

AANVULLING OP DEEL 1

- a) In de formule voor de dompperiode op blz. 50 staat een C. Deze dient voor het in rekening brengen van een toegevoegde watermassa. In de berekeningen is C gelijk aan 1 gesteld.
- b) In hoofdstuk 9 is voor zowel het volumegewicht van water als voor het volumegewicht van beton gebruik gemaakt van het teken ρ i.p.v. het normaal gebruikte teken γ . In dit hoofdstuk heeft ρ dus de dimensie kN/m^3 i.p.v. kg/m^3 .
- c) Bijlage 4, blz. 63 : 0,1666 moet zijn 0,06250
0,8333 moet zijn 0,08333

15.6. @, b, c

01-09-1983



VAKGROEP
WATERBOUWKUNDE
Afd. Civiele Techniek
TH Delft

'P.T.T.-RELAISSTATION IN DE NOORDZEE
TER PLAATSE VAN DE BLIGH BANK.'

DEEL 1 : VOORONDERZOEK

BIJ DE VAKGROEP CONSTRUCTIEVE WATERBOUWKUNDE
AFD. DER CIVIELE TECHNIEK - T.H.DELFT

T.F.JONKER jr.

Inhoudsopgave

Hoofdstuk :	blz.
1 <u>inleiding</u>	2
2 <u>programma van gebruikerseisen</u>	5
2.1 inleiding	5
2.2 algemene eisen	5
2.3 eisen aan de zendmast	5
2.4 benodigde ruimten	6
2.5 personeelsvoorzieningen	6
2.6 helidek	6
2.7 opslagtanks	7
2.8 toegankelijkheid	7
2.9 kraan (op het dek)	7
2.10 veiligheid	7
3 <u>omgevingscondities</u>	8
3.1 inleiding	8
3.2 de locatie	8
3.3 de bodemsamenstelling	8
3.4 de waterdiepte	9
3.5 het verticaal getij	9
3.6 horizontaal getij en stromen	9
3.7 golven	10
3.8 klimaat	11
3.9 wind	11
3.10 samenvatting van de ontwerpgegevens	12
4 <u>de constructie</u>	13
4.1 inleiding	13

4.2	de onderbouw	13
4.2.1	stalen constructie, gefundeerd op staal	13
4.2.2	stalen constructie, gefundeerd op palen	15
4.2.3	betonnen constructie, gefundeerd op palen	16
4.2.4	betonnen constructie, gefundeerd op staal	16
4.2.5	combinatie van stalen en betonnen constructie	21
4.3	het dekhuis en het helidek	21
4.4	de zendmast	22
5	<u>de zendmast</u>	23
5.1	inleiding	23
5.2	resultaten van het Protech ontwerp	23
6	<u>de betonnen onderbouw</u>	26
6.1	inleiding	26
6.2	het Protech voorontwerp	26
6.3	de stabiliteit in drijvende toestand	30
6.4	de golfbelasting	31
6.5	overige ontwerpaspecten	33
7	<u>de stalen onderbouw</u>	34
7.1	inleiding	34
7.2	het voorontwerp van Protech	34
7.2.1	golfkrachten	34
7.2.2	windbelasting	42
7.2.3	eigen gewicht	42
7.2.4	vergelijking met het betonontwerp	42
7.3	overige ontwerpaspecten	42
8	<u>aanvaringsvoorzieningen</u>	44
8.1	inleiding	44

8.2	aanvaring door bevoorradingsschepen	44
8.3	aanvaring door een veerboot	46
8.4	dimensionering	46
9	<u>stabiliteit</u>	47
9.1	inleiding	47
9.2	voorbeeld	51
10	<u>het verdere afstudeerwerk</u>	53
	Bijlage 1 : straalverbindingen	55
	Bijlage 2 : klimaatgegevens	56
	Bijlage 3 : lay-out van een dekhuis	57
	Bijlage 4 : bepaling massatraagheidsmoment	62
	Literatuurlijst	65

Hoofdstuk 1 : Inleiding

Het telefoonverkeer tussen het continent (Nederland en België) enerzijds en Engeland anderzijds verloopt door middel van kabels. Om de vijf a zes jaar wordt de kabelcapaciteit aangepast aan de verkeersbehoefte. Dit gebeurt door bijlegging van een of meer kabels tussen Nederland en Engeland of tussen België en Engeland. Telefoonverkeer vanuit Duitsland met bestemming Engeland wordt deels door België en deels door Nederland gerouteerd. Ook het telefoonverkeer naar Noord-Amerika verloopt voor een deel over deze kabels.

Door de explosieve groei van het aantal verbindingen over de Noordzee werd het interessant om naar andere verbindingsmiddelen dan de conventionele kabels te kijken. Een van de mogelijkheden was het gebruik van een straalverbinding, een techniek die voor interdistrictsverbindingen over land veel wordt toegepast (60% a 70% van dit verkeer wordt via straalverbindingen getransporteerd). In bijlage 1 worden nog enkele voordelen van een straalverbinding genoemd.

Eerste onderzoeken kwamen met een straalverbinding, in stand gehouden door twee landtorens (in het Engelse Thanet en in het Belgische Zeebrugge), en twee torens in de Noordzee (op de North Falls aan de Engelse zijde en op de Bligh Bank aan deze kant van de Noordzee). Hierbij zouden de Engelsen zorgen voor de torens op de North Falls en in Thanet. Het ingenieursbureau Ove Arup & Partners heeft daar verdere onderzoeken verricht. Nederland en België zouden zorgen voor de twee andere torens. Financieel kwam men op dat moment (rond 1979) 30% a 40% goedkoper uit dan wanneer men het kabelnet zou uitbreiden.

Aan Nederlandse zijde zijn verdere onderzoeken gedaan door Protech International BV uit Schiedam. Dit mondde o.a. uit in het voorontwerp van de gehele constructie op de Bligh Bank.

Eind 1980 is het project om financieel-economische redenen gestopt. Een tweede alternatief verbindingsmiddel, de glasvezelkabel, was inmiddels als concurrerend verbindingsmiddel zover ontwikkeld dat ook dit een reeel alternatief leek. De kosten van de glasvezelkabel leken in diverse calculaties gunstiger uit te vallen dan de inmiddels door een aantal oorzaken sterk gestegen kosten van een straalverbinding. Een van de kostenposten die de balans in het nadeel van de straalverbinding deden omslaan was de Engelse eis tot het aanbrengen van een aanvaringsbescherming om de in zee staande constructies.

Om ook in de toekomst het telefoonverkeer tussen Engeland en het continent te kunnen verwerken is besloten het huidige kabelnet nog een maal uit te breiden. Vanaf het eind van de jaren tachtig zal de uitbreiding geschieden met behulp van glasvezelkabels.

Dit rapport biedt een overzicht van het onderzoek dat is verricht door Protech International B.V. en de P.T.T. in het kader van projekt S.O.N.(=straalverbinding over de Noordzee). Verder zijn hier diverse uitbreidingen aan gegeven. Met name aan de golfkrachtberekening en aan de stabiliteit is wat meer aandacht besteed.

Hoewel de straalverbinding niet is gekozen, zal het de lezer na het doornemen van dit rapport duidelijk zijn, dat er in dit projekt voldoende aanknopingspunten zijn om een afstudeerwerk op te baseren.

Het rapport bevat in totaal 10 hoofdstukken. Het merendeel van de gegevens is afkomstig van de Protech/P.T.T.-rapporten (zie lit. 1 t/m 4).

Hoofdstuk 2 bevat het programma van eisen. Er is een algemeen beeld gegeven van de eisen die aan een dergelijk offshore platform worden gesteld. In een enkel geval, zoals bij de personeelsvoorzieningen, zijn de eisen sterk verkort weergegeven.

Hoofdstuk 3 bevat de omgevingscondities. De locatie, het klimaat, de bodemsamenstelling, waterdiepte, stromingen, getij, golven, wind en nog enkele minder belangrijke omgevingsrandvoorwaarden worden hierin besproken.

Hoofdstuk 4 gaat over een vast platform in het algemeen. Vooral voor de onderbouw wordt een groot aantal oplossingen bekeken. Het dekhuis, het helidek en de zendmast zijn minder uitvoerig behandeld. De reden hiervoor is dat vooral de onderbouw in het verdere afstudeerwerk een grote rol zal gaan spelen.

Het Protech-ontwerp van de zendmast komt in hoofdstuk 5 aan de orde. Hierin wordt slechts een zeer globaal beeld gegeven van de constructie en worden de resulterende krachten en momenten bij ontwerp-windsnelheden gegeven. Deze zullen in een later stadium van belang zijn bij de stabiliteitsberekening van de constructie en in het hele afstudeerwerk als vast worden aangenomen.

Het Protech-ontwerp voor de betonnen onderbouw wordt in hoofdstuk 6 behandeld. Verder wordt er iets nader ingegaan op de berekening van de golfkracht en op de stabiliteit. Tot slot worden vast enkele aanknopingspunten voor het verdere afstudeerwerk gegeven.

Hoofdstuk 7 bevat een korte beschrijving van het staalontwerp voor de onderbouw. Naast een schematisch beeld van de onderbouw wordt veel aandacht besteed aan het berekenen van de golfkrachten. Aan het eind van dit hoofdstuk wordt t.a.v. de krachten en het eigen gewicht een vergelijking gemaakt met het betonontwerp.

In hoofdstuk 8 komt de aanvaringsproblematiek aan de orde. Hier worden twee ontwerpcriteria voor de aanvaringsconstructie beschouwd.

Hoofdstuk 9 gaat over de stabiliteit. Hier wordt de stabiliteit bekeken van een drijvend caisson (transportfase betonnen onderbouw). Formules worden gegeven die zowel geldig zijn voor een caisson bestaande uit een enkelvoudige cilinder, als voor een caisson bestaande uit twee op elkaar geplaatste cilinders.

Het laatste hoofdstuk (10) geeft een omschrijving van het verdere afstudeerwerk. Het is evenwel mogelijk dat hierin in de loop van het onderzoek een wijziging komt. De deelontwerpen zullen hetzelfde blijven, hun inhoud kan iets veranderen.

Aan het einde van het rapport volgen nog diverse bijlagen en een literatuurlijst.

Het verslag poogt een algemeen beeld te geven van de aspecten die bij het ontwerp van een dergelijke offshore constructie een rol spelen. De in het rapport vermelde berekeningen zijn slechts globaal van opzet. Afgeronde berekeningen zijn pas te verwachten in de overige delen van het afstudeerwerk. Er is geen aandacht besteed aan het kostenaspect, hoewel dit in de praktijk een zeer belangrijke rol speelt. Ter indicatie : van het Protech-ontwerp kwamen de totale bouwkosten (zowel in staal als in beton) op ongeveer 20 miljoen gulden.

Hoofdstuk 2 : Programma van gebruikerseisen

2.1 inleiding

Dit hoofdstuk bevat de door de P.T.T. opgestelde gebruikerseisen. De eisen die hier vermeld worden zullen met name betrekking hebben op afmetingen, gewichten, belastingen en plaats van de diverse constructie-elementen. Technische installaties en overige voorzieningen welke niet direkt invloed hebben op de berekeningen zullen niet worden genoemd. Wel geeft het hoofdstuk een algemeen overzicht van de eisen die aan een dergelijk offshore platform worden gesteld.

De in dit hoofdstuk vermelde eisen zullen dienen als uitgangspunt voor het verdere afstudeerwerk, tenzij er gegronde redenen zijn dit niet te doen.

2.2 algemene eisen

- a - Het platform zal onbemand moeten functioneren. De accommodatie voor het onderhoudspersoneel zal gebaseerd zijn op een maximum van tien personen, bij een maximale verblijfsduur van vijf dagen.
- b - De technische levensduur van het platform bedraagt 50 jaar
- c - Het platform zal worden geplaatst op het Noordelijk gedeelte van de Bligh Bank in de Noordzee.
- d - De overheersende weerscondities en zeecondities bepalen de orientatie van het platform. Dit voor optimale aanlegmogelijkheden voor bevoorradingsschepen en optimale landingsmogelijkheden voor helicopters.

2.3 eisen aan de zendmast

- e - De toren reikt tot 135 meter boven M.S.L.(= mean sea level).
- f - De vier platforms ter ondersteuning van de paraboolantennes bevinden zich respectievelijk op 105.0, 112.5, 120.0, en 130.0 meter boven M.S.L.
- g - Op 135.0 meter boven M.S.L. komt een platform met een kraan. De maximale hijscapaciteit bedraagt 25000 Newton. De ontwerpbelasting van de kraan bedraagt 50000

Newton.

- h - De toelaatbare rotatie van de toren op 120 meter boven M.S.L. bedraagt 0.35 graden, bij een windsnelheid welke bij de omgevingscondities nader vermeld zal worden.
- i - De werkplaats zal zich bevinden op het hoofddek. De ontwerpbelasting bedraagt 15 kN/m² gelijkmatig verdeelde belasting of een puntlast van 25 kN met een gelijkmatig verdeelde belasting van 10 kN/m².

2.4 benodigde ruimten

- j - Een ruimte van 130 vierkante meter (m²), waarvan de voorzieningen ten laste komen van de P.T.T. Minimum vrije hoogte is 3.5 meter. De verdeelde belasting bedraagt 10 kN/m².
- k - Een machinekamer van 80 m², vrije hoogte ook 3.5 meter en een verdeelde belasting van 10 kN/m².
- l - Een werkplaats van 90 m², vrije hoogte 3.5 meter en een verdeelde belasting gelijk aan 10 kN/m².
- m - Verder nog twee ruimten met een totaal oppervlak van 105 m², zonder gedefinieerde ontwerpbelasting.

2.5 personeelsvoorzieningen

- n - Totaal oppervlak voor slaapkamers, keuken, badkamer, kantoren, opslagruimte etc. bedraagt 200 m². De benodigde vrije ruimte bedraagt 2.4 meter.

2.6 helidek

- o - Het helidek zal boven de personeelsvoorzieningen komen te liggen.
- p - Het helidek zal worden ontworpen voor een Sikorsky S 61 N heliëopter volgens de door de Rijksluchtvaartdienst gestelde eisen.
- q - Tankmogelijkheden zijn niet vereist.
- r - De afmetingen van het helidek zijn 22.5 * 22.5 m².

