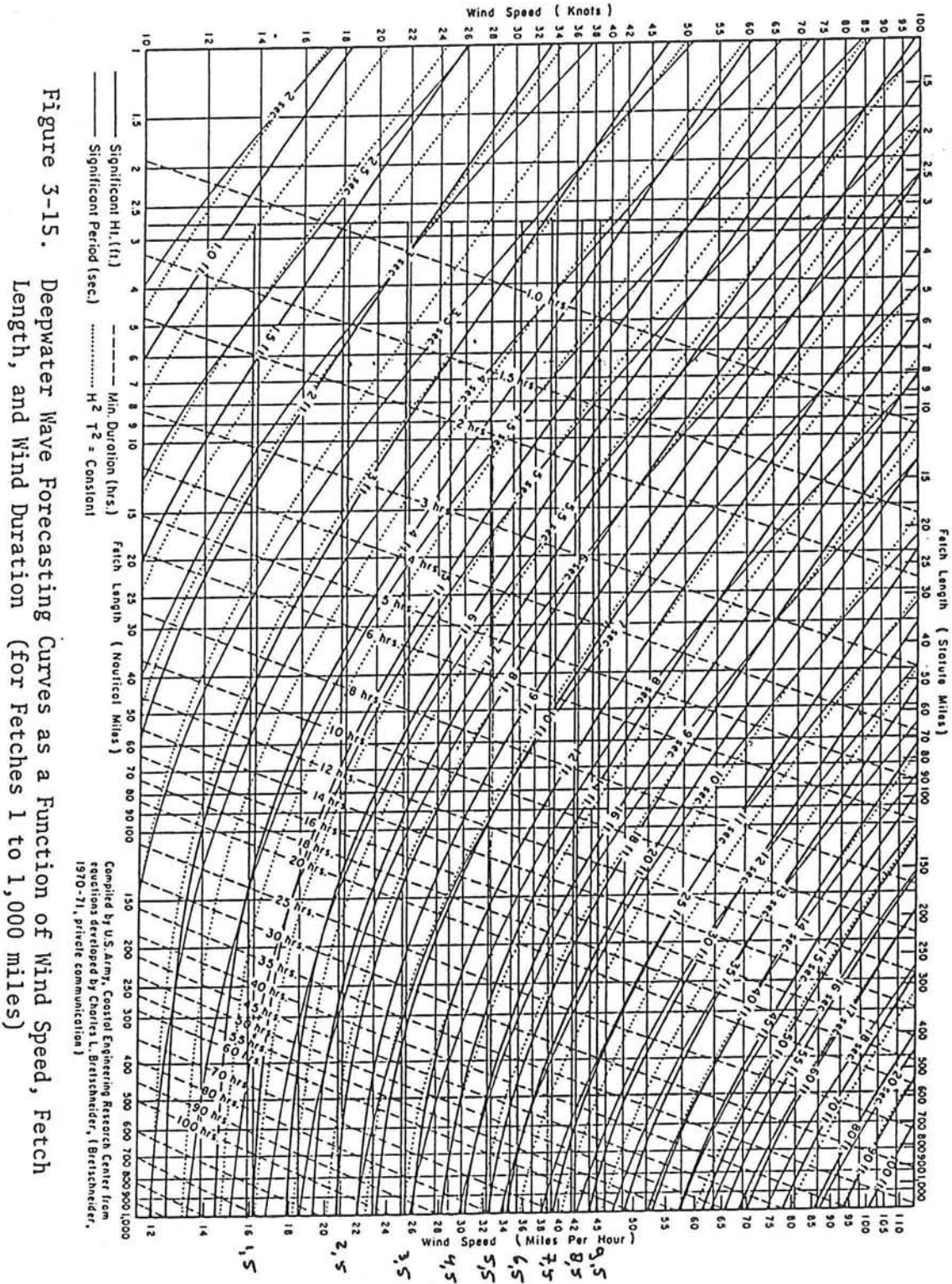


Figure 3-15. Deepwater Wave Forecasting Curves as a Function of Wind Speed, Fetch Length, and Wind Duration (for Fetches 1 to 1,000 miles)

Compiled by U.S. Army, Coastal Engineering Research Center from  
revisions developed by Charles L. Bretschneider, (Bretschneider,  
1970-71, private communication)

figuur a. nomogrammen [Shore Protection Manual]

**SOUTH**

PERCENTAGE OF OBS = 17.66%

TOTAL	89	296	340	189	66	17	4	1	~	~	~	1000
SIGNIFICANT WAVE HEIGHT (m)	>14	~	~	~	~	~	~	~	~	~	~	~
	13-14	~	~	~	~	~	~	~	~	~	~	~
	12-13	~	~	~	~	~	~	~	~	~	~	~
	11-12	~	~	~	~	~	~	~	~	~	~	~
	10-11	~	~	~	~	~	~	~	~	~	~	~
	9-10	~	~	~	~	~	~	~	~	~	~	1
	8-9	~	~	~	~	~	~	~	~	~	~	1
	7-8	~	~	1	1	1	~	~	~	~	~	2
	6-7	~	~	1	2	1	~	~	~	~	~	5
	5-6	~	1	3	4	2	1	~	~	~	~	11
	4-5	~	3	8	9	5	2	~	~	~	~	26
	3-4	1	10	24	21	10	3	1	~	~	~	69
	2-3	4	33	65	47	19	5	1	~	~	~	174
	1-2	18	104	139	74	22	5	1	~	~	~	362
	0-1	67	145	100	32	6	1	~	~	~	~	351
			4-5	6-7	8-9	10-11	12-13	TOTAL				
	<4	5-6	7-8	9-10	11-12	>13						
		ZERO CROSSING PERIOD (s)										

**SOUTH EAST**

PERCENTAGE OF OBS = 7.51%

TOTAL	115	319	325	168	56	14	3	1	~	~	~	1000
SIGNIFICANT WAVE HEIGHT (m)	>14	~	~	~	~	~	~	~	~	~	~	~
	13-14	~	~	~	~	~	~	~	~	~	~	~
	12-13	~	~	~	~	~	~	~	~	~	~	~
	11-12	~	~	~	~	~	~	~	~	~	~	~
	10-11	~	~	~	~	~	~	~	~	~	~	~
	9-10	~	~	~	~	~	~	~	~	~	~	1
	8-9	~	~	~	~	~	~	~	~	~	~	1
	7-8	~	~	~	1	~	~	~	~	~	~	2
	6-7	~	~	1	1	1	~	~	~	~	~	3
	5-6	~	1	2	2	1	1	~	~	~	~	7
	4-5	~	2	5	5	3	1	~	~	~	~	16
	3-4	1	7	16	14	7	2	1	~	~	~	48
	2-3	4	28	51	36	14	4	1	~	~	~	138
	1-2	21	104	131	70	22	5	1	~	~	~	353
	0-1	90	177	119	39	8	1	~	~	~	~	434
			4-5	6-7	8-9	10-11	12-13	TOTAL				
	<4	5-6	7-8	9-10	11-12	>13						
		ZERO CROSSING PERIOD (s)										

figuur b. golfgegevens [Ocean Wave Statistics]