2.7 opslagtanks

- s - In de opslagruimte als vermeld bij (n) komen twee wateropslagtanks van elk 10000 liter.
- t - Twee dieselolie-opslagtanks met een totale inhoud van ongeveer 75000 liter zullen op het hoofddek geplaatst worden. Samen zijn zij voldoende voor de energievoorziening gedurende 1 jaar.

2.8 toegankelijkheid

- u - Voor de toegankelijkheid van het platform zullen een helidek en een aanlegsteiger worden gebouwd.

2.9 kraan (op het dek)

- v - De kraan zal een maximale last van drie ton moeten hijsen. Hij zal dienen voor de overslag van goederen vanaf de bevoorradingsboten naar het platform.

2.10 veiligheid

- w - Het platform zal tegen aanvaringen beschermd moeten worden door een losstaande staalconstructie.
- x - Er zal een reddingsboot (capaciteit 10 man) moeten worden geïnstalleerd.

Hoofdstuk 3 : Omgevingscondities

3.1 inleiding

De omgevingscondities vormen als het ware de basis voor het ontwerp wanneer de gebruikerseisen bekend zijn. Zij bepalen in sterke mate het toe te passen constructietype en de dimensionering hiervan.

De hier behandelde omgevingscondities zijn ontleend aan de rapporten van Protech International B.V. en de P.T.T. Een aantal van deze gegevens is geverifieerd aan de hand van literatuur.

Wat de waterdiepte en de bodemsamenstelling betreft, hierover bestaan geen exacte gegevens. De gekozen maximum golfhoogte is gebaseerd op gegevens uit Det Norske Veritas voor het zuidelijke gedeelte van de Noordzee.

3.2 de locatie

De locatie moet worden gekozen op de Bligh Bank. Deze bank bevindt zich ongeveer 50 km WNW van Vlissingen en behoort tot de zgn. Hindergroep. De bank is een langwerpige verhoging boven de zeebodem variërend van 5 tot 30 meter hoogte, en evenwijdig aan de getijstroom georiënteerd. Loodrecht op deze ridge, zoals de Engelse naam voor dit type bank luidt, komen megaribbels voor. Dit zijn zandgolven die tot zes meter hoog kunnen worden. Voorlopig onderzoek heeft uitgewezen dat deze grote megaribbels stabiel zijn, maar dat hierop kleine ribbels voorkomen die wel verplaatsen.

De keuze van de Bligh Bank heeft een aantal facetten. Ten eerste is de geringe waterdiepte voordelig omdat hierdoor de constructiekosten worden beperkt. Verder is er een indicatie dat schepen de Bligh Bank mijden, en dat de kans op aanvaring dus geringer is.

3.3 de bodemsamenstelling

De bovenste laag (minimale dikte ongeveer 7.5 meter) bestaat uit matig fijn tot matig grof schelphoudend zand (150-300 μm). In de delen tussen de ridges komt grind voor. Vervolgens wordt over een diepte van ongeveer 7.5 meter matig grof tot zeer grof schelphoudend zand aangetroffen (210 - 420 μm).

Op grotere diepte is vrij weinig bekend van de

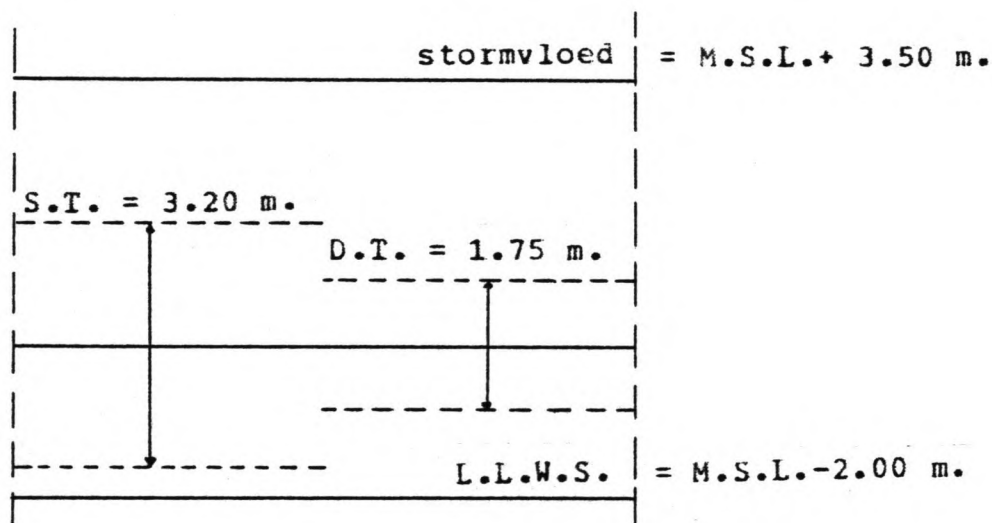
bodemsamenstelling. Aanvankelijk wordt een vrij fijn, slibhoudend zand gevonden waarvan de laagdikte vermoedelijk 30 tot 40 meter bedraagt. Vermoed wordt dat zich hieronder goed geconsolideerde klei bevindt.

3.4 de waterdiepte

De waterdiepte varieert van 15 tot 25 meter t.o.v. het gemiddeld zeeniveau (M.S.L.). Omdat ter plaatse geen exacte waarden bekend zijn, is als ontwerpdiepte 25 meter aangehouden.

3.5 het verticaal getij

Ter plaatse van Noord Hinder (in de buurt van de Bligh Bank; hier is een meetstation) bedraagt het verticaal getij volgens de 'zeemansgids voor de Nederlandse kust' 3.20 meter voor springtij en 1.75 meter voor doodtij. Het L.L.W.S.-vlak ligt op M.S.L.-2 m. (astronomisch laagwater). De waterstand bij stormvloed kan worden gesteld op M.S.L.+ 3.5 m. (zie figuur 3.1).



Figuur 3.1 : verticaal getij

3.6 horizontaal getij en stromen

Bij het ontwerp kan men uitgaan van verschillende grenstoestanden. Met betrekking tot de omgevingscondities

zijn onder meer van belang de volgende grenstoestanden :

- U.L.S. = ultimate limit state
 in overeenstemming met Det Norske Veritas is voor de berekening met betrekking tot de uiterste grenstoestand (bezwijken) uitgegaan van een herhalingsperiode van 100 jaar voor de in de berekening gebruikte waarden voor golfhoogte, windsnelheid en stroming.
- S.L.S. = serviceability limit state
 met betrekking tot de grenstoestand 'bruikbaarheid' heeft men gekozen voor een herhalingsperiode van 10 jaar voor de waarden van stroomsnelheid, golfhoogte en windsnelheid.

De 'Stroomatlas Noordzee, Zuidelijk Deel' geeft informatie over de gemiddelde stroomsnelheden en stroomrichting ter plaatse van de Bligh Bank bij springtij en bij doodtij. Wanneer de gevonden waarden worden uitgezet in een stroomroos, dan kan de overheersende stroomrichting worden bepaald. De maximale (gemiddelde) waarde bedraagt 0.87 m/s (1.7 knopen) en is NO of ZW gericht.

In de 'Zeemansgids voor de Nederlandse Kust' wordt ter plaatse van het lichtschip Noord Hinder een stroomsnelheid met een frequentie van 1 keer per 100 jaar gegeven van 2.16 m/s. Noord Hinder ligt ongeveer 18 km ten westen van de Bligh Bank.

De stroomsnelheden voor de U.L.S. en de S.L.S. zijn :

U.L.S. : $v = 2.16$ m/s
 S.L.S. : $v = 1.80$ m/s

3.7 golven

Op de bepaling van de ontwerpgolfhoogte zal in deze studie niet nader worden ingegaan. Uitgangspunt vormen de door Protech International gegeven waarden :

U.L.S. : $H_{max} = 16.0$ meter
 $H_{sign} = 7.8$ meter
 $T_{piek} = 12.7$ seconden
 $T_{gem} = 9.8$ seconden

S.L.S. : $H_{max} = 15.6$ meter
 $H_{sign} = 7.5$ meter
 $T_{piek} = 12.5$ seconden
 $T_{gem} = 9.6$ seconden

3.8 klimaat

Het boek 'Zeemansgids voor de Nederlandse Kust' geeft een tabel met klimaatgegevens ter plaatse van Vlissingen. Deze tabel wordt gegeven in bijlage twee.

Uit de tabel valt af te leiden dat de constructie niet zal worden blootgesteld aan extreem hoge of extreem lage temperaturen.

IJsgang is in dit deel van de Noordzee niet te verwachten. Hiermee behoeft dan ook geen rekening te worden gehouden.

Wanneer rekening wordt gehouden met ijsbelasting (aanvriezing op de antennemast) dan zal het door de wind aangestroomde oppervlak toenemen. De windbelasting kan dan wel worden gereduceerd, omdat het niet waarschijnlijk is dat deze aanvriezing gepaard gaat met een extreem hoge windsnelheid.

3.9 wind

De P.T.T. heeft de volgende windsnelheden opgegeven :

$V_w = 44 \text{ m/s}$, maatgevend voor de sterkteberekening van het platform

$V_w = 61 \text{ m/s}$, maatgevend voor de sterkteberekening van de antennemast

Volgens Det Norske Veritas komt de waarde $V_w = 44 \text{ m/s}$ gedurende 1 minuut voor met een herhalingsperiode van 500 jaar. De T.G.B. beschouwd deze windsnelheid als een vlaag met een herhalingsperiode van 50 jaar.

De waarde $V_w = 61 \text{ m/s}$ heeft volgens Det Norske Veritas een duur van 3 seconden en komt eens in de 500 jaar voor. De T.G.B. beschouwt dit weer als een windvlaag met een herhalingsperiode van 100 jaar.

In de 'T.G.B. 1972 Algemeen' staan formules om deze waarden om te werken. (ook mbv. de 'toelichting op de windbelasting'). Protech komt tot de volgende ontwerpwaarden :

U.L.S. : $V_w (1\text{hr}10) = 36.0 \text{ m/s}$

S.L.S. : $V_w (1\text{hr}10) = 29.0 \text{ m/s}$

Hierin betekent $V_w (1\text{hr}10)$ de windsnelheid gedurende 1 uur op 10 meter boven de zeespiegel.

Met behulp van de voorschriften zijn deze waarden om te werken tot belastingen op de gehele constructie. Hierop zal niet verder worden ingegaan.

3.10 samenvatting van de ontwerpgegevens

- plaats van het platform : 486100 E
5723300 N
U.T.M.Grid, zone 31
- ontwerpgolfhoogte : Hmax = 16.0 meter (U.L.S.)
Hmax = 15.6 meter (S.L.S.)
- golfperiode : Tpiek = 12.7 seconden (U.L.S.)
Tpiek = 12.5 seconden (S.L.S.)
- stroomsnelheid : v = 2.16 m/s (U.L.S.)
v = 1.80 m/s (S.L.S.)
- windsnelheid : Vw (1hr10) = 36.0 m/s (U.L.S.)
Vw (1hr10) = 29.0 m/s (S.L.S.)
- overheersende windrichting : Zuid-West
- overheersende stromingsrichting : Noord-Oost, Zuid-West
- stormvloedstand : 3.50 + M.S.L.
- astronomisch laagwater (L.L.W.S.) : 2.00 - M.S.L.

Hoofdstuk 4 ; De constructie

4.1 Inleiding

De gehele constructie kan worden onderverdeeld in een aantal elementen. De hoofdindeling kan zijn :

- a) de onderbouw
- b) het dekhuis en het helidek
- c) de zendmast

In het navolgende zal voor ieder van deze onderdelen een aantal specifieke kenmerken en oplossingen worden behandeld.

4.2 de onderbouw

Onder de onderbouw wordt verstaan 'alles wat zich onder het dekhuis bevindt'. De vorm van de onderbouw wordt vooral bepaald door het type fundering en het gekozen materiaal.

Wat betreft het materiaal zijn er drie mogelijkheden :

- 1) staal
- 2) beton
- 3) een combinatie van staal en beton

De keuze van het materiaal hangt sterk samen met het gekozen funderingstype. Hier worden twee hoofdvormen onderscheiden :

- 1) fundering op staal
- 2) fundering op palen

In het navolgende komt een vijftal combinaties van materiaalsoort en funderingstype aan bod.

4.2.1 stalen constructie, gefundeerd op staal

Een op staal gefundeerde constructie ontleent haar stabiliteit aan een groot eigen gewicht en/of aan ballast. Voor dit soort constructies (zwaartekrachtsconstructies) is de aangewezen materiaalsoort beton. Stalen platforms komen zelden voor, maar zijn er wel.

Voor de kust van Congo, op het Loango-veld, bevindt zich een viertal stalen zwaartekrachtsconstructies, bestaande uit een vakwerkconstructie met een aantal drijfkolommen, welke gevuld met beton en water voldoende ballast leveren om de constructie stabiel te maken (zie figuur 4.1).