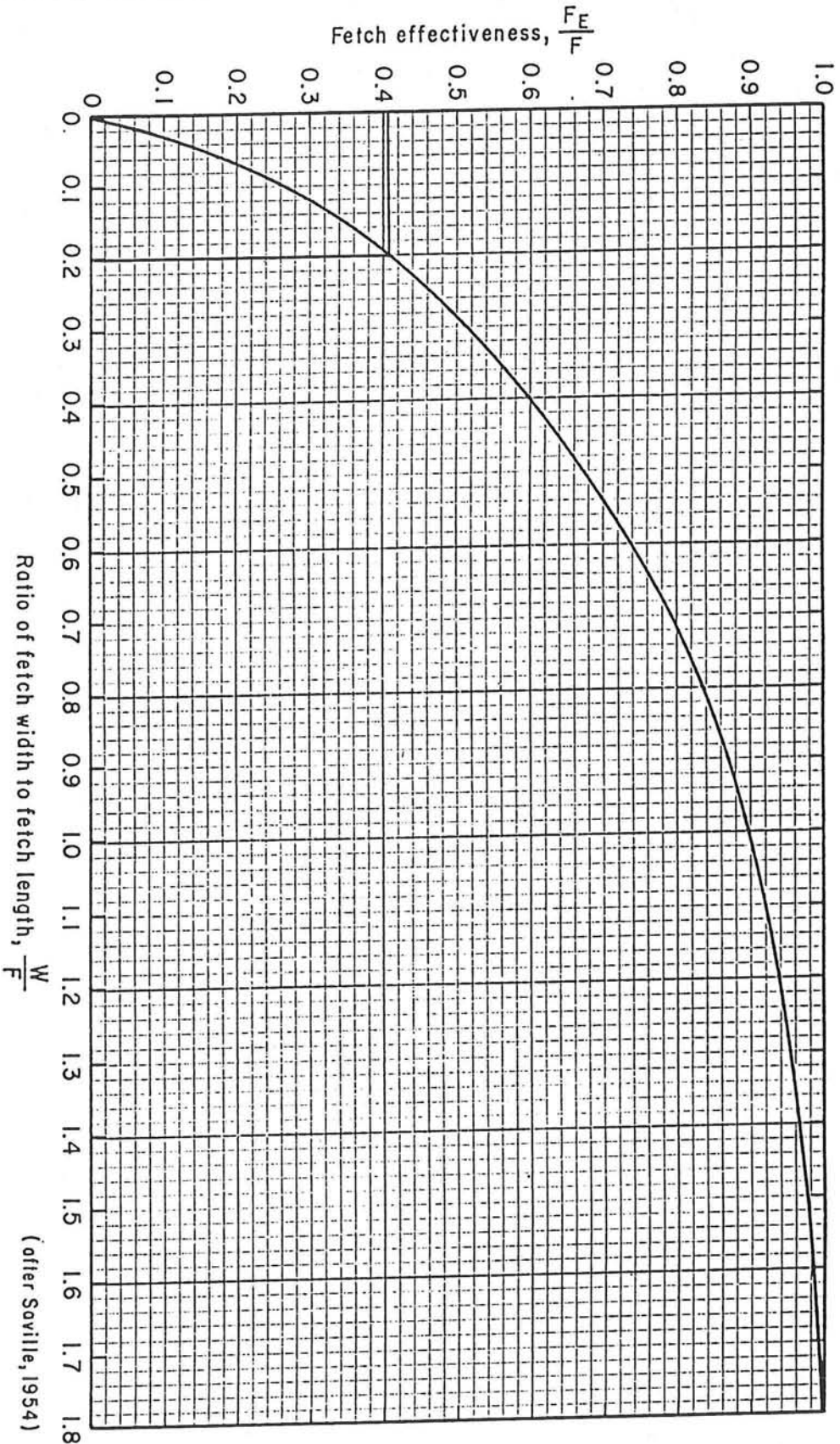
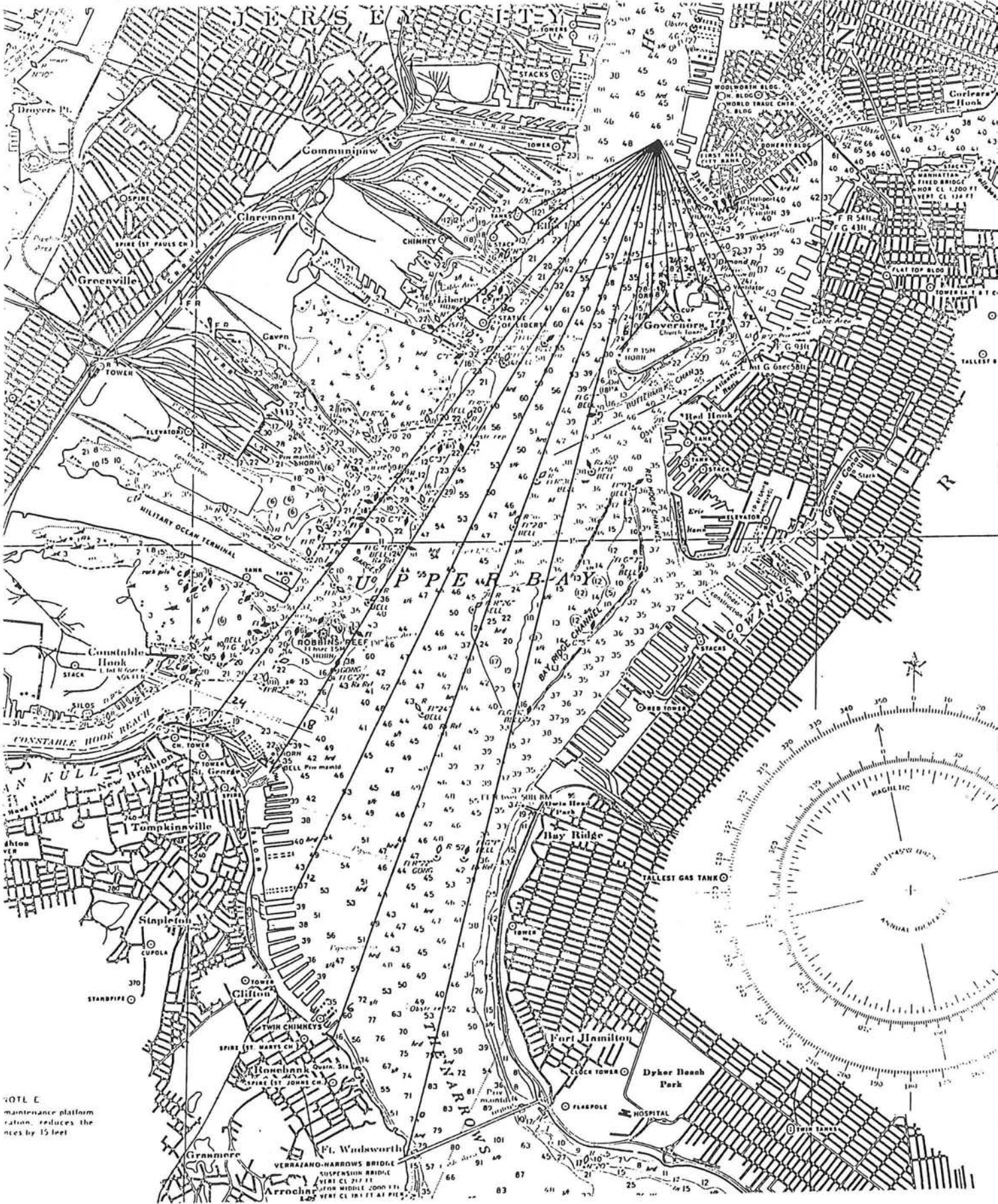


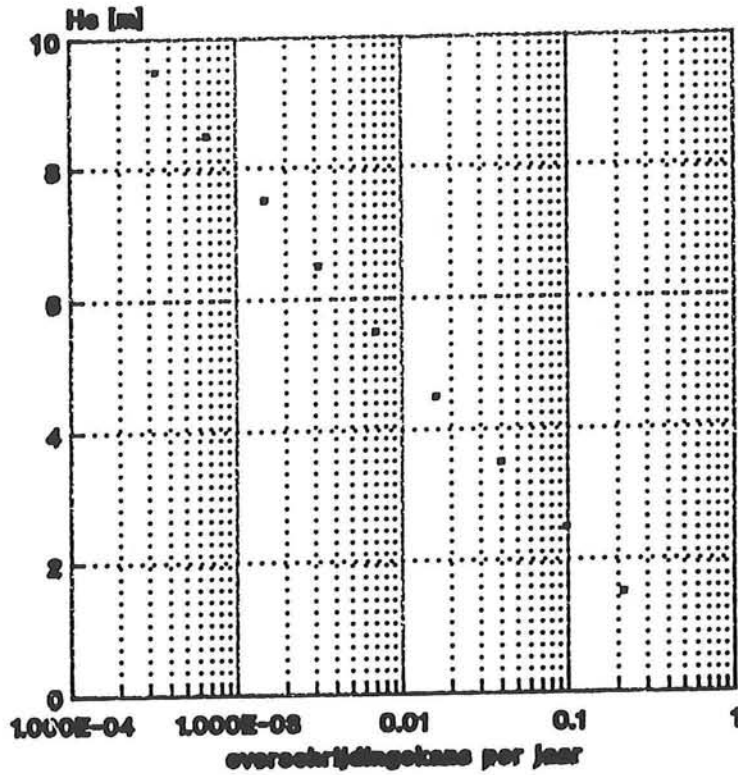
Figure 3-13. Relation of Effective Fetch to Width-Length Ratio for Rectangular Fetches

figuur c. invloed waterbreedte [Shore Protection Manual]

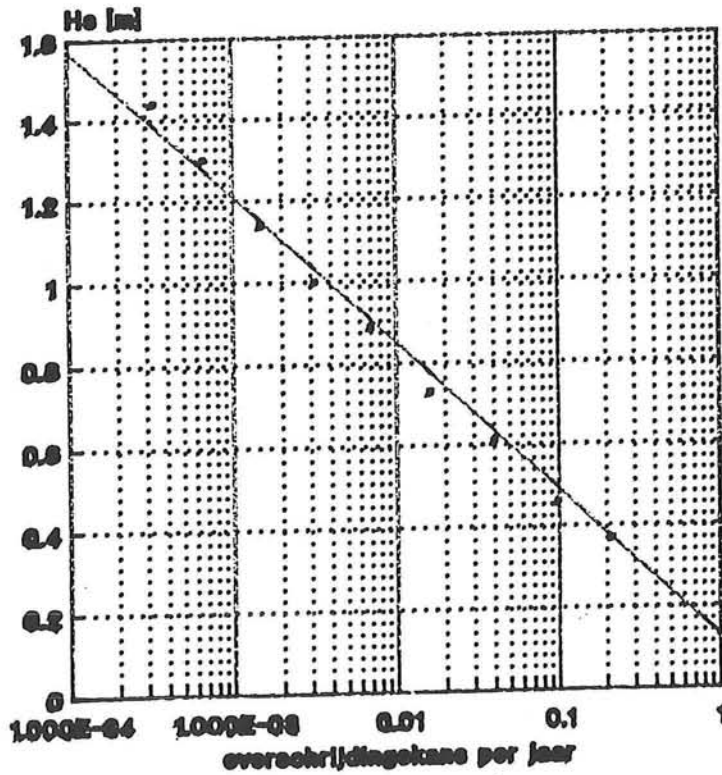


figuur d. bepaling strijklengte

### ocean (bij zo wind)



### Upper New York Bay (Hudson)



figuur e.  $H_s$  op zee en bepaling verdeling  $H_s$  op de lokatie

## BIJLAGE III Notaties

a	-dag van oplegging
b	-breedte
c	-betondekking
d	-nuttige betondoorsnede ( $d=h-c-\frac{1}{2}$ )
$d_s, d_p$	-afstand bovenkant doorsnede tot het betonstaal respectievelijk voorspanstaal
$f_{ck}$	-karakteristieke betondruksterkte
$f_{ctk}$	-karakteristieke betontreksterkte
$f_{pk}$	-karakteristieke sterkte van voorspanstaal
$f_{sy}$	-vloiegrens van betonstaal
$h_{dv}, h_{di}$	-hoogte van het dek in het veld respectievelijk bij de oplegging
$h_{bv}, h_{bi}$	-hoogte van de bodem in het veld respectievelijk bij de oplegging
$h_w$	-hoogte van de wand
$h_c$	-totale constructiehoogte
$h_x, h_{xu}$	-hoogte betondrukzone, idem in de bezwijkfase
l	-overspanning
n	-faktor = $E_s/E_p$
$w_{cr}$	-scheurwijdte direct na scheuren
$w_{cr-2}$	-scheurwijdte bij een voltooid scheurenpatroon
$z_b, z_o$	-afstand van de neutrale lijn tot de boven- resp. onderkant van de doorsnede
$A_c$	-betondoorsnede
$A_s, A_p$	-doorsnede betonstaal respectievelijk voorspanstaal
C, N	-factoren die de aanhechting van beton aan de wapening bepalen
$E_c, E_s, E_p$	-elasticiteitsmoduli van respectievelijk beton, betonstaal en voorspanstaal
$H_s$	-significante golfhoogte
$H_d$	-ontwerp-golfhoogte
I	-traagheidsmoment doorsnede
L	-golflengte
$M_{cr-1}$	-moment bij juist voltooid scheurenpatroon
$M_{cr}$	-scheurmoment van de betondoorsnede
$M_g$	-macromoment t.g.v. golfkrachten



$M_V$	-macromoment t.g.v. vliegtuigbelasting
$M_T$	-macromoment t.g.v. temperatuur
$M_U$	-bezwijkmoment van de doorsnede
$P_0, P_\infty$	-voorspankracht op $t=0$ respectievelijk $t=\infty$
$Q$	-dwarskracht
$W$	-weerstandsmoment van de doorsnede
$\alpha, \beta$	-coëfficiënten van bilineaire $\sigma$ - $\epsilon$ relatie van beton
$\alpha$	-lineaire uitzettingscoëfficiënt
$\tau$	-veiligheidscoëfficiënt
$\epsilon_p, \epsilon_s$	-rek van voorspan- respectievelijk betonstaal
$\sigma_{cr,fl}$	-buigtreksterkte van beton
$\sigma_{cr}$	-betontrekspanning waarbij eerste scheur ontstaat
$\sigma_g$	-golfspanning
$\sigma_v$	-vliegtuigspanning
$\sigma_T$	-temperatuurspanning
$\sigma_{voersp.}$	-betonspanning door voorspannen
$\sigma_{p0}, \sigma_{p\infty}$	-spanning in voorspanstaal op $t=0$ en $t=\infty$
$\phi_p$	-diameter voorspandraad
$\phi_{km}$	-gemiddelde diameter betonstaal
$W_{sp}$	-wapeningspercentage $(A_s+c*A_p)/(b*d)$
$W_{s,p}$	- $(A_s+A_p)/(b*d)$ -dwarscontractiecoëfficiënt

## BIJLAGE IV

Op de volgende bladzijden is ter illustratie de uitvoer van de spreadsheet afgedrukt welke bij het ontwerp is gebruikt.

Daarna zijn enige tekeningen opgenomen.

	zomer	winter
Kc	0.689	0.689
dag	4.730	4.730
Hc	3.292	3.292
stramien	5.000	5.000
Hdv	0.270	0.270
Hdi	0.270	0.270
d	4.730	4.730
Hbv	0.270	0.270
Hbi	0.270	0.270
b	4.730	4.730
Hw	0.270	0.270
I	1.557	1.557
zd	1.646	1.646
zb	1.646	1.646
hbgen	0.270	0.270
hdgen	0.270	0.270
Mgolf	1.434E+06	1.434E+06
Mvl	1.385E+05	1.385E+05
Ht	5.107E+06	4.086E+06
Sbodemg	1.517E+06	1.517E+06
v	1.464E+05	1.464E+05
t	5.400E+06	4.320E+06
Sdekg	1.517E+06	1.517E+06
v	1.464E+05	1.464E+05
t	5.400E+06	4.320E+06
Voorsp	7.163E+06	7.163E+06
b	-1.180E+06	-5.646E+06
d	-5.646E+06	-2.190E+06
	-1.589E+04	-4.585E+06
	-4.585E+06	-1.129E+06

## BELASTING

654										Ap
321	Hmicro	1.7Hmic	Smic	1.7Smic	Sm	Sn	1.7 Sm	1.7 Sn	Smic+Sn	
punt 1 a	1.223E+04	2.080E+04	1.007E+06	1.712E+06	5.983E+06	-1.180E+06	7.147E+06	-1.589E+04	-1.732E+05	1601
b	1.081E+04	1.302E+04	8.898E+05	1.072E+06	5.983E+06	-1.180E+06	7.147E+06	-1.589E+04	-2.902E+05	1601
punt 2 a	7.602E+03	1.292E+04	6.256E+05	1.064E+06	5.983E+06	-1.180E+06	7.147E+06	-1.589E+04	-5.544E+05	1601
b	3.712E+04	5.774E+04	3.055E+06	4.752E+06	5.983E+06	-1.180E+06	7.147E+06	-1.589E+04	1.875E+06	1601
punt 3 a	7.602E+03	1.292E+04	6.256E+05	1.064E+06	5.983E+06	-1.180E+06	7.147E+06	-1.589E+04	-5.544E+05	1601
b	3.712E+04	5.774E+04	3.055E+06	4.752E+06	5.983E+06	-1.180E+06	7.147E+06	-1.589E+04	1.875E+06	1601
punt 4 a	4.498E+03	4.498E+03	3.702E+05	3.702E+05	4.973E+06	-2.190E+06	6.034E+06	-1.129E+06	-1.820E+06	1601
b	1.054E+05	1.600E+05	8.675E+06	1.317E+07	1.517E+06	-5.646E+06	2.578E+06	-4.585E+06	3.028E+06	1601
punt 5 a	1.013E+05	1.668E+05	8.336E+06	1.373E+07	4.973E+06	-2.190E+06	6.034E+06	-1.129E+06	6.145E+06	1601
b	1.974E+04	1.974E+04	1.624E+06	1.624E+06	1.517E+06	-5.646E+06	2.578E+06	-4.585E+06	-4.022E+06	1601
punt 6 a	1.013E+05	1.668E+05	8.336E+06	1.373E+07	4.973E+06	-2.190E+06	6.034E+06	-1.129E+06	6.145E+06	1601
b	1.974E+04	1.974E+04	1.624E+06	1.624E+06	1.517E+06	-5.646E+06	2.578E+06	-4.585E+06	-4.022E+06	1601