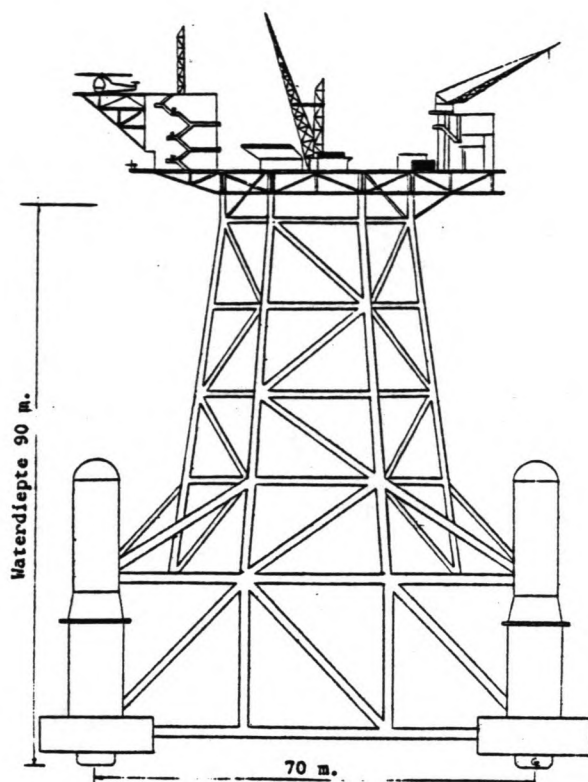


fig 4.1 : stalen g-constructie

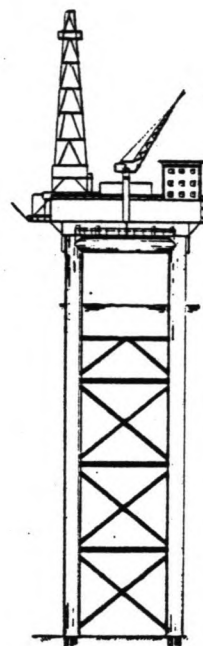


fig 4.3 : tower platform

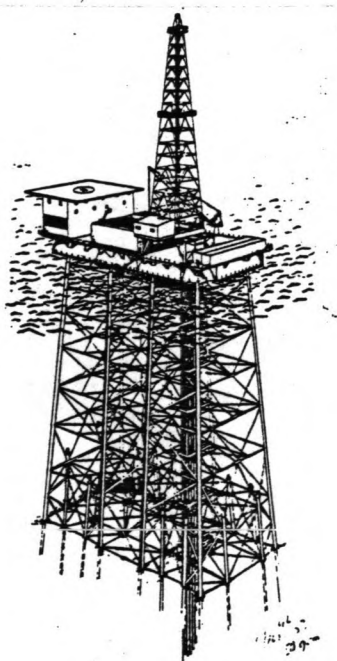


fig 4.2 : template platform

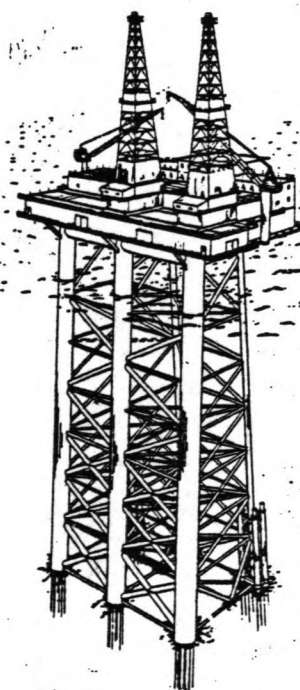


fig 4.4 : hybrid platform

De grondsoort ter plaatse was kalkzandsteen. Voldoende reden dus om te kiezen voor een fundering op staal. De waterdiepte ter plaatse was 90 meter en de ontwerpgolfhoogte bedroeg 10 meter.

De relatief kleine ontwerpgolf veroorzaakte slechts een kleine belasting en voor de stabiliteit was slechts een beperkt eigen gewicht of ballast nodig. Ook omdat het platform over duizenden kilometers moest worden getransporteerd, verdiende een lichte, stalen constructie de voorkeur boven een betonnen zwaartekrachtsconstructie.

4.2.2 stalen constructie, gefundeerd op palen

Een op palen gefundeerde stalen constructie is de meest toegepaste combinatie bij een stalen platform. De onderbouw wordt dan gevormd door een stalen vakwerk waarna door of langs de poten (legs) de funderingspalen worden geheid. Dit laatste is vrij kostbaar (al het installatiewerk op zee is kostbaar).

Er zijn in principe drie verschillende ondersteuningsconstructies voor een dergelijk platform. Deze drie typen zijn :

- a) template platform (zie fig.4.2)
- b) tower platform (zie fig.4.3)
- c) hybrid platform (zie fig.4.4)

Deze drie typen verschillen vooral van elkaar door de manier van transport en door de wijze van belastingoverdracht.

ad a) Een template platform is een ruimtelijk vakwerk bestaande uit relatief slanke poten, bijeengehouden door dwarsstaven en diagonaalstaven. Het ruimtelijk vakwerk is eigenlijk bedoeld als geleiding van de palen tijdens het slaan, en om de onderbouw laterale stabiliteit te geven. Transport geschiedt op grote drijvende bakken. Op de gekozen locatie wordt de constructie van de bak afgetrokken (gelanceerd) of door een hijskraan van de bak afgehesen. De belasting wordt direkt van het dek naar de palen overgebracht en deze brengen de belasting over naar de ondergrond.

ad b) Bij een tower platform wordt het ruimtelijk vakwerk gevormd door een relatief klein aantal poten met zeer grote diameter onderling verbonden door middel van staven met relatief kleine diameters. De krachtsoverdracht vindt hier plaats via de poten zelf naar de zeebodem. Door deze dikke poten worden de funderingspalen geheid. Behalve enkele voordelen die specifiek gelden voor

Bijv. de horizontale krachten, alsmede bij palen, die niet zijn doorgevoerd tot aan het dek.

In de dek, dat ook het vakwerk een rol speelt bij de krachten overdracht.

olieplatforms is er nog een groot voordeel : door de grote poten af te sluiten kunnen deze fungeren als drijvers tijdens het transport, en zij drijvende bakken overbodig.

ad c) Een hybrid platform is een combinatie van een template en een tower platform. Alleen de poten die gebruikt worden als drijvers tijdens het transport hebben een grotere diameter.

De figuren 4.5 en 4.6 geven het plaatsen van een jacket en een zelfdrijvende toren weer.

4.2.3 betonnen constructie, gefundeerd op palen

Dit type constructie wordt praktisch niet meer gemaakt. Wel is er een tijd geweest dat betonnen palen gebruikt werden voor het funderen van offshore constructies. Tijdens de Suez-crisis in 1959 namen de booractiviteiten sterk toe. Zo ook in het Meer van Maracaibo. Men ging over op het gebruik van voorgespannen betonpalen. Deze hadden een diameter van 90 cm en een lengte tot 70 meter. Door middel van verticale betonpalen werd de belasting direkt, dus zonder jacket, naar de ondergrond overgebracht. Daar de corrosie van stalen palen aanzienlijk was, boden betonpalen in dit opzicht een voordeel.

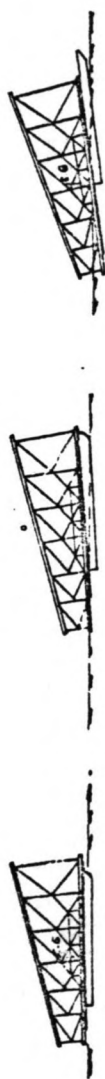
4.2.4 betonnen constructie, gefundeerd op staal

Een aantal jaren geleden ging men over van stalen vakwerken naar betonnen zwaartekrachtconstructies. Doordat installatie schepen alleen in de zomer konden werken kon het gebeuren dat het heien van de palen meer dan een seizoen duurde. Verder moest de olie bij de stalen platforms afgevoerd worden door pijpleidingen of direkt in schepen worden opgeslagen. Omdat het leggen van pijpleidingen een dure zaak was, en omdat de staalbouw overbelast was, ging men over op het gebruik van betonnen zwaartekrachtconstructies waarbij de caissons als olieopslagplaats konden dienen.

Door de uitbreiding van het materieel (half-afgezonken kraanbakken) dat de weather-downtime (onwerkbaar weer) sterk reduceert, en door een uitgebreider leidingennet, is het toepassen van een stalen onderbouw nu meestal weer economischer.

De zwaartekrachtconstructies bestaan uit een caisson met 1 of meer poten, welke boven zee uitsteken en die dienen om de meestal stalen dekconstructies te ondersteunen. Behalve de snelle installatie is een ander voordeel de mogelijkheid van

Men bouwde in die tijd toch niet alleen betonnen gewichtsconstructies?



1. Transport jacket op bak.

2. Bak wordt geballast tot helling dek: 1:15

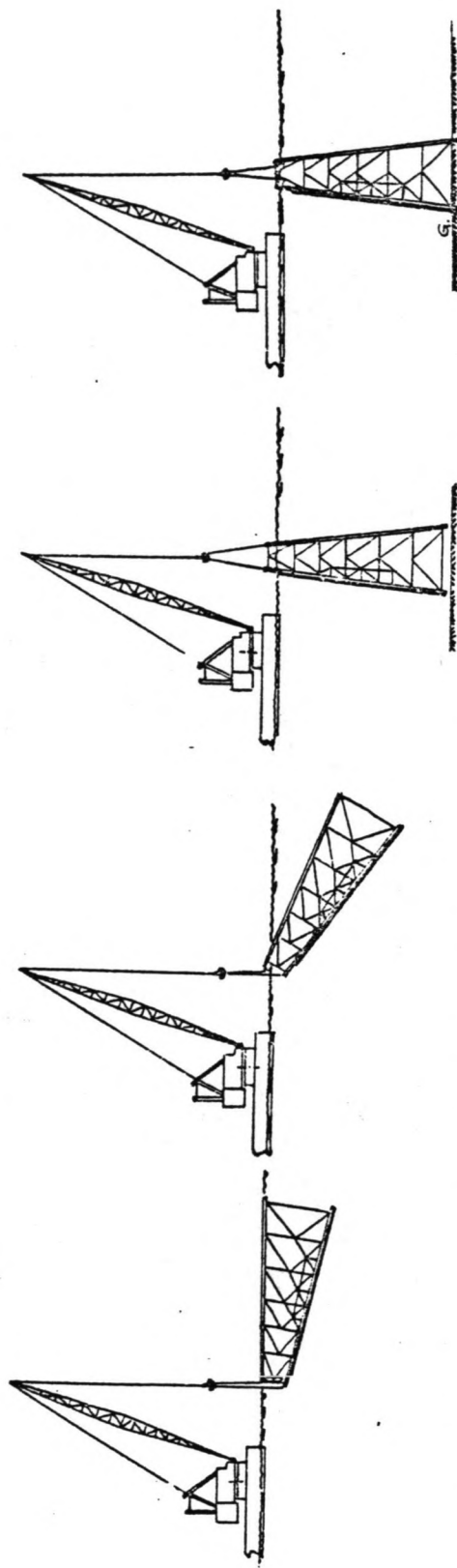


3. Jacket voorwaarts geduwd totdat zwaartepunt juist boven scharnierpunt in Rocker-Beam.

4. Jacket schuift in het water.

5. Jacket volledig te water gelaten, ligt klaar voor volgende fase, het verticaal brengen en op de zeebodem plaatsen.

HET TE WATER LATEN VAN EEN JACKET.



6. Kraanschip haakt top van jacket vast.

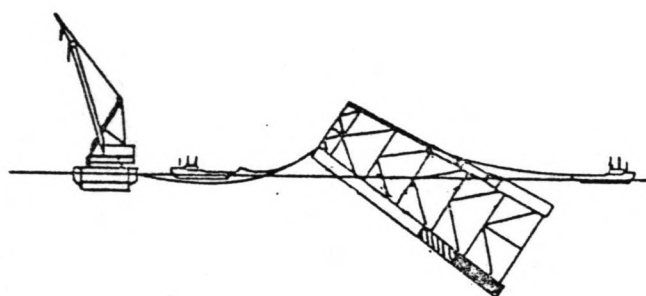
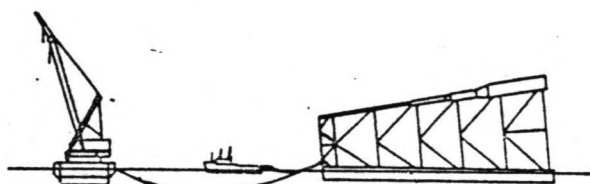
7. Openen afsluiter in de poten, zodat deze vollopen. Jacket begint langzaam in de verticale stand te komen.

8. Jacket in verticale stand, wordt precies boven juiste lokatie gebracht.

9. Jacket is op de zeebodem geplaatst.

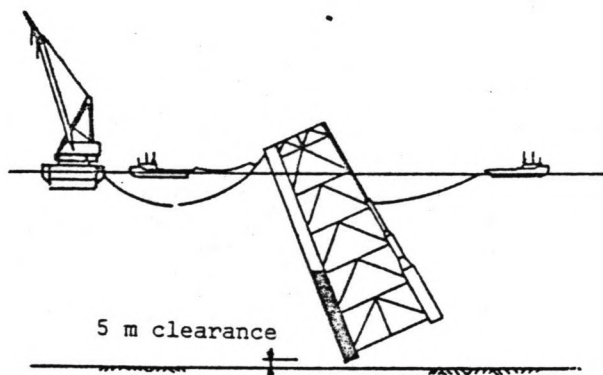
HET VERTICAAL BRENGEN EN PLAATSEN VAN EEN JACKET.

Fig. 4:3

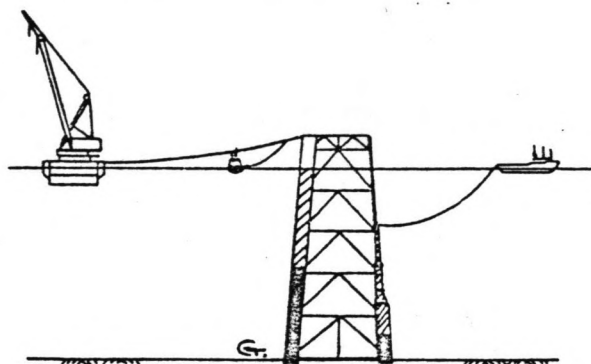


1. Begin eerste fase vol laten lopen van de poten, openen afsluiters.

2.  Eerste fase beeindigd
 Tweede fase begonnen.



4. Jacket geplaatst op zeebodem.



3. In eindpositie brengen boven juiste lokatie.

HET VERTICAAL BRENGEN EN PLAATSEN VAN EEN ZELF-DRIJVENDE TOREN.