## BEZWIJKVEILIGHEID

	hxu	As	esu	epu	Nsu	Npu	hxu	hxu,max	gamma N	gamma M	
punt 1 a	0.062	400	0.00891935	0.01017096	160000	3256755.40	0.06183540	1.00266184	0.06057692	7.06895316	8.741909
b	0.062	400	0.00891935	0.01017096	160000	3256755.40	0.06183540	1.00266184	0.06057692	7.06895316	13.96298
punt 2 a	0.062	400	0.00891935	0.01017096	160000	3256755.40	0.06183540	1.00266184	0.06057692	7.06895316	14.06825
b	0.067	1200	0.00799253	0.00960223	480000	3074647.75	0.06756940	0.99157306	0.06057692	7.06895316	3.832575
punt 3 a	0.062	400	0.00891935	0.01017096	160000	3256755.40	0.06183540	1.00266184	0.06057692	7.06895316	14.06825
b	0.067	1200	0.00799253	0.00960223	480000	3074647.75	0.06756940	0.99157306	0.06057692	7.06895316	3.832575
punt 4 a	0.067	400	0.00799253	0.00960223	160000	3074647.75	0.06675810	1.00362352	0.06057692	5.96820206	42.76961
b	0.095	1300	0.00460526	0.00752368	520000	2409092.21	0.09285420	1.02310923	0.06057692	2.55000479	1.701184
punt 5 a	0.068	500	0.00782352	0.00949852	200000	3041439.89	0.06704053	1.01431165	0.06057692	5.96820206	1.177244
b	0.085	400	0.00555882	0.00810882	160000	2596454.49	0.08567538	0.99211688	0.06057692	2.55000479	11.61622
punt 6 a	0.068	500	0.00782352	0.00949852	200000	3041439.89	0.06704053	1.01431165	0.06057692	5.96820206	1.177244
b	0.085	400	0.00555882	0.00810882	160000	2596454.49	0.08567538	0.99211688	0.06057692	2.55000479	11.61622

## SCHEURWIJDTE

## MACRO

## MICRO

	ws	wp	dS	wcr-2	Scr,fl	a	Mcr-1	Ncr	Sscr-2	wcr	
punt 1 a	0.0015	0.0059	425578091.	0.29561764	0	4.031E+06	0.13447000	49168.7157	293536.752	7.338E+02	1.022906
b	0.0015				0	4.031E+06	0.13447000	49168.7157	293536.752	7.338E+02	1.022906
punt 2 a	0.0015	0.0059	305006979.	0.16588042	0	4.031E+06	0.13447000	49168.7157	293536.752	7.338E+02	1.022906
b	0.0044				0	4.031E+06	0.13447000	49168.7157	296619.867	2.472E+02	0.184469
punt 3 a	0.0015	0.0059	305006979.	0.16588042	0	4.031E+06	0.13447000	49168.7157	293536.752	7.338E+02	1.022906
b	0.0044				0	4.031E+06	0.13447000	49168.7157	296619.867	2.472E+02	0.184469
punt 4 a	0.0015	0.0059	294749872.	0.15628053	0	4.582E+06	0.09133862	69390.2972	364472.941	9.112E+02	1.434549
b	0.0048				0	4.800E+06	0.06203078	114025.465	-362351.76	-2.787E+02	0.222206
punt 5 a	0.0019	0.0059	405277476.	0.27166347	0	4.582E+06	0.09133862	69390.2972	129634.137	2.593E+02	0.200966
b	0.0015				0	4.800E+06	0.06203078	114025.465	-138151.94	-3.454E+02	0.315080
punt 6 a	0.0019	0.0059	405277476.	0.27166347	0	4.582E+06	0.09133862	69390.2972	129634.137	2.593E+02	0.200966
b	0.0015				0	4.800E+06	0.06203078	114025.465	-138151.94	-3.454E+02	0.315080

## BETONDRUKZONE GEBRUIKSTADIUM

	hx	dSp	dSs	Sc1x	M/m
punt 1 a	0.27	-6.333E+06	-2.345E+06	-2.278E+06	1.125E+00
b	0.27	-6.333E+06	-2.345E+06	-2.278E+06	1.273E+00
punt 2 a	0.27	-6.333E+06	-2.345E+06	-2.278E+06	1.810E+00
b	0.12	4.152E+06	2.768E+07	-5.974E+06	9.935E-01
punt 3 a	0.27	-6.333E+06	-2.345E+06	-2.278E+06	1.810E+00
b	0.12	4.152E+06	2.768E+07	-5.974E+06	9.935E-01
punt 4 a	0.27	-1.176E+07	-4.354E+06	-4.229E+06	5.678E+00
b	0.18	-2.338E+07	2.079E+07	-1.682E+07	1.099E+00
punt 5 a	0.08	7.792E+07	1.983E+08	-2.038E+07	9.553E-01
b	0.27	-3.030E+07	-1.122E+07	-1.090E+07	3.336E+00
punt 6 a	0.08	7.792E+07	1.983E+08	-2.038E+07	9.553E-01
b	0.27	-3.030E+07	-1.122E+07	-1.090E+07	3.336E+00

## DWARSDOORSNEDE 80H

	zomer	winter
Ac	0.689	0.689
dag	4.730	4.730
Hc	3.292	3.292
stramien	5.000	5.000
Hdv	0.270	0.270
Hdi	0.270	0.270
d	4.730	4.730

Hbv	0.270	0.270	
Hbi	0.270	0.270	
b	4.730	4.730	
Hw	0.270	0.270	
I	1.557	1.557	
zd	1.646	1.646	
zb	1.646	1.646	
hbgem	0.270	0.270	
hdgem	0.270	0.270	
Hgolf	1.434E+06	1.434E+06	
Hvl	1.385E+05	1.385E+05	
Mt	5.600E+04	4.400E+04	
Sbodcmg	1.517E+06	1.517E+06	
v	1.464E+05	1.464E+05	
t	5.921E+04	4.652E+04	
Sdek9	1.517E+06	1.517E+06	
v	1.464E+05	1.464E+05	
t	5.921E+04	4.652E+04	
Voorsp	3.200E+06	3.200E+06	1.722E+06
b	-1.490E+06	-1.683E+06	
d	-1.683E+06	-1.646E+06	
	-3.255E+05	-6.218E+05	
	-6.218E+05	-5.846E+05	

## BELASTING

654											Ap
321		Mmicro	1.7Mmic	Smic	1.7Smic	Sm	Sn	1.7 Sm	1.7 Sn	Smic+Sn	
punt 1 a	1.223E+04	2.080E+04	1.007E+06	1.712E+06	1.517E+06	-1.683E+06	2.578E+06	-6.218E+05	-6.766E+05		715
b	1.081E+04	1.302E+04	8.898E+05	1.072E+06	1.710E+06	-1.490E+06	2.874E+06	-3.255E+05	-5.998E+05		715
punt 2 a	7.602E+03	1.292E+04	6.256E+05	1.064E+06	1.517E+06	-1.683E+06	2.578E+06	-6.218E+05	-1.058E+06		715
b	3.712E+04	5.774E+04	3.055E+06	4.752E+06	1.710E+06	-1.490E+06	2.874E+06	-3.255E+05	1.565E+06		715
punt 3 a	7.602E+03	1.292E+04	6.256E+05	1.064E+06	1.517E+06	-1.683E+06	2.578E+06	-6.218E+05	-1.058E+06		715
b	3.712E+04	5.774E+04	3.055E+06	4.752E+06	1.710E+06	-1.490E+06	2.874E+06	-3.255E+05	1.565E+06		715
punt 4 a	4.498E+03	4.498E+03	3.702E+05	3.702E+05	1.554E+06	-1.646E+06	2.615E+06	-5.846E+05	-1.276E+06		715
b	1.054E+05	1.600E+05	8.675E+05	1.317E+07	1.517E+06	-1.683E+06	2.578E+06	-6.218E+05	6.991E+06		715
punt 5 a	1.013E+05	1.668E+05	8.336E+06	1.373E+07	1.554E+06	-1.646E+06	2.615E+06	-5.846E+05	6.690E+06		715
b	1.974E+04	1.974E+04	1.624E+06	1.624E+06	1.517E+06	-1.683E+06	2.578E+06	-6.218E+05	-5.905E+04		715
punt 6 a	1.013E+05	1.668E+05	8.336E+06	1.373E+07	1.554E+06	-1.646E+06	2.615E+06	-5.846E+05	6.690E+06		715
b	1.974E+04	1.974E+04	1.624E+06	1.624E+06	1.517E+06	-1.683E+06	2.578E+06	-6.218E+05	-5.905E+04		715

## BEZWIJKVEILIGHEID

		h <sub>xu</sub>	h <sub>s</sub>	csu	epu	N <sub>su</sub>	N <sub>pu</sub>	h <sub>xu</sub>	h <sub>xu,max</sub>	gamma N	gamma M
punt 1 a	0.050	400	0.0105	0.012	160000	1716556.29	0.04908644	1.01861111	0.06057692	2.55000479	7.176673
b	0.048	400	0.01108333	0.01239375	160000	1772880.79	0.04810198	0.99787976	0.06057692	2.84305633	11.28000
punt 2 a	0.049	400	0.01078571	0.01219285	160000	1744143.80	0.05023362	0.97544230	0.06057692	2.55000479	11.76247
b	0.054	1100	0.00946296	0.0113	440000	1616423.84	0.05323929	1.01428837	0.06057692	2.84305633	3.070813
punt 3 a	0.049	400	0.01078571	0.01219285	160000	1744143.80	0.05023362	0.97544230	0.06057692	2.55000479	11.76247
b	0.054	1100	0.00946296	0.0113	440000	1616423.84	0.05323929	1.01428837	0.06057692	2.84305633	3.070813
punt 4 a	0.050	400	0.0105	0.012	160000	1716556.29	0.04866858	1.02735671	0.06057692	2.58681532	32.95429
b	0.055	1000	0.00922727	0.01114090	400000	1593666.46	0.05395625	1.01934424	0.06057692	2.55000479	1.102152
punt 5 a	0.054	1000	0.00946296	0.0113	400000	1616423.84	0.05448472	0.99110353	0.06057692	2.58681532	1.064709
b	0.050	400	0.0105	0.012	160000	1716556.29	0.04908644	1.01861111	0.06057692	2.55000479	7.562204

punt 6 a	0.054	1000	0.00946296	0.0113	400000	1616423.84	0.05448472	0.99110353	0.06057692	2.58681532	1.064709
b	0.050	400	0.0105	0.012	160000	1716556.29	0.04908644	1.01861111	0.06057692	2.55000479	7.562204

SCHEURWIJDTE	MACRO				MICRO						
	ws	wp	dS	wcr-2	Scr,fl	a	Mcr-1	Ncr	Sscr-2	wcr	
punt 1 a	0.0015	0.0026	617182485.	0.56077441	0	4.207E+06	0.11761807	58675.7765	217668.242	5.442E+02	0.641088
b	0.0015				0	4.124E+06	0.12512439	54062.9096	266679.912	6.667E+02	0.880487
punt 2 a	0.0015	0.0026	406692244.	0.27330591	0	4.207E+06	0.11761807	58675.7765	218527.507	5.463E+02	0.645047
b	0.0041				0	4.124E+06	0.12512439	54062.9096	270239.412	2.457E+02	0.182998
punt 3 a	0.0015	0.0026	406692244.	0.27330591	0	4.207E+06	0.11761807	58675.7765	218527.507	5.463E+02	0.645047
b	0.0041				0	4.124E+06	0.12512439	54062.9096	270239.412	2.457E+02	0.182998
punt 4 a	0.0015	0.0026	427262637.	0.29764251	0	4.463E+06	0.09862005	61322.6178	546887.041	1.367E+03	2.704447
b	0.0037				0	4.471E+06	0.09807384	61877.9370	247496.704	2.475E+02	0.185417
punt 5 a	0.0037	0.0026	427262637.	0.29764251	0	4.463E+06	0.09862005	61322.6178	262134.357	2.621E+02	0.202835
b	0.0015				0	4.471E+06	0.09807384	61877.9370	543220.038	1.358E+03	2.676166
punt 6 a	0.0037	0.0026	427262637.	0.29764251	0	4.463E+06	0.09862005	61322.6178	262134.357	2.621E+02	0.202835
b	0.0015				0	4.471E+06	0.09807384	61877.9370	543220.038	1.358E+03	2.676166

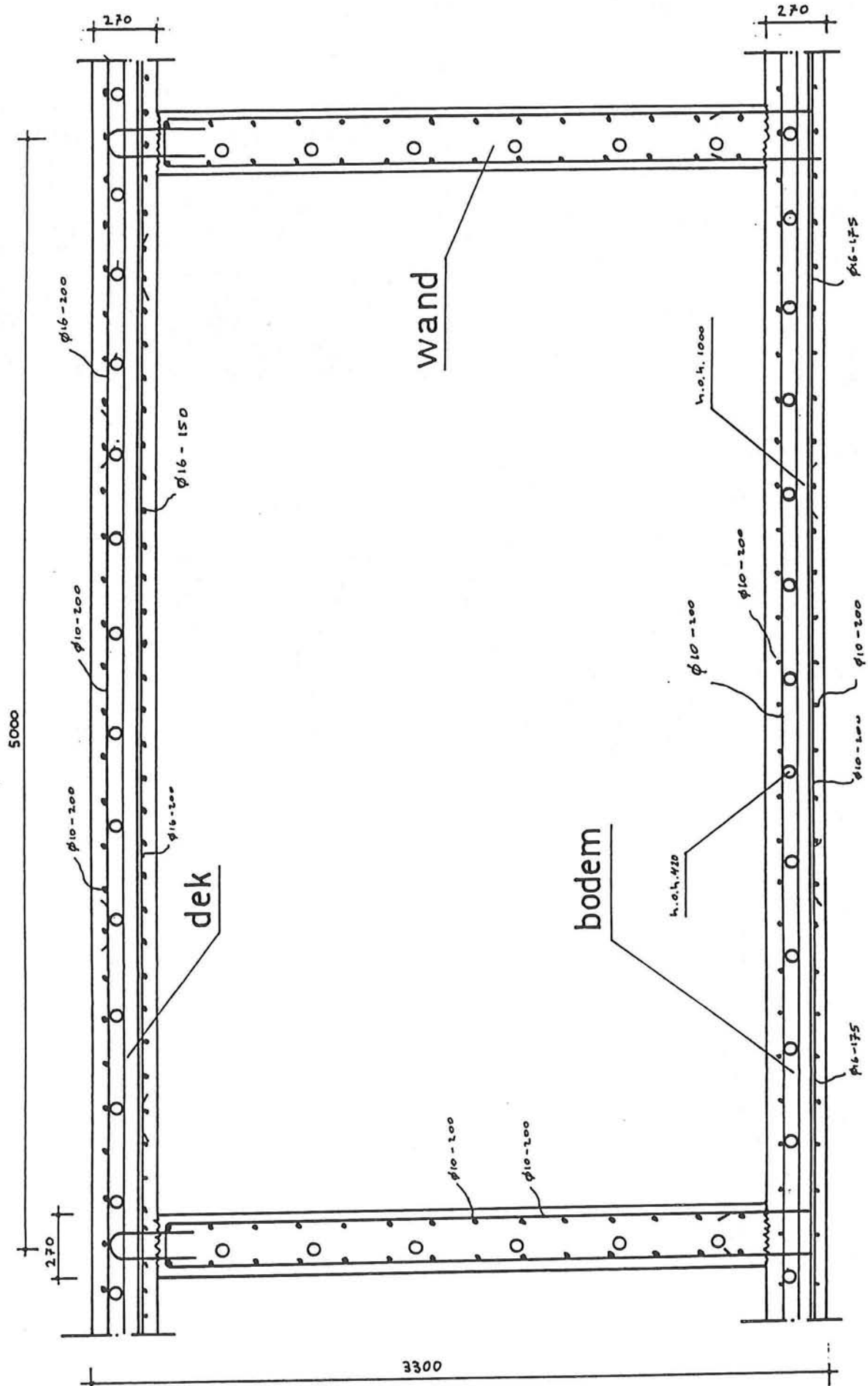
BETONDRUKZONE	GEBRUIKSTADIUM				
	hx	dSp	dSs	Sc1x	M/m
punt 1 a	0.27	-9.185E+06	-4.763E+06	-3.304E+06	1.631E+00
b	0.27	-8.127E+06	-4.214E+06	-2.924E+06	1.633E+00
punt 2 a	0.27	-9.185E+06	-4.763E+06	-3.304E+06	2.624E+00
b	0.14	-1.183E+06	1.419E+07	-5.957E+06	1.020E+00
punt 3 a	0.27	-9.185E+06	-4.763E+06	-3.304E+06	2.624E+00
b	0.14	-1.183E+06	1.419E+07	-5.957E+06	1.020E+00
punt 4 a	0.27	-8.982E+06	-4.657E+06	-3.231E+06	4.337E+00
b	0.06	2.612E+08	4.882E+08	-3.763E+07	1.534E+00
punt 5 a	0.07	1.093E+08	2.186E+08	-2.117E+07	9.576E-01
b	0.27	-9.185E+06	-4.763E+06	-3.304E+06	1.011E+00
punt 6 a	0.07	1.093E+08	2.186E+08	-2.117E+07	9.576E-01
	0.27	-9.185E+06	-4.763E+06	-3.304E+06	1.011E+00

KOSTEN	
Beton	125.580740
Bekisting	89.8261616
Voorspanstaal 1	160.264503
Betonstaal 1	51.09408
Voorspanstaal b	71.5964156
Betonstaal b	54.977632
	=====
	553.339533