Fig. 4.6

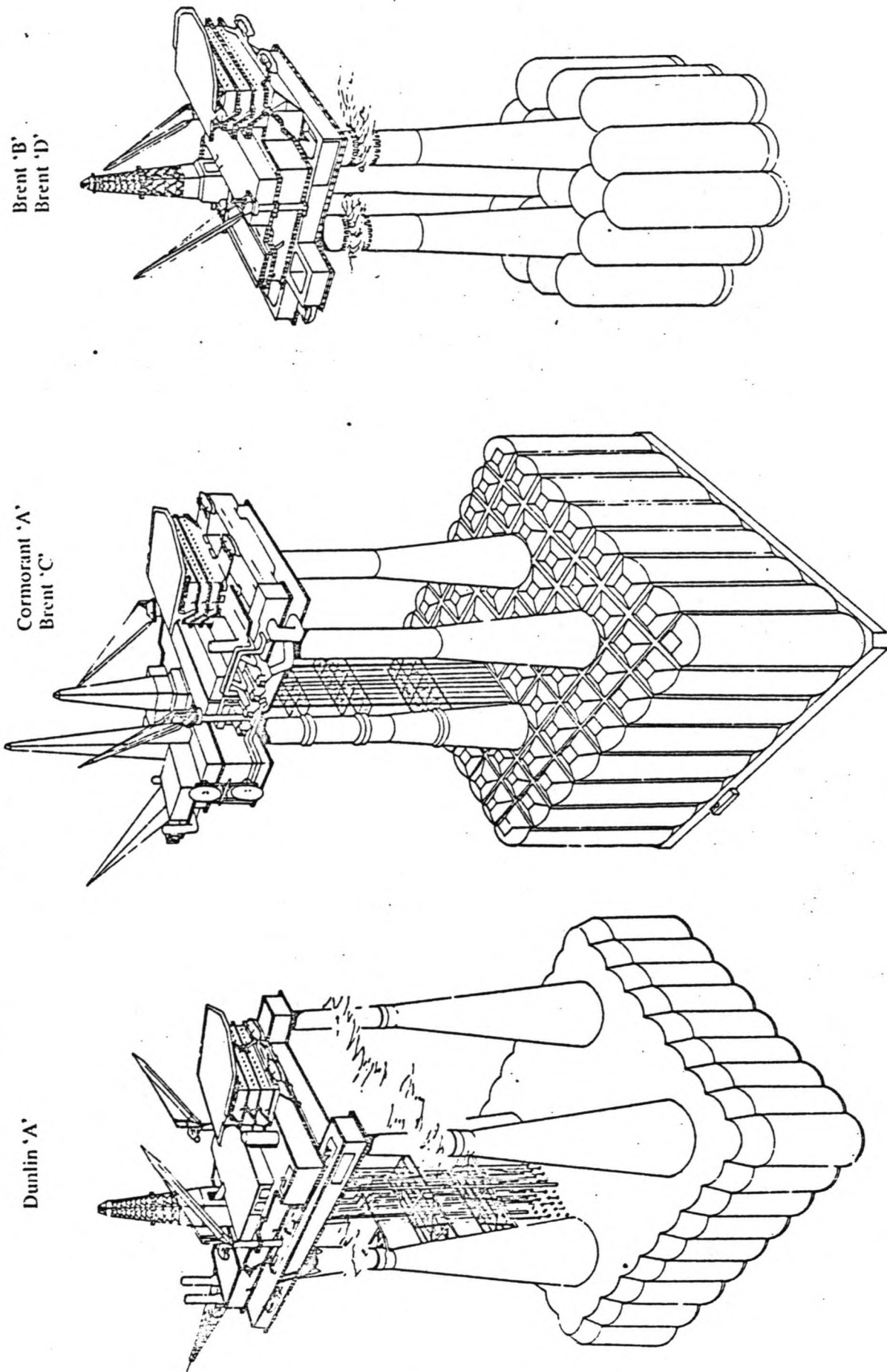


Fig. 4.7 Voorbeelden zwaartekraachts-konstrukties.

olieopslag in de caissons. Voorbeelden van betonnen zwaartekrachtsconstructies in diep water staan gegeven in figuur 4.7.

Ook voor ondiep water kan een betonnen zwaartekrachtconstructie voordelen hebben boven een stalen constructie. In het geval van de straalzender op de Bligh Bank is het voordeel het vermijden van heiwerk op zee. Een ander voordeel is de eenvoudige aanvaringsbescherming tegen aanvaring door kleine schepen. (zie hoofdstuk 8).

De betonnen onderbouw van het straalzenderplatform komt in de hoofdstukken 6 en 9 verder aan de orde.

4.2.5 combinatie van een stalen en een betonnen constructie

Hierbij wordt gebruik gemaakt van een betonnen caisson waarop, in tegenstelling tot de hiervoor behandelde constructie, een stalen vakwerkconstructie of een aantal kolommen wordt geplaatst. De mogelijkheid van olieopslag, het vermijden van heiwerk, een reductie van de golfbelasting en drijvend transport zijn enkele grote voordelen van dit constructietype.

Op deze zeer goed te realiseren mogelijkheid zal hier niet nader worden ingegaan.

Tot zover de behandeling van de constructiemogelijkheden voor de onderbouw.

De oplossing waarbij gebruik wordt gemaakt van een stalen vakwerk, gefundeerd op palen, is uitgewerkt in het kader van project SON. Een zeer globale beschrijving van het hier ontwikkelde alternatief wordt gegeven in hoofdstuk 7.

4.3 Het dekhuis en het helidek

Voor het dekhuis (bevattende : kantoren, werkruimten, slaappleatsen etc.) kan men twee alternatieven onderscheiden. Bij een betonnen onderbouw kan de betonnen constructie zover boven het wateroppervlak worden doorgetrokken dat de benodigde ruimten hierin kunnen worden gesitueerd.

Bij een stalen onderbouw moet een apart (stalen) dekhuis op de onderbouw worden geplaatst. In bijlage drie wordt de layout van zo'n dekhuis gegeven (afkomstig uit een Protech-rapport).

Het helidek wordt gewoonlijk in staal geconstrueerd. Er bestaan uitvoerige voorschriften van de Rijksluchtvaartdienst voor het ontwerp van een helidek. Hierop zal niet verder worden ingegaan.

4.4 de zendmast

Voor de zendmast staan zowel de materialen staal als beton ter beschikking. Met het oog op de bouwmogelijkheden op een zeelocatie verdient de oplossing in staal de voorkeur. Voordelen zijn een veel geringer eigen gewicht en eenvoudiger montage. Verder zal de windbelasting op een betonnen mast, die gezien de toelaatbare rotatie vrij aanzienlijke afmetingen zal moeten krijgen, hoge waarden hebben.

Ten aanzien van het geringere gewicht van de oplossing in staal het volgende : de kosten van hijswerk op zee worden vooral bepaald door de hijs hoogte en het gewicht. De te hijsen delen dienen daarom niet te zwaar te zijn.

In hoofdstuk 5 zal het ontwerp van Protech/P.T.T. worden beschreven. De hieruit voortvloeiende belastingen in de U.L.S. zullen bij de berekeningen betrekking hebbend op de onderbouw en de stabiliteit van de gehele constructie als vaststaand worden aangenomen.

Hoofdstuk 5 : De zendmast

5.1 inleiding

De zendmast zal worden uitgevoerd in staal. Het geringere eigen gewicht, eenvoudiger montage, en een lagere windbelasting zijn de meest belangrijke voordelen.

Het Protech ontwerp voor de zendmast is gegeven in de figuren 5.1 en 5.2. De basis heeft afmetingen van 16 x 16 meter en bevindt zich op 22 meter boven M.S.L. Op 92 + M.S.L. zijn deze afmetingen 6 x 6 meter. Op 105.0, 112.5, 120.0 en 130.0 + M.S.L. bevinden zich de platforms die de antennes moeten ondersteunen. Op 135.0 + M.S.L. bevindt zich een kraan (lier) die dient om de antennes omhoog en omlaag te krijgen. Binnen het vakwerk (zie figuur 5.2) bevinden zich 'golfsgeleidersbuizen' die het opgevangen signaal naar de versterker brengen en het versterkte signaal weer naar boven brengen.

Naast een berekening op sterkte en stijfheid van het vakwerk, waarbij de laatste factor een grote rol speelt i.v.m. een beperkte toelaatbare rotatie van de antennes, zijn er nog enkele aspecten waar bij het ontwerp van de zendmast naar gekeken moet worden. Dit zijn problemen m.b.t. vermoeiing en corrosie. Ten aanzien van al deze problemen zal een dynamische beschouwing moeten worden gevolgd (versterkingsfactoren e.d.).

Tot slot zullen in dit hoofdstuk nog enkele resultaten worden gegeven uit het Protech-rapport.

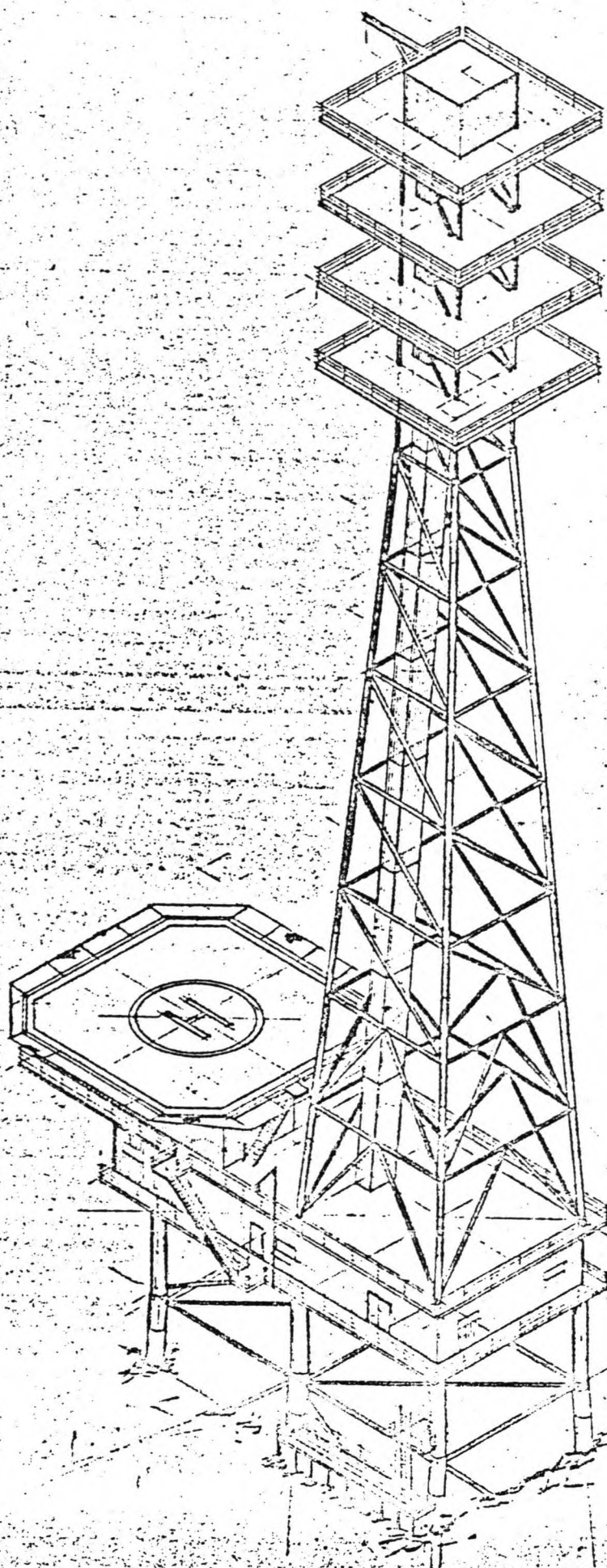
5.2 resultaten van het Protech ontwerp

Zoals eerder vermeld zullen de belastingen die gevonden zijn door Protech bij de hierboven beschreven constructievorm in het verdere afstudeerwerk dienen om de belasting op de onderbouw te bepalen, zonder dat nog verder naar de zendmast (of naar een mogelijk ander ontwerp hiervan) wordt gekeken. Mogelijke veranderingen in de plaatshoogte van de aansluiting dek-mast zullen indien nodig later in rekening worden gebracht met een 'correctiefactor'.

Voorlopig zal echter worden uitgegaan van de volgende waarden :

$$M(A) = 161.0 \text{ MNm}$$

$$D(A) = 2356.0 \text{ kNm}$$



PROJECT SON



Hierin is :

$M(A)$ = het moment ter plaatse van de aansluiting dek-mast
 $D(A)$ = de dwarskracht op dezelfde plaats

Het aangrijpingspunt van de resulterende windkracht (horizontaal) ligt dan op 90.5 meter boven M.S.L. Deze windkracht bedraagt dus 2356 kNm.

Het totaalgewicht van de constructie inclusief kokers, antennes en bordessen etc.) bedraagt 4770 kN.

Hoofdstuk 6 : de betonnen onderbouw

6.1 inleiding

In dit hoofdstuk zal een gedeelte van het Protech voorontwerp betreffende de betonnen onderbouw samengevat worden weergegeven. Naast een opsomming van enkele maten en gewichten zal aandacht worden besteed aan de golfkrachtberekening. Dit vanwege het feit dat deze berekening door Protech niet goed is uitgevoerd. Hoe het wel moet zal hier worden beschreven.

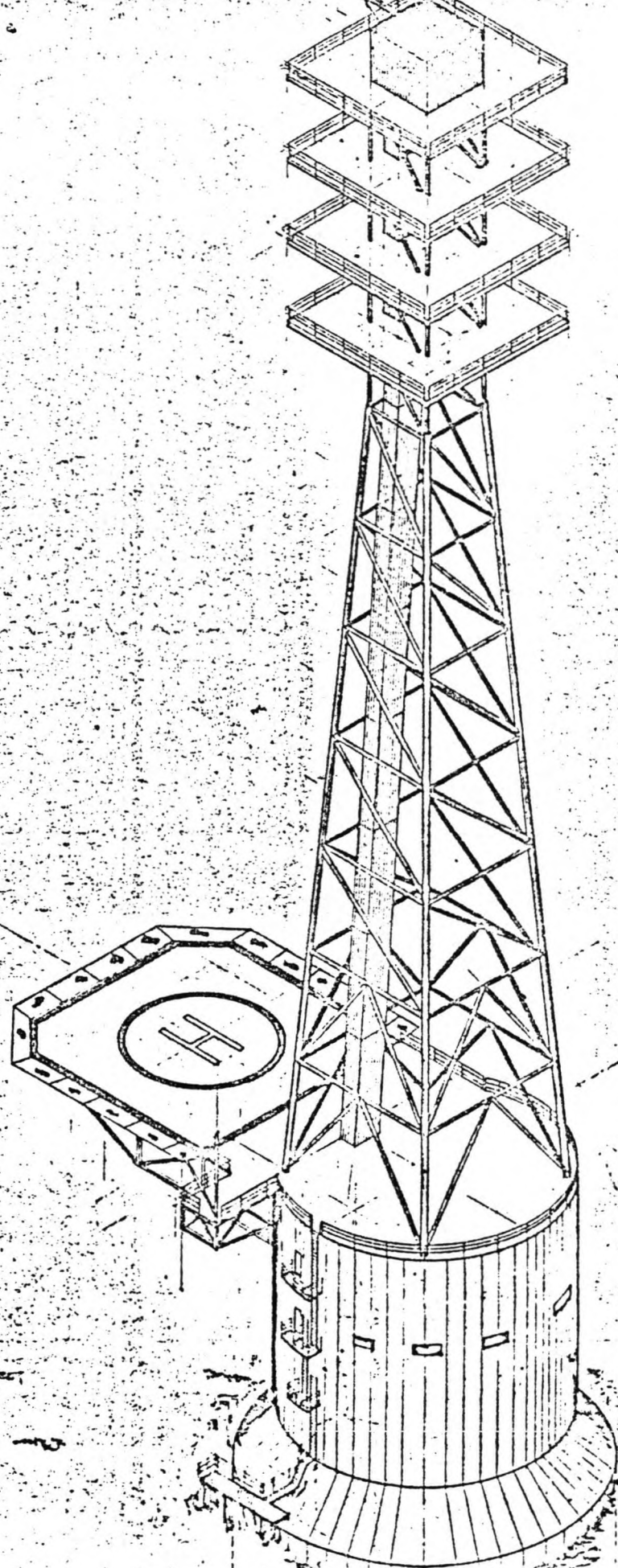
Controle van sterkte, stijfheid e.d. zal achterwege worden gelaten voor deze constructie. Wel zal worden gewezen op een aantal aspecten die een rol spelen bij het ontwerp van een dergelijke betonnen onderbouw. In hoofdstuk 9 zal er ook al aandacht worden gevraagd voor het stabiliteitsprobleem, dat in verschillende fasen van bouw tot gebruiksfase een rol zal gaan spelen.

De voordelen van een betonnen zwaartekrachtsconstructie zijn al in hoofdstuk 4 aan de orde gekomen. Vooral in de Noordzee, waar de grond bestaat uit goed geconsolideerde kleien en dichte zanden (een overblijfsel uit de laatste ijstijd), en waar soms barre weersomstandigheden het werken op zee verhinderen, is het vaak het overwegen waard het dure, tijdrovende heilwerk te vermijden. Ook het installatiewerk kan worden bekort, doordat het dekhuis en het helidek met de onderbouw naar de plaats van bestemming kan worden gevaren.

6.2 het Protech voorontwerp

Protech heeft voor het ontwerp van de betonnen onderbouw gekozen voor een cirkelvormig caisson, opgebouwd uit twee cilinders. De eerste (onderste) cilinder heeft een diameter van 35 meter. In verband met de stabiliteit tijdens afzinken is deze doorgetrokken tot M.S.L. (hierbij speelt nl. het traagheidsmoment van het waterdoorsnijdend oppervlak een rol: zie hfdst.9). De hoogte is dus 25 meter. Vervolgens wordt over een hoogte van 5 meter de diameter conusvormig gereduceerd tot ca. 21,2 meter. Deze waarde sloot aan bij het eerste voorontwerp van de zendmast, waarbij de basisafmetingen nog 15 x 15 meter waren. De bovenste cilinder heeft een hoogte van 21 meter, zodat het dek zich op 21 m.+M.S.L. bevindt, voldoende vrij van de golven. Het dekhuis bevindt zich in de bovenste cilinder. Het heeft twee verdiepingen. Het helidek, het (open) bovendek en de zendmast worden hier later opgeplaatst.

De onderste cilinder wordt van binnen versterkt door een



PROJECT SON

figuur 6.1 : Protech ontwerp

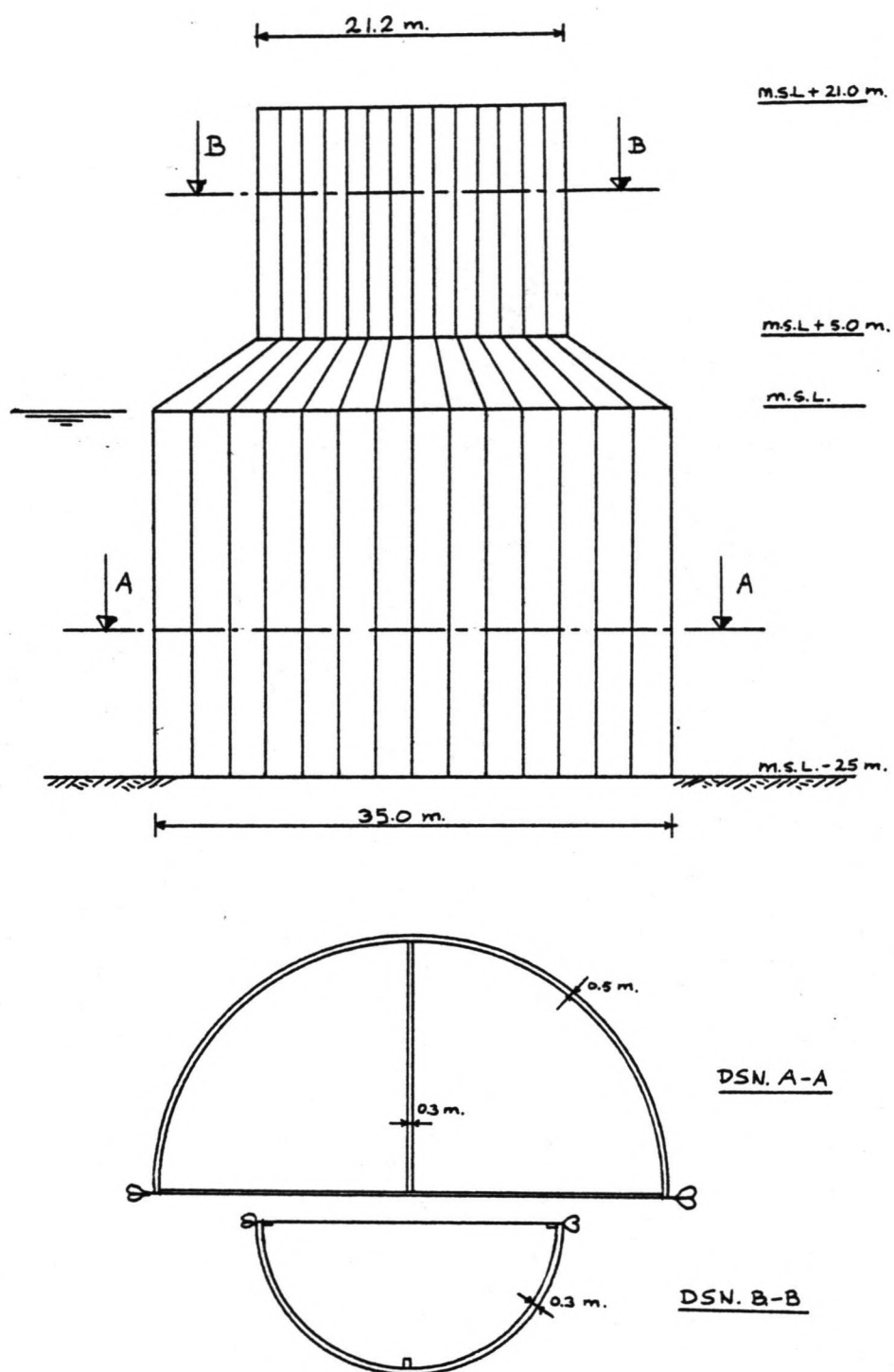


fig 6.3 : geschematiseerd Protech ontwerp voor de
betonnen onderbouw

aantal tussenwanden. De bovenste cilinder heeft alleen een paar verstijvingsribben.

Schetsen van de constructie zijn gegeven in de figuren 6.1 t/m 6.3.

Enkele maten en gewichten zijn :

Het volumegewicht van beton wordt gesteld op 24 kN/m^3
De soortelijke massa van het zeewater wordt gesteld op 1025 kg/m^3

De massa van de radiokamer wordt geschat op 5000 kg
De massa van de machinekamer wordt geschat op 49000 kg
De massa van het helidek wordt geschat op 130000 kg

De betondikte van de bodenvloer bedraagt 1 meter
De wanddikte van de onderste cilinder bedraagt $0,5 \text{ meter}$
De wanddikte van de bovenste cilinder bedraagt $0,3 \text{ meter}$
De overige vloeren (3x) zijn $0,3 \text{ meter}$ dik
De tussenwanden (4x) zijn $0,3 \text{ meter}$ dik
De afmetingen van de verstijvingsribben in de bovenste cilinder bedragen $0,5 \times 0,3 \text{ meter}$

Het totaal betongewicht komt neer op 111440 kN . Dit is inclusief de eerder genoemde ruimten en het helidek.

6.3 de stabiliteit in drijvende toestand

Het ontwerpproces voor een dergelijke offshore constructie is geen proces waar stap voor stap naar het uiteindelijke resultaat wordt toegewerkt. Telkens dient er te worden gecontroleerd of eerder gedane aannamen niet te gunstig (of te ongunstig) zijn geweest.

De eerste stap in het ontwerpproces van een betonnen onderbouw is het controleren van de stabiliteit in drijvende toestand. Vervolgens kunnen de belastingen worden bepaald en kunnen sterkte-, stijfheids-, en andere berekeningen worden gemaakt. Elke aanpassing die in de loop van het proces wordt gedaan moet in de voorgaande fasen weer worden nagerekend.

Zoals gezegd, de eerste stap is het controleren van de stabiliteit van het caisson in drijvende toestand. In hoofdstuk 9 wordt hier dieper op ingegaan. De eerste eis wordt hier geformuleerd :

Voor stabiliteit moet gelden dat het metacentrum tenminste boven het zwaartepunt van de constructie ligt. M.a.w. : de metacentrumhoogte moet positief zijn.

Daarna moet worden gecontroleerd of de eigenperioden van het

caisson niet in de buurt liggen van de golfperioden, die tijdens de transportfase te verwachten zijn.

6.4 de golfbelasting

Voor verticale cilinders waarvan de diameter niet klein is ten opzichte van de golflengte van de ontwerpgolf kan de golfbelasting worden bepaald m.b.v. de diffractietheorie van MacCamy & Fuchs.

Een nadere beschouwing van dit onderwerp geschiedt in het verdere afstudeerwerk (zie hfdst.10). Hier zullen een paar algemene opmerkingen worden gemaakt.

MacCamy en Fuchs gaan uit van de lineaire golftheorie. Er wordt een wervelvrij snelheidsveld verondersteld (potentiaalstroming). De snelheden kunnen dan worden afgeleid van een scalaire snelheidspotentiaal. MacCamy & Fuchs hebben de snelheidspotentiaal bepaald, uitgedrukt in cilindercoördinaten. De totale snelheidspotentiaal wordt verkregen uit superpositie van een gedeelte voor de ongestoorde invallende golf en een gedeelte voor de gereflecteerde golf.

Wanneer een uitdrukking voor de snelheidspotentiaal is gevonden die ook aan de randvoorwaarden voldoet, kan met behulp van de gelineariseerde vergelijking van Bernoulli voor niet-stationaire stroming de drukfluctuatie op een bepaalde diepte z worden bepaald. De kracht per lengte-eenheid wordt gevonden door integratie van de drukfluctuatie over de omtrek van de cilinder.

Dan wordt voor de horizontale golfkracht per eenheid van lengte gevonden :

$$\bar{f}(\text{hor}) = -2 \cdot \rho \cdot g \cdot H \cdot \cosh k(d+z) \cdot \cos(\omega t - \alpha_1) / (k \cdot \cosh kd \cdot A(ka))$$

[N/m]

Hierin is :

$$A(ka) = \sqrt{J_1'^2(ka) + Y_1'^2(ka)}$$

H = golfhoogte [m]

d = waterdiepte [m]

k = golfgetal = $2 \cdot \pi / L$ [m^{-1}]

L = golflengte [m]

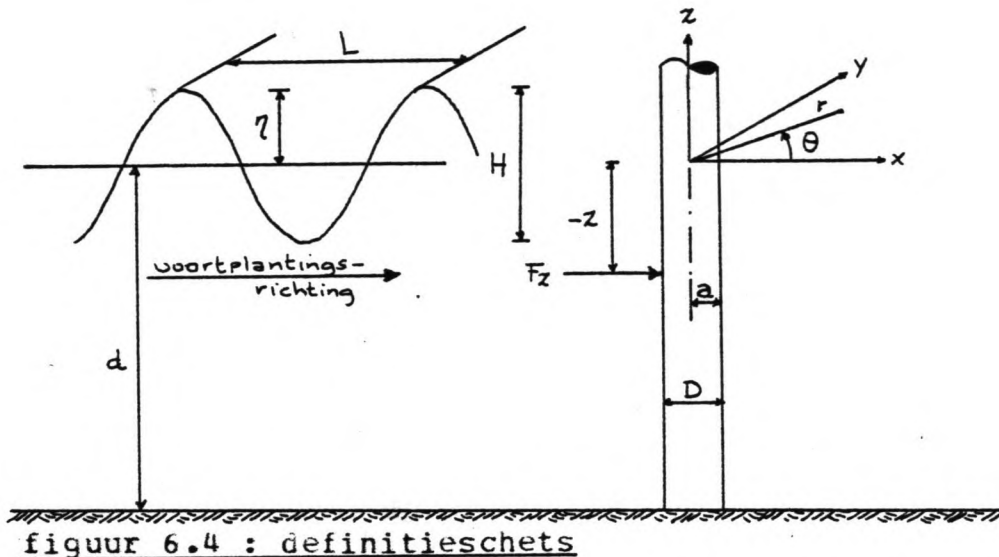
ω = hoeksnelheid [rad/sec]

' = afgeleide naar het argument (hier (ka))

a = straal van de cilinder [m]

α = faseverschil [rad] (dit is het verschil tussen het moment waarop de kracht maximaal is en het moment waarop de uitwijking ter plaatse van de paalas t.o.v. de middenstand nul is.

Een definitieschets is gegeven in figuur 6.4:



Door te integreren over de waterdiepte, dus van $z = -d$ tot $z=0$ wordt de totale horizontale golfbelasting gevonden op het deel van de cilinder dat loopt van de zeebodem tot het 'stilwatervlak'.

MacCamy & Fuchs suggereren voor het deel boven de middenstand een constante kracht per lengte-eenheid met dezelfde waarde als op $z = 0$. De bijdrage aan de totale kracht wordt verkregen door vermenigvuldiging van deze waarde met de halve golfamplitude. Door deze benadering komen de door hun gedane experimenten goed overeen met de theoretische benadering. Hierbij dient wel te worden opgemerkt dat dit geldt bij lineaire golven, dus zeer kleine uitwijkingen (=golfhoogten).