DWARSDOOR	180	
	zomer	winter
Ac	0.689	0.689
dag	4.730	4.730
Hc	3.292	3.292
stramien	5.000	5.000
Hdv	0.270	0.270
Hdi	0.270	0.270
d	4.730	4.730
Hbv	0.270	0.270
Hbi	0.270	0.270
b	4.730	4.730
Hw	0.270	0.270
I	1.557	1.557
zd	1.646	1.646
zb	1.646	1.646
hbgem	0.270	0.270
hdgem	0.270	0.270
Hgolf	1.434E+06	1.434E+06
Hvl	1.385E+05	1.385E+05

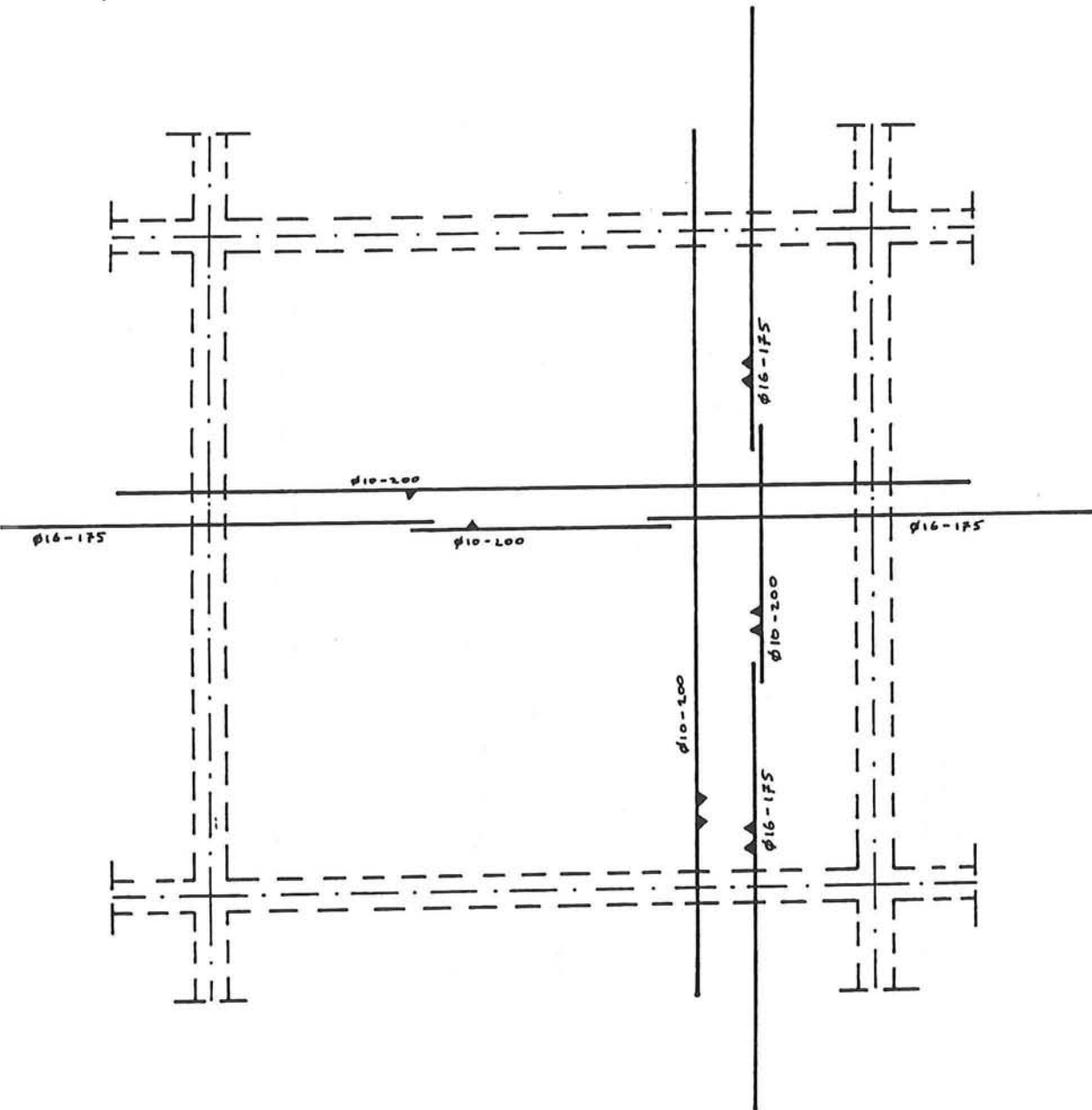
# dwarsdoorsnede cel

1:25



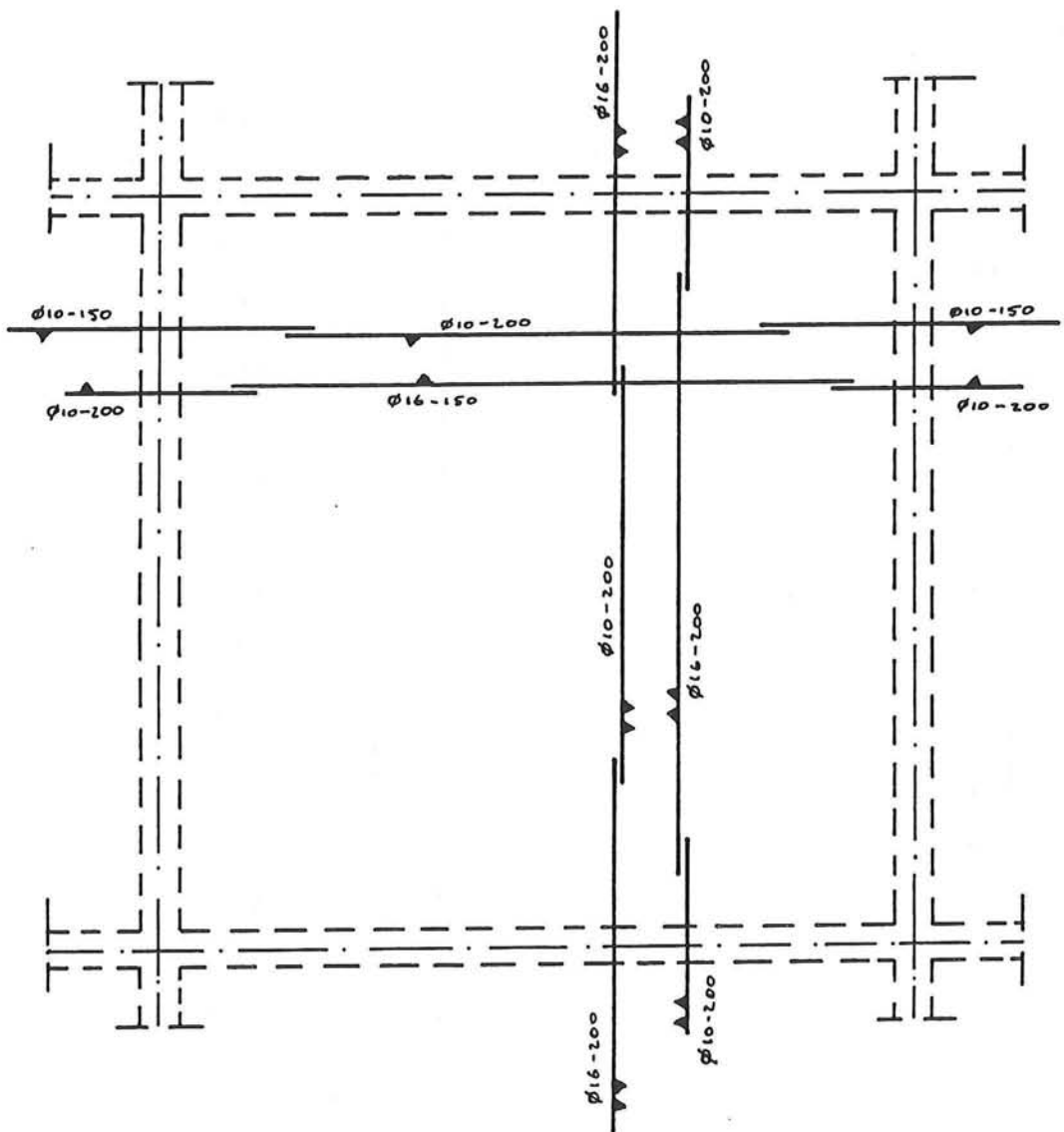
# wapening bodem

1:50



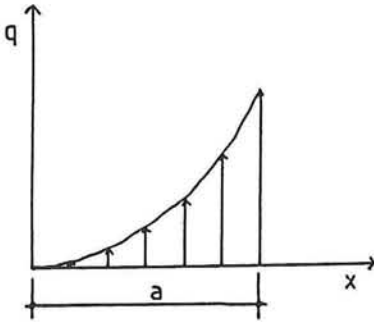
# wapening dek

1:50





### BIJLAGE V Berekening zakking door parabolisch belastingsverloop



$$q = \frac{q_1 * x^2}{a^2}$$

$$D = \frac{q_1}{3 * a^2} * x^3 + C_1$$

$$\text{randvoorwaarde: } x = a; D = 0 \Rightarrow C_1 = - \frac{q_1 * a}{3}$$

$$D = \frac{q_1}{3 * a^2} * x^3 - \frac{q_1 * a}{3}$$

$$M = \frac{q_1}{12 * a^2} * x^4 - \frac{q_1 * a}{3} * x + C_2$$

$$\text{randvoorwaarde: } x = a; M = 0 \Rightarrow C_2 = \frac{q_1 * a^2}{4}$$

$$M = \frac{q_1}{12 * a^2} * x^4 - \frac{q_1 * a}{3} * x + \frac{q_1 * a^2}{4}$$

berekening verplaatsing uiteinde:

$$\int_0^a \frac{M}{EI} * (a - x) dx$$

$$\begin{aligned} & \int_0^a \left( \frac{q_1}{12 * a} x^4 - \frac{q_1 * a^2}{3} x + \frac{q_1 * a^3}{4} - \frac{q_1}{12 * a^2} x^5 + \frac{q_1 * a}{3} - \frac{q_1 * a^2}{4} x \right) dx \\ &= \frac{1}{EI} \left[ \frac{q_1}{60 * a} * x^5 - \frac{q_1 * a^2}{6} * x^2 + \frac{q_1 * a^3}{4} * x - \frac{q_1}{72 * a^2} * x^6 \right. \\ & \quad \left. + \frac{q_1 * a}{9} * x^3 - \frac{q_1 * a^2}{8} * x^2 \right]_0^a \\ &= \frac{13}{180} * \frac{q_1 * a^4}{EI} \end{aligned}$$

BIJLAGE VI KOLA berekening verplaatsingen en momenten in  
dwarsrichting

INVOERFILE

kola 'oefening 4d'

type bending

generate mesh

xdir inc 1 spacing 1.

ydir inc 2 spacing 5. 5. 5. 5. 5. 5. 5. 5. 5. 5. 5. 5. 5. 5. 5.

\*

element properties

1 to 16 e 3.6e7 thick 2.56 cte 12.e-6

\*

spring properties

1 lineair k 10

\*

elastic supports

elements 1 to 16 property 1

\*

element loads

1 to 16 pz -17.5

\*

temperature loads

1 to 16 top 8.533

\*

print data

start analysis

FINISH

## RESULTANT JOINT DISPLACEMENTS - FREE JOINTS

JOINT	Uz	Rx	Ry	element	joint	Mxx	Myy	Mxy	Qx	Qy
1	-1.7919044	.0031643	-.0000657							
2	-1.7918787	.0031643	.0000143							
3	-1.7770826	.0027645	-.0000657							
4	-1.7770569	.0027645	.0000143							
5	-1.7642579	.0023656	-.0000657							
6	-1.7642322	.0023656	.0000143							
7	-1.7534248	.0019679	-.0000657							
8	-1.7533991	.0019679	.0000143							
9	-1.7445761	.0015718	-.0000657							
10	-1.7445504	.0015718	.0000143							
11	-1.7377039	.0011773	-.0000657							
12	-1.7376782	.0011773	.0000143							
13	-1.7328011	.0007840	-.0000657							
14	-1.7327753	.0007840	.0000143							
15	-1.7298618	.0003918	-.0000657							
16	-1.7298361	.0003918	.0000143							
17	-1.7288826	.0000000	-.0000657							
18	-1.7288568	.0000000	.0000143							
19	-1.7298619	-.0003918	-.0000657							
20	-1.7298362	-.0003918	.0000143							
21	-1.7328012	-.0007841	-.0000657							
22	-1.7327755	-.0007841	.0000143							
23	-1.7377041	-.0011773	-.0000657							
24	-1.7376784	-.0011773	.0000143							
25	-1.7445763	-.0015719	-.0000657							
26	-1.7445506	-.0015719	.0000143							
27	-1.7534252	-.0019679	-.0000657							
28	-1.7533994	-.0019679	.0000143							
29	-1.7642583	-.0023656	-.0000657							
30	-1.7642326	-.0023656	.0000143							
31	-1.7770831	-.0027645	-.0000657							
32	-1.7770574	-.0027645	.0000143							
33	-1.7919050	-.0031643	-.0000657							
34	-1.7918792	-.0031643	.0000143							
				8	15	.000	-81.357	-.000	.000	.520
					16	.000	-81.357	.000	.000	.520
					17	.000	-83.958	.000	-.000	.520
					18	.000	-83.958	.000	-.000	.520
				9	17	.000	-83.957	.000	-.000	-.520
					18	.000	-83.957	.000	-.000	-.520
					19	.000	-81.357	.001	-.000	-.520
					20	.000	-81.357	.001	-.000	-.520

## BIJLAGE VII KOLA berekening wiellast op plaalement

INVOERFILE

kola 'oef4a'

\$ units kn m

type bending

generate mesh

xdir increment 1 spacing .16 .16 .391 .391 .32 .32 .64 .64 .604 .604

ydir increment 11 spacing .75 .75 .33 .285 .285 .33 .75 .75

\*

element properties

1 to 80 3.6e7 thick .27

\*

supports

1 to 11 rx ry uz

12 to 78 by 11 rx ry uz

89 to 99 rx ry uz

22 to 88 by 11 rx ry uz

\*

element loads

31 32 35 41 42 45 pz -564.7

\*

print data

start analysis

FINISH

element	joint	Mxx	Myy	Mxy	Qx	Qy
21	23	18.797	.000	.568	-30.894	21.018
	24	13.729	-.012	3.931	-30.894	21.702
	34	31.173	.000	.311	-98.893	21.018
	35	15.225	-.238	3.674	-98.893	21.702
22	24	13.580	-.012	3.948	-30.853	2.807
	25	8.155	.594	4.288	-30.853	9.446
	35	15.287	-.238	2.940	-43.429	2.807
	36	7.849	-1.822	3.280	-43.429	9.446
31	34	31.173	.000	1.358	-92.820	10.366
	35	15.225	-.307	3.017	-92.820	15.906
	45	38.207	.000	-.595	-143.815	10.366
	46	14.100	-1.886	1.064	-143.815	15.906
32	35	15.287	-.307	3.009	-36.895	3.793
	36	7.849	-1.384	2.729	-36.895	7.003
	46	14.613	-1.886	.276	-34.687	3.793
	47	7.528	-3.878	-.004	-34.687	7.003
41	45	38.207	.000	.595	-143.815	-10.366
	46	14.100	-1.886	-1.064	-143.815	-15.906
	56	31.173	.000	-1.358	-92.820	-10.366
	57	15.225	-.307	-3.017	-92.820	-15.906
51	56	31.173	.000	-.311	-98.893	-21.018
	57	15.225	-.238	-3.674	-98.893	-21.702
	67	18.797	.000	-.568	-30.894	-21.018
	68	13.729	-.012	-3.931	-30.894	-21.702
52	57	15.287	-.238	-2.940	-43.429	-2.807
	58	7.849	-1.822	-3.280	-43.429	-9.446
	68	13.580	-.012	-3.948	-30.853	-2.807
	69	8.155	.594	-4.288	-30.853	-9.446

**BIJLAGE VIII Software**

Ten behoeve van dit afstudeerwerk is gebruik gemaakt van de volgende software pakketten:

■ tekstverwerking

Word Perfect, versie 5.0

Dit spreekt voor zich, een betere tekstverwerker voor de PC is er niet.

■ elektronisch rekenblad

Lotus 123, versie 2.01

Dit eerste echte verkoopsucces voor de PC draait nog uitstekend, hoewel het niet echt gebruiksvriendelijk is en een inferieure grafische uitvoer heeft.

Lotus Symphony

Net zoiets als 123, maar dan in kleur.

■ grafieken programma

Harvard Presentation Graphics, versie 2.12

Dit programma kan alles wat Lotus niet kan, namelijk superieure plaatjes produceren. Het is in staat velerlei datafiles te importeren waaronder Lotus 123 files en bevat zelf een eenvoudige spreadsheet. Het is een zogenaamd object georiënteerd programma, hetgeen zoveel wil zeggen dat de resolutie van de uitvoer in principe oneindig is. Het aantal variatiemogelijkheden om een plaatje te produceren is vrijwel oneindig en toch is het bijna onmogelijk om een niet smaakvolle afbeelding voort te brengen. Om kort te zijn, voor diegenen die liever een muis dan een viltstift vasthouden is dit programma een uitkomst.