Meermans (zie lit.11) heeft de berekening uitgevoerd voor de constructie op de Bligh Bank, maar dan met een golfperiode van 12 seconden, een golfhoogte van 15 meter en een waterdiepte van 28,5 meter (stormvloedstand).

De resultaten zijn :

De totale kracht is : $F(\text{hor}) = 126,47 \text{ MN}$

Het moment t.o.v. de zeebodem is : $M(z=-d) = 2298,11 \text{ MNm}$

6.5 overige ontwerpaspecten

Naast het berekenen van de horizontale golfkracht en het moment t.g.v. deze kracht zijn er nog talrijke andere aspecten die een rol spelen.

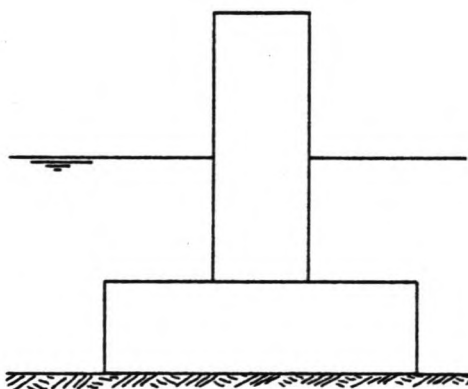
Ten aanzien van de stabiliteit, die hier slechts zeer beknopt en in hoofdstuk 9 ook slechts beknopt wordt behandeld (nl. alleen de transportfase) kunnen ook de problemen die optreden bij installatie worden bekeken. Verder zijn er tal van aspecten op geotechnisch gebied die nadere aandacht verdienen (opwaartse waterdruk, stabiliteit, zetting etc.).

Verder spelen bij de sterkte- en stijfheidsberekening ook dynamische effecten een rol (resonantie,vermoeding).

Vervolgens spelen aanvaringsrisico en ontgronding een rol.

Verder zijn er nog tal van problemen die hier niet zijn genoemd (o.a.in de bouwfase).

De golfbelasting is zeer groot. Dit komt omdat er een zeer grote cilinder is gekozen, die vanaf de zeebodem tot aan de middenstand een constante, grote diameter heeft. Reduktie van de golfbelasting is mogelijk door een andere constructievorm te kiezen. Vooral 'verjonging' van de cilinder naar boven toe reduceert de golfbelasting (kracht en moment) aanzienlijk. Zie ook figuur 6.5. Dit geeft echter wel weer andere problemen : de golfkrachtberekening wordt moeilijker, stabiliteitsproblemen kunnen ontstaan,etc.



figuur 6.5 : alternatieve constructie

Hoofdstuk 7 : De stalen onderbouw

7.1 inleiding

Dit hoofdstuk bevat een beschrijving van het voorontwerp van de stalen onderbouw, zoals dit gemaakt is door Protech International B.V. in opdracht van de P.T.T.

Naast een beschrijving van de constructie is een methode gegeven hoe de golfbelasting op de constructie kan worden bepaald. Het eigen gewicht is geschat en een vergelijking met het betonontwerp is gemaakt.

Verder is de windbelasting op het dek en op het boven water uitstekende gedeelte van de stalen onderbouw bepaald.

7.2 het voorontwerp van Protech

In figuur 7.1 is het rekenschema van de stalen onderbouw gegeven. De afmetingen van de constructie hangen samen met de waterdiepte, met de afmetingen van de bovenbouw (de antennemast heeft een basis van 16 x 16 meter), en met de eisen t.a.v. de installatie. Wat het laatste punt betreft : het moet mogelijk zijn om de poten van de bovenbouw vast te lassen aan de onderbouw en om de funderingspalen vast te lassen aan de onderbouw.

De installatie gaat als volgt. Eerst wordt het jacket op de zeebodem geplaatst. Door de 6 brede poten worden de funderingspalen geheid en vastgelast. Dan worden met een kraan de diverse dekken geplaatst. Vervolgens wordt de zendmast in diverse delen gemonteerd.

7.2.1 golfkrachten

Het platform bestaat wat betreft de onderbouw uit slanke staven. De belasting t.g.v. de golven kan dan worden bepaald m.b.v. de formule van Morison.

Hierbij wordt uitgegaan van de stelling dat de totale kracht opgebouwd kan worden gedacht uit een sleepkracht en een traagheidskracht. Hierbij is de sleepkracht evenredig met het kwadraat van de horizontale deeltjessnelheid en de diameter van de staven. De traagheidskracht is evenredig met de horizontale versnelling van de waterdeeltjes en met het kwadraat van de diameter.

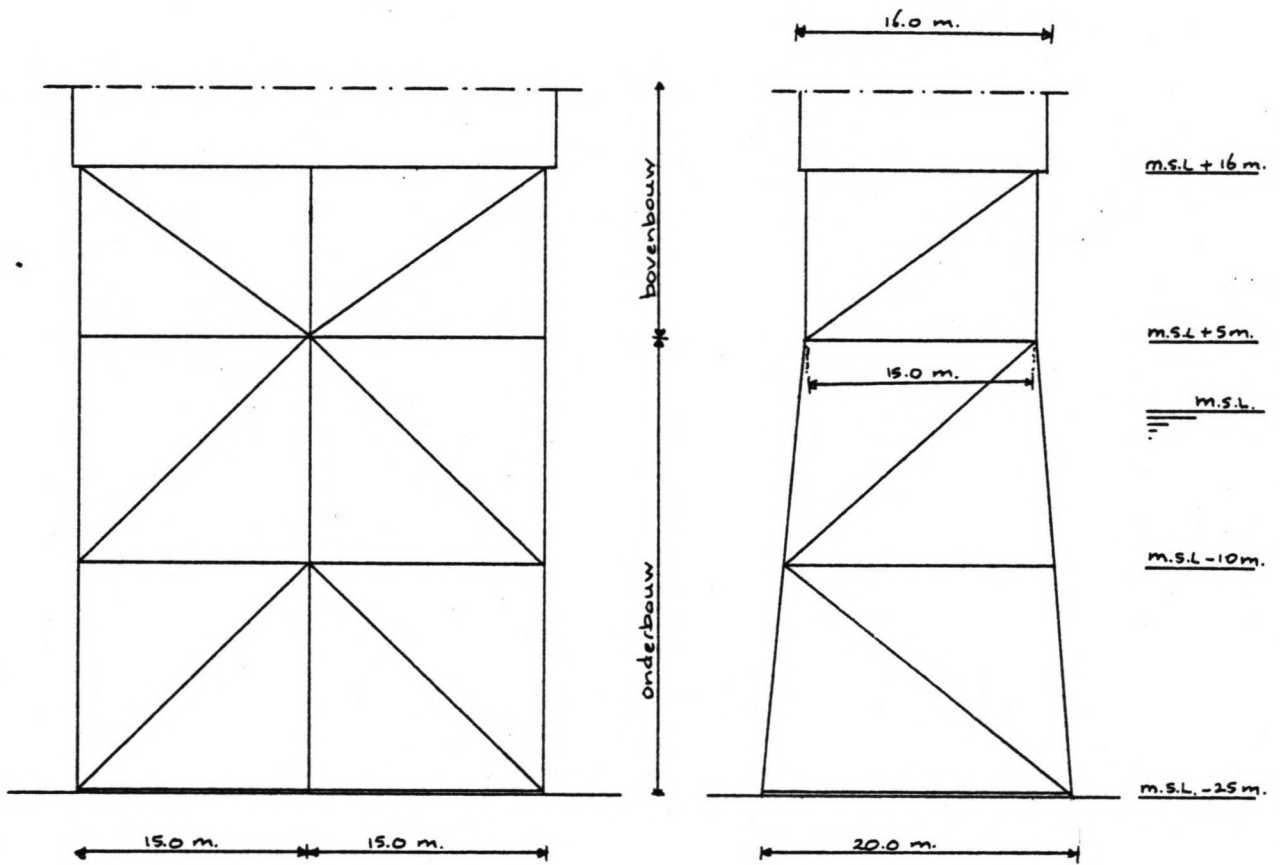
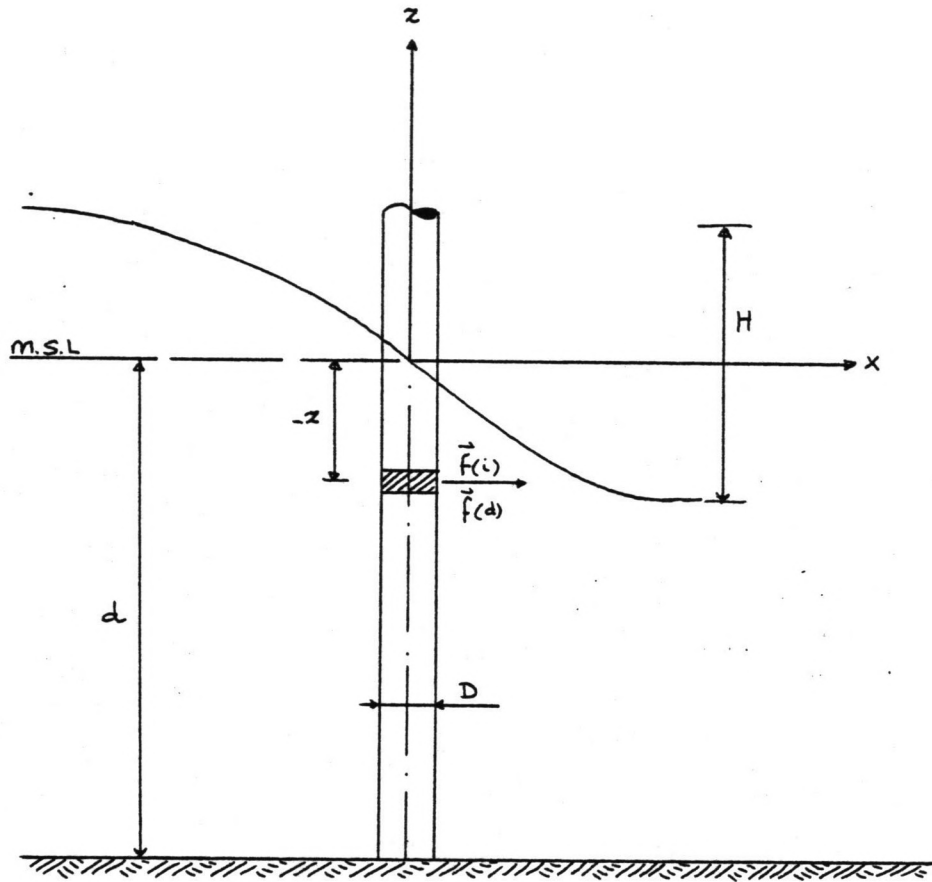


fig 7.1 : geschematiseerd Protech ontwerp voor de stalen onderbouw



figuur 7.2 : definitieschets

In formulevorm :

$$\bar{F}(\text{tot}) = \bar{F}(d) + \bar{F}(i)$$

Hierin is :

$\bar{F}(\text{tot})$ = de totale kracht op de paal

$\bar{F}(d)$ = de sleepkracht ('drag-force')

$\bar{F}(i)$ = de traagheidskracht ('inertia-force')

Uitgaande van verticale palen worden de formules voor de sleepkracht en de traagheidskracht per eenheid van lengte :

$$\bar{f}(d) = 1/2 \cdot \rho \cdot D \cdot C_d \cdot u \cdot u \text{ [N/m]}$$

$$\bar{f}(i) = 1/4 \cdot \pi \cdot D^2 \cdot \rho \cdot C_m \cdot du/dt \text{ [N/m]}$$

Hierin is :

$\bar{f}(d)$ = sleepkracht per eenheid van lengte (zie fig.7.2)

$\bar{f}(i)$ = traagheidskracht per eenheid van lengte [N/m]

ρ = soortelijke massa van zeewater [kg/m³]

π = 3,1415926

C_d = sleepcoëfficiënt

C_m = traagheidscoëfficiënt

u = horizontale deeltjessnelheid [m/s]

du/dt = horizontale deeltjesversnelling [m/s²]

D = diameter van de verticale paal

De deeltjessnelheden en -versnellingen kunnen met verschillende theorien worden bepaald. De te gebruiken theorie hangt af van de diameter van de paal t.o.v. de golflengte (L) van de ontwerp golf, van de waterdiepte(d) en van de golfhoogte(H).

De totale kracht wordt nu bepaald door integratie over de hoogte van de paal. Omdat alleen de snelheden en de versnellingen afhankelijk zijn van de hoogte kunnen de formules voor de totale kracht als volgt worden beschreven :

$$\bar{F}(d) = \rho \cdot g \cdot C_d \cdot H^2 \cdot D \cdot K_d$$

$$\bar{F}(i) = \rho \cdot g \cdot C_m \cdot H \cdot D^2 \cdot K_i$$

met:

$$K_d = \int_0^z 1/(2 \cdot g \cdot H^2) \cdot u \cdot u \cdot dz$$

$$K_i = \int_0^z 1/(g \cdot H) \cdot du/dt \cdot dz$$

Kobus en Borgman hebben op deze manier voor een groot aantal combinaties van H, L en d de K_d en K_i waarden bepaald en weergegeven in een grafiek. Hierbij is niet alleen gebruik

gemaakt van de lineaire golftheorie maar is voor de verschillende combinaties die theorie gebruikt die het best de werkelijke deeltjessnelheden en versnellingen benadert.

De sleepkracht en de traagheidskracht zijn niet op hetzelfde moment maximaal. Bij berekening van de deeltjessnelheden en versnellingen volgens de lineaire theorie zijn zij 90 graden uit fase. Bij toepassingen van andere theorien kan dit faseverschil kleiner worden.

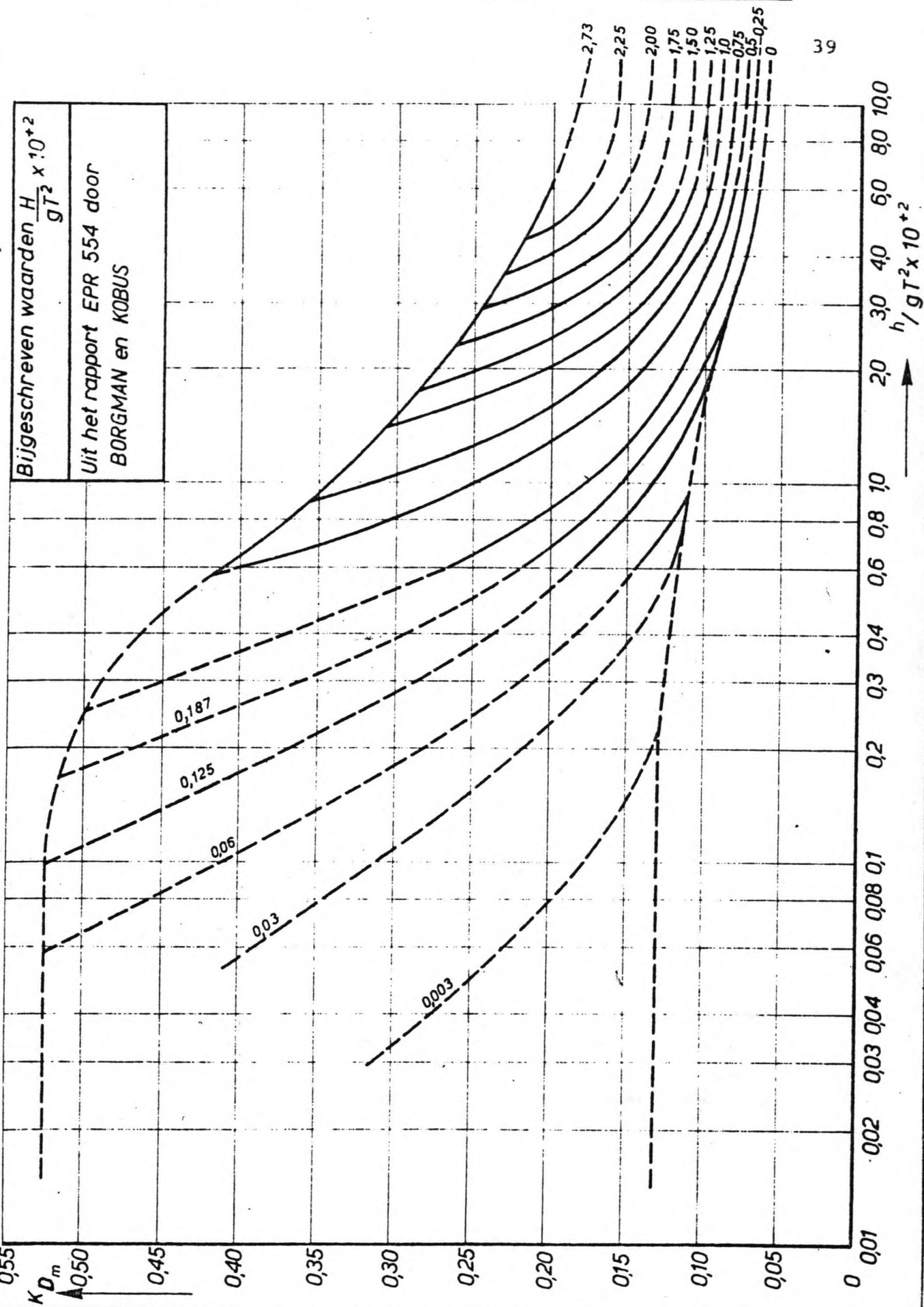
De beide krachten moeten dus vectorieel worden opgeteld. Ook dit hebben Kobus en Borgman gedaan. Uit de verhouding tussen F_d en F_m kan de maximale kracht uit een grafiek worden afgelezen.

De hierboven gememoreerde grafieken voor K_i , K_d en F_{max} zijn gegeven als de figuren 7.3 t/m 7.5.

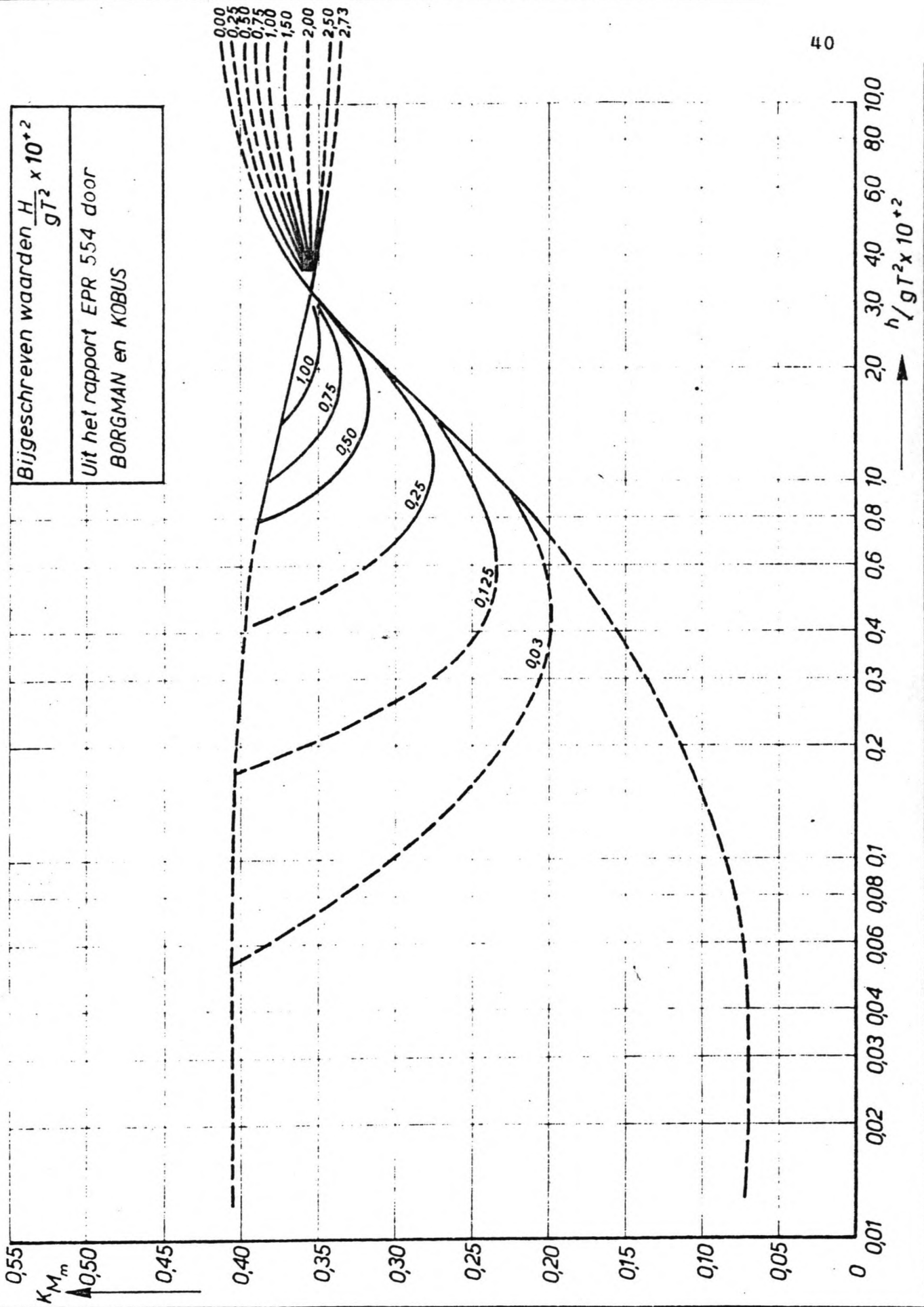
De C_m en de C_d waarden zijn empirisch bepaald.

De berekening van Protech is niet juist gedaan. Resultaten kunnen dus ook niet worden gegeven.

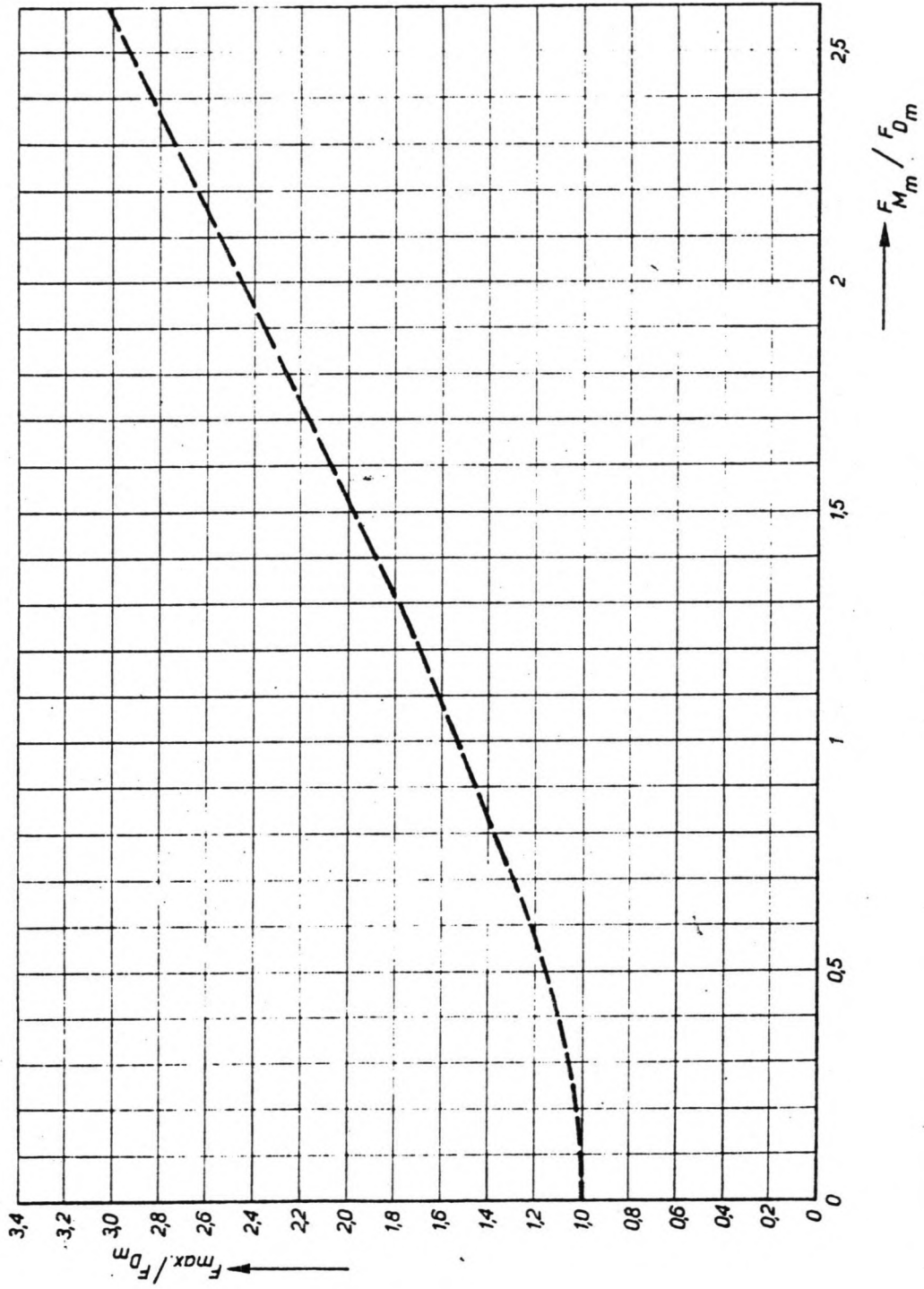
Op de achtergronden en problemen bij een golfkrachtberekening zal in het verdere afstudeerwerk nader worden ingegaan. Hier wordt daarom maar van het onderwerp afgestapt.



Bijgeschreven waarden $\frac{H}{gT^2} \times 10^{+2}$
 Uit het rapport EPR 554 door
 BORGMAN en KOBUS



K_{M_m} als $f(H, T, h)$



F_{max}/F_{0m} VERSUS F_m/F_{0m}

BEPALING RESULTANTE		
		FIG.7.5

7.2.2 windbelasting

Volgens NEN 3850 bedraagt de stuwdruk bij een $v = 44$ m/s :

$$q = 1.21 \text{ kN/m}^2$$

Het aangestroomd oppervlak van het dekhuis en de boven water uitstekende stalen onderbouw wordt geschat op 400 vierkante meter. Bij een keuze van de vormfactor $C_t = 1.5$ wordt de windbelasting op de bovenbouw (excl. de zendmast) :

$$F_w = q \cdot C_t \cdot A = 726 \text{ kN}$$

Het aangrijppingspunt is geschat op 45 meter boven de zeebodem. Het moment t.p.v. de zeebodem is dan :

$$M_w = 45 \cdot F_w = 32.7 \text{ MNm}$$

7.2.3 eigen gewicht

Het eigen gewicht van de door Protech ontworpen constructie is samengesteld uit de eigen gewichten van jacket, helidek, bovendeck, onderdek en aanlegsteiger.

De schatting van Protech voor het eigen gewicht van de constructie is 12.6 MN.

7.2.4 vergelijking met het betonontwerp

Ten aanzien van het verschil tussen een betonnen en een stalen onderbouw kan worden herhaald wat al in hoofdstuk 4 is vermeld. De berekening van de golfbelasting geschiedt verder op een totaal andere manier. In het tweede gedeelte van het afstudeerwerk zal hierop nader worden ingegaan.

Een ander groot verschil is het verschil in eigen gewicht van de constructie. Het eigen gewicht van de betonnen onderbouw is ongeveer een factor 10 keer zo groot als het eigen gewicht van de staalconstructie.

7.3 overige ontwerpaspecten

Bij het ontwerpen van een stalen onderbouw spelen tal van factoren een rol. Een globaal overzicht (dat niet pretendeert volledig te zijn) vindt u in onderstaande lijst:

- bepalen golfbelasting
- bepalen windbelasting
- bepalen inheidiepte van de funderingspalen
- statische beschouwing van sterkte en stijfheid
- dynamische beschouwing van sterkte (vermoeiing) en stijfheid
- corrosie
- ontgronding
- aanvaringsbescherming, aanlegsteiger

Voor een goed ontwerp zijn goede grond- en bodemgegevens van groot belang. Verder zal er modelonderzoek moeten worden gedaan naar de ontgronding rond de palen, en ook naar de spanningen en verplaatsingen die optreden onder verschillende belastingcondities. Verder is het gebruik van de computer bij de vele berekeningen onmisbaar.