■ 3D draadfiguren

Dancad-3D, versie 2.0

Dit programma valt onder het zogenaamde share-ware systeem. Het is gratis te kopiëren en je betaald pas als het bevalt. De makers van dit soort programma's zijn meestal amateurs, maar

leveren een kwaliteit waar Volmac jaloers op zou zijn. Zo ook in dit geval. Het programma is, hoewel niet zo uitgebreid, qua opzet te vergelijken met programma's als Autocad.

■ zakkingsoppervlakken en iso-lijnen

Surfer, versie 3.0

Dit programma is in staat uit willekeurige data 3d oppervlakken te genereren, alsmede iso-lijnen. Het kan standaard ASCII-files en Lotus data lezen. Het programma werkt nogal onhandig, maar levert mooie afbeeldingen. Een rekenprocessor is aan te bevelen om prettig te kunnen werken.

■ idef-0 figuren

Paint

Dit is een handig muisgestuurd programma dat zeer geschikt is voor het maken van zelfbedachte afbeeldingen.

■ plaatberekening

KOLA, versie 1.1

Dit eindige elementen programma is in staat elastisch ondersteunde platen te berekenen, met allerlei randvoorwaarden. Het kan zowel puntlasten als verdeelde belastingen aan, alsmede temperatuurgradiënten. Er is keuze uit een groot aantal elementtypen, variërend van gespannen doek tot op buiging en trek belaste platen.

De invoerfiles zijn zeer eenvoudig samen te stellen. Het programma is in staat maximaal 100 rechthoekige elementen of 121 knopen te verwerken. Het draait op een gewone PC met minimaal 512 K, hoewel het runnen dan wel erg lang gaat duren. Voor een plaat met 40 elementen al gauw een kwartier. Een rekenprocessor reduceert dit tot 1.5 minuut en is derhalve aan te bevelen.

Het programma is in bruikleen gegeven door ir. Kok en is ontwikkeld door het Delftse softwarebureau Ascal, dat op onduidelijk wijze gelieerd is aan de TU.

■ diverse rekentaken



### Eureka

Voor het oplossen van vergelijkingen en curve-fitting is Eureka gebruikt. Dit programma uit de stal van Borland kan een keur aan wiskundige problemen aan variërend van annuïteiten berekeningen tot het oplossen van differentiaalvergelijkingen. Het programma werkt zeer eenvoudig en vraagt geen programmeer ervaring.

#### ■ bouwfysica

### KOBRU

KOBRU staat voor koudebrug. Het is een in Leuven ontwikkeld programma voor stationaire warmtestroomberekeningen in twee dimensies. Het is alleen mogelijk rechthoekige elementen te gebruiken. Het programma levert behalve numerieke data ook plaatjes van isothermen en stroomlijnen.

### WEGTEM

Dit is een door de TUD ontwikkeld programma voor één-dimensionale niet-stationaire warmteberekeningen. De werking van dit programma is eenvoudig en het geeft een duidelijke grafische uitvoer.

#### ■ scheepsbewegingen

### Seaway, versie 3.00

Dit programma is welwillend ter beschikking gesteld door ir. J.M.J. Journée, de maker van dit programma en verbonden aan de faculteit der Maritieme Techniek. Het programma is in staat veelsoortige golfspectra en scheepsvormen te verwerken en werkt met de zogenaamde Lewis-methode om hydraulische massa en demping te bepalen. Ook is het mogelijk van de nauwkeuriger Frank-methode gebruik te maken. Volgens de maker is dit het beste programma dat op dit gebied te verkrijgen is.

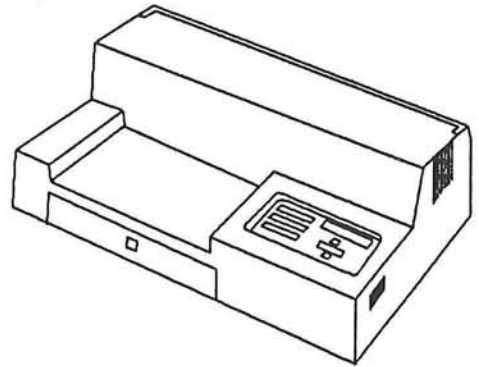
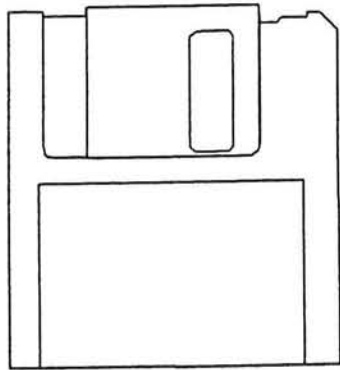
### hardware

Er is hoofdzakelijk van MS-DOS computers gebruik gemaakt. De typen varieerden van eenvoudige XT's tot een AT met rekenprocessor. De grotere spreadsheets waren alleen plezierig op het laatstgenoemde type te draaien en dan nog met moeite, om

het geduld niet al te zeer op de proef te stellen. Voor een aantal afbeeldingen is gebruik gemaakt van een Apple Macintosh IICx, met een bijbehorende Laserwriter.

Als plotter werd gebruik gemaakt van de Hewlett-Packard 7550A graphics plotter.

Als tekstprinter werd een 24 naalds Fujitsu DL-2600 printer gebruikt en als printer voor de grafieken die de plotter niet aan kon een 9-naalds DM100 en een Epson LQ 800. De uiteindelijke versie is afgedrukt op een Hewlett-Packard Laserwriter IID.



**LITERATUUR**

- 1 Airport Maastricht  
Jaarverslag 1988
- 2 Airport Rotterdam  
Jaarverslag 1988
- 3 American Airlines  
Airline View of STOL system requirements  
New York februari 1972
- 4 Bouma, Prof. ir. A.L./Spijkers ir. J.M.J.  
Constructies onder invloed van stochastische belastingen  
college offshore technologie 1981-1982  
T.H. Delft april 1982
- 5 Bouvy, ir. J.J.B.J.J. / e.a.  
Compendium van het voorgespannen beton  
Vereniging Nederlandse Cementindustrie 's Hertogenbosch 1985
- 6 Brakel, ir. J./Breugel, ir. K. van  
Temperatuureffecten in betonconstructies  
T.U.D. mei 1987
- 7 British Maritime Technology  
Global wave statistics  
Unwin Surrey 1986
- 8 Bruin, ir. W.A. de / e.a.  
Aanvullingen t.b.v. het gedeeltelijk voorgespannen beton  
T.U.D. januari 1989
- 9 Bruggeling, Prof. ir. A.S.G.  
Prefabricage in beton  
Elsevier maart 1977

- 10 Bruggeling, Prof. ir. A.S.G.  
Theorie en praktijk van het voorgespannen beton  
Stichting Professor Bakker Fonds Delft september 1982
- 11 CUR rapport 24  
Betonplaten onder geconcentreerde lasten  
1961
- 12 Earle, M.D./Malahoff A.  
Marine Science 81  
Ocean Wave Climate  
Plenum Press New York 1979
- 13 Eldridge, R.  
Tide and pilot book  
1979
- 14 Gallin, Prof. dr. ing. C.  
mt 110, Ontwerpen van schepen I  
T.U.D. 1986
- 15 Gerritsma, Prof. ir. J.  
Bewegingen en sturen 1  
Golven, rapportnr. 473-K (herzien)  
T.U.D. januari 1987
- 16 H.B.G. Hollandsche Beton Groep N.V.  
Task II report of O.T.E.C. Large Systems Construction  
Techniques  
februari 1980
- 17 Howard, G.P.  
Airport Economic Planning  
M.I.T. 1974

- 18 International Civil Aviation Organization  
International standards and recommended practices  
Aerodromes  
Annex 14 to the convention on international civil aviation  
6-th edition september 1971
- 19 Journée, ir. G.P.  
Evenwicht en stabiliteit  
rapportnr. 801-K  
T.U.D. augustus 1988
- 20 Massie, W.W.  
Offshore technology, hydrodynamic aspects of offshore  
structures  
Workgroup offshore technology, Delft university of  
technology april 1978
- 21 N.I.V.A.G.  
Kostennormen voor aannemersmaterieel  
Samson uitgeverij 1980
- 22 Taylor, Th.W.R./Woodhead, H.R.  
Vancouver's Floating Concrete Heliport  
Concrete International december 1988
- 23 U.S. Army coastal eng. research center  
Shore protection manual Volume I, II en III  
1973
- 24 U.S. Naval Oceanographic Office  
Oceanographic atlas of the North Atlantic Ocean  
Section IV sea and swell  
Washington 1970
- 25 Verhoeven, Prof. ir. A.C.  
Bouwfysica 1  
D.U.M. 1984

- 26 Vos, Prof. ir. Ch.J./Jager, Ing. H.C.  
Uitvoeringstechnologie van betonconstructies  
T.U.D. februari 1988
- 27 Wigbout, Ing. F.  
Handboek bekistingen  
Stubeco 1980