Hoofdstuk 8 : Aanvaringsvoorzieningen

8.1 inleiding

Dit hoofdstuk gaat over de aanvaringsproblematiek met betrekking tot het platform op de Bligh Bank. Enkele typen aanvaringsvoorzieningen zullen hier worden behandeld. Ook zullen de ontwerpeisen vertaald worden in een 'op te nemen hoeveelheid kinetische energie'. Op de dimensionering zal nog niet worden ingegaan. Hiervoor is bekendheid met de afmetingen van de onderbouw noodzakelijk.

Uit het programma van eisen volgen twee ontwerpcriteria voor de aanvaringsvoorzieningen. De constructie moet bestand zijn tegen aanvaringen door :

- a - ferry : waterverplaatsing 9000 ton ; snelheid 9 m/s
- b - supply-boat : waterverpl. 1500 ton ; snelheid 6 m/s

Opmerking : De aparte berekening voor een supply-boat was nodig, omdat eerst onderzoek gedaan moest worden naar de kans op aanvaring door beide typen schepen. Afhankelijk van het resultaat van dat onderzoek zou beslist worden of de constructie zou worden gedimensioneerd op een ferry of op een supply-boat.

Hoewel het onderzoek uitwees dat de kans op aanvaring, met name door de ferry, uiterst gering was stelden de Engelsen dat de aanvaringsconstructie toch de ferry moest kunnen opvangen. Dit is een van de redenen dat later is afgezien van het leggen van de straalverbinding. Zie hiervoor ook de inleiding (hfdst.1).

8.2 aanvaring door bevoorradingsschepen

Bepalend voor de dimensionering van de aanvaringsconstructie is de hoeveelheid (kinetische) energie die moet worden opgenomen bij de aanvaring.

In het algemeen is voor de op te nemen hoeveelheid energie te schrijven :

$$E(kin) = 1/2 \cdot m \cdot v^2 \cdot C_m \cdot C_s \cdot C_e \cdot C_k \cdot C_z$$

Hierin is :

- m = massa van het schip
- v = snelheid van het schip
- C_m = coefficient voor de hydrodynamische massa
- C_s = deformatiecoefficient
- C_e = excentriciteitscoefficient

Zeer waarschijnlijk zal ook het schip
beschadigen bij deze frontale botsing, zelf
krankten en daardoor meer energie dan opneemt
dan 20%.

uit een rapport van BVS uit 1977
(BVS-rapport 741-1) blijkt dat de onderstaande
formule voor het berekenen van de botsingskracht
conservatief is

$$K_m = 0,1 \times D \times V \quad (\text{ton})$$

K_m = max. botsingskracht (ton)

D = wateroppervlakte (ton).

V = snelheid.

supply-board: $k = 0,1 \cdot 1500 \cdot 6 = 900 \text{ ton}$.

Het schip wordt daarbij 4 à 5 m ingedrukt.

~~De~~ Voorwaarde is daarbij natuurlijk dat ook het
ruimingswerk niet geheel overblijft.

C_k = opstuwingscoëfficiënt

C_z = coëfficiënt die een rol speelt bij het meren tegen een ander schip

De massa van een bevoorradingsschip kan gesteld worden op 1.500.000 kg.

De snelheid van het schip is 6 m/s.

De coëfficiënt voor de hydrodynamische massa varieert normaal van 1.5 tot 4.0 (bij een gewone meerprocedure). Omdat wordt aangenomen dat het schip gewoon rechtuit vaart, en omdat de keelclearance vrij groot is zal de waarde $C_m = 1.5$ worden aangehouden.

Voor de energie die het schip opneemt (door vervorming van de staalconstructie) is de stijfheidsverhouding tussen de scheepswand (daar waar de botsing plaatsvindt) en de meerconstructie van belang. Daar deze niet bekend is zal een aanname moeten worden gedaan voor de hoeveelheid energie die het schip opneemt. Gekozen is voor een deformatiecoëfficiënt van 0.8, wat betekent dat 20 % van de op te nemen hoeveelheid kinetische energie wordt omgezet in vervormingsenergie van het schip.

Aangenomen is een loodrechte aanvaring, omdat dan de hoeveelheid op te nemen energie maximaal is : $C_e = 1$.

Er wordt aangenomen dat er praktisch geen opstuwings van water tussen scheepswand en meerconstructie plaatsvindt. Zeker bij een loodrechte aanvaring is dit geen slechte aanname : $C_k = 1$.

Er wordt niet tegen een ander schip gemeerd : $C_z = 1$

De op te nemen hoeveelheid energie is dus gelijk aan :

$$E(kin) = 1/2 \cdot m \cdot v^2 \cdot 1,5 \cdot 0,8 \cdot 1 \cdot 1 \cdot 1 = 0,6 \cdot m \cdot v^2 = 320 \text{ MNm}$$

Voor de aanvaringsconstructie zijn er diverse uitvoeringsmogelijkheden. Het meest reëel is een stalen opofferingsconstructie (een zgn. kreukelconstructie). Wanneer het platform op een betonnen onderbouw staat, is het eventueel mogelijk een vangrailconstructie van stalen buizen hieraan vast te maken.

Bij een stalen onderbouw heeft het jacket een te geringe massa om de stoot te kunnen absorberen. Hier is dan een aparte aanvaringsconstructie (op palen) noodzakelijk. Natuurlijk is deze oplossing ook mogelijk bij een betonnen onderbouw.

Nadeel van een aparte constructie is dat deze vrij duur is. Ook geeft hij aanleiding tot supplementaire kosten, zoals een laad- en loskraan met een grotere reikwijdte.

8.3 aanvaring door een veerboot

Op dezelfde manier als hierboven is beschreven voor de kleinere bevoorradingsboot kan de op te nemen hoeveelheid energie worden bepaald met de formule :

$$E(kin) = 1/2 \cdot m \cdot v^2 \cdot C_m \cdot C_s \cdot C_e \cdot C_k \cdot C_z$$

De coëfficiënten krijgen dezelfde waarden als in het vorige geval. Bij een massa van 9.000.000 kg en een snelheid van 9 m/s bedraagt de hoeveelheid op te nemen energie :

$$E(kin) = 4400 \text{ MNm}$$

Ook hier kan worden onderzocht of een losstaande constructie nodig is, of dat kan worden volstaan met een vangrailconstructie.

8.4 dimensionering

Zoals vermeld kan hier nog niet worden ingegaan op de dimensionering van de aanvaringsconstructie. Indien mogelijk zal in een verdere afstudeerfase hieraan nog wel aandacht worden besteed.

Hoofdstuk 9 : Stabiliteit

9.1 inleiding

Al eerder is vermeld dat stabiliteit een belangrijk criterium is bij het ontwerp van een betonnen caisson. Omdat de stabiliteit tijdens transport de eerste voorwaarde is waaraan het caisson moet voldoen en dat pas hierna de golfbelasting moet worden bepaald, wordt in dit rapport al aandacht aan de stabiliteit besteed.

Hier wordt echter niet het totale vraagstuk van de stabiliteit behandeld. Daarvoor zijn zowel berekeningen in de bouwfase, transportfase, installatiefase en in de gebruiksfase noodzakelijk.

Dit hoofdstuk gaat om een grove benadering van de natuurlijke eigenperiode zowel m.b.t. de dompbeweging als m.b.t. een slingerbeweging.

De in dit hoofdstuk gegeven formules zijn geldig voor zowel een enkelvoudige cilinder (zoals die van Protech in hfdst.6) als voor een 'composite-cylinder', zoals is weergegeven in figuur 9.1.

In de formules worden de volgende parameters gebruikt :

d = diameter
h = hoogte
w = cirkelwanddikte
v = tussenwanddikte
n = aantal tussenwanden
m = aantal vloeren
t = vloerdikte

Ter onderscheid tussen de waarden die horen bij de bovenste (smalle) cilinder en die horen bij de onderste (brede) cilinder worden alle parameters geïndiceerd met een 1 voor de bovenste cilinder en met een 2 voor de onderste cilinder.

Het gewicht van de bovenste cilinder G_1 bedraagt nu :

$$G_1 = (0,25 \cdot \pi \cdot d_1^2 \cdot t_1 \cdot m_1 + \pi \cdot d_1 \cdot h_1 \cdot w_1 + n_1 \cdot h_1 \cdot d_1 \cdot v_1) \cdot \rho_b$$

Het gewicht van de onderste cilinder G_2 bedraagt :

$$G_2 = (0,25 \cdot \pi \cdot d_2^2 \cdot t_2 \cdot m_2 + \pi \cdot d_2 \cdot h_2 \cdot w_2 + n_2 \cdot h_2 \cdot d_2 \cdot v_2) \cdot \rho_b$$

waarin ρ_b het volumegewicht van beton is.

Stel Z is het gewicht van op het caisson meegevoerd materiaal en materieel dan bedraagt het totaal gewicht T :

$$T = G_1 + G_2 + Z$$

De diepgang bedraagt 1 meter, waarbij :

$$a) \quad 1 = T / (0,25 \cdot \pi \cdot d_2^2 \cdot \rho_w) \quad \text{indien } 1 < h_2$$

$$b) \quad 1 = h_2 + (T - 0,25 \cdot \pi \cdot d_2^2 \cdot h_2 \cdot \rho_w) / (0,25 \cdot \pi \cdot d_1^2 \cdot \rho_w) \\ \text{indien } 1 > h_2$$

De afstand tussen het metacentrum M en het drukpunt F is gelijk aan :

$$MF = I / \nabla$$

Hierin is I het traagheidsmoment van het waterdoorsnijdend oppervlak en ∇ het verplaatste watervolume.

Wanneer de diepgang kleiner is dan h_2 meter dan is :

$$MF = d_2^2 / (16 \cdot 1)$$

Wanneer de diepgang groter is dan h_2 wordt gevonden :

$$MF = \pi \cdot d_1^4 / [64 \cdot 0,25 \cdot \pi \cdot d_2^2 \cdot h_2 + 0,25 \cdot \pi \cdot d_1^2 \cdot (1 - h_2)]$$

Wanneer de diepgang kleiner is dan h_2 dan ligt het drukpunt op $0,5 \cdot 1$ boven de caissonbodem. Het metacentrum ligt dan op $(0,5 \cdot 1 + MF)$ boven de caissonbodem.

Wanneer de diepgang groter is dan h_2 dan ligt het drukpunt op een hoogte a boven de caissonbodem, waarbij a gelijk is aan :

$$a = \frac{0,25 \cdot \pi \cdot d_2^2 \cdot 0,5 \cdot h_2 + 0,25 \cdot \pi \cdot d_1^2 \cdot (1 - h_2) \cdot 0,5 \cdot (1 + h_2)}{0,25 \cdot \pi \cdot d_2^2 \cdot h_2 + 0,25 \cdot \pi \cdot d_1^2 \cdot (1 - h_2)}$$

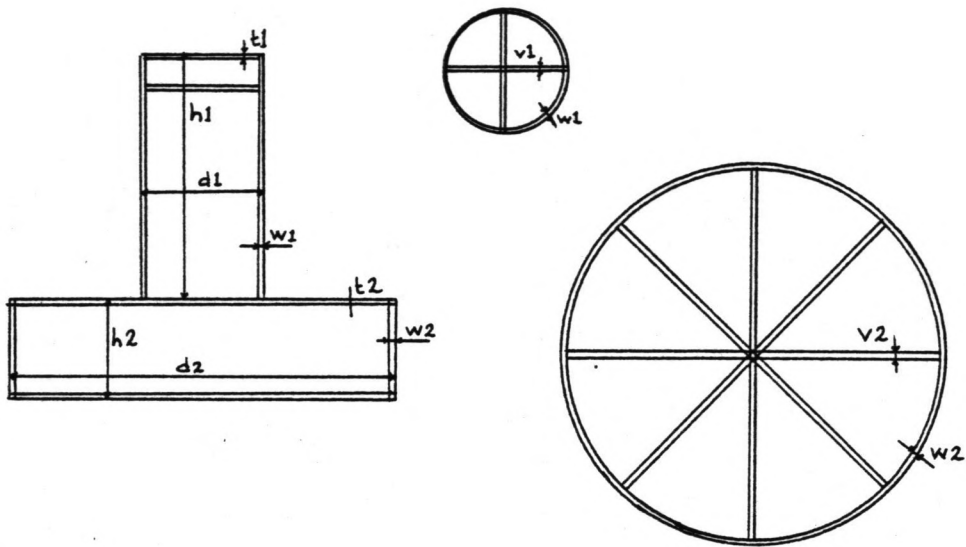
Het metacentrum bevindt zich dan op een hoogte $(a + MF)$ boven de caissonbodem.

De hoogte van het massacentrum boven de caissonbodem is dus eenvoudig te bepalen. Bij gegeven plaatshoogte van de diverse elementen t.o.v. de caissonbodem $y(i)$ en massa's $k(i)$ is de hoogte van het zwaartepunt t.o.v. de caissonbodem gelijk aan :

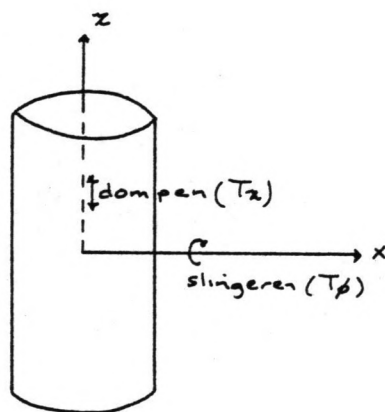
$$z_p = \sum k(i) \cdot y(i) / \sum k(i)$$

Van belang voor de stabiliteit tijdens transport is vooral de metacentrumhoogte.

De metacentrumhoogte is het verschil tussen het metacentrum M en het zwaartepunt z_p en is positief als het zwaartepunt onder het metacentrum ligt. Alleen in dat geval kan de constructie stabiel zijn.



figuur 9.1 : de 'composite cylinder'



figuur 9.2 : slinger- en dompbeweging van het caisson

Het caisson kan verschillende bewegingen uitvoeren. Hier wordt alleen gekeken naar de slingerbeweging en naar de dompbeweging (zie fig. 9.2).

De natuurlijke slingerperiode bedraagt :

$$T_{\phi} = 2 \cdot \pi \cdot \sqrt{J_{\phi} / (h_m \cdot \rho_w \cdot \nabla)}$$

Hierin is :

J_{ϕ} = massatraagheidsmoment om de x-as

h_m = metacentrumhoogte

De dompperiode is :

$$T_z = 2 \cdot \pi \cdot (m/k)^{\frac{1}{2}} \cdot C$$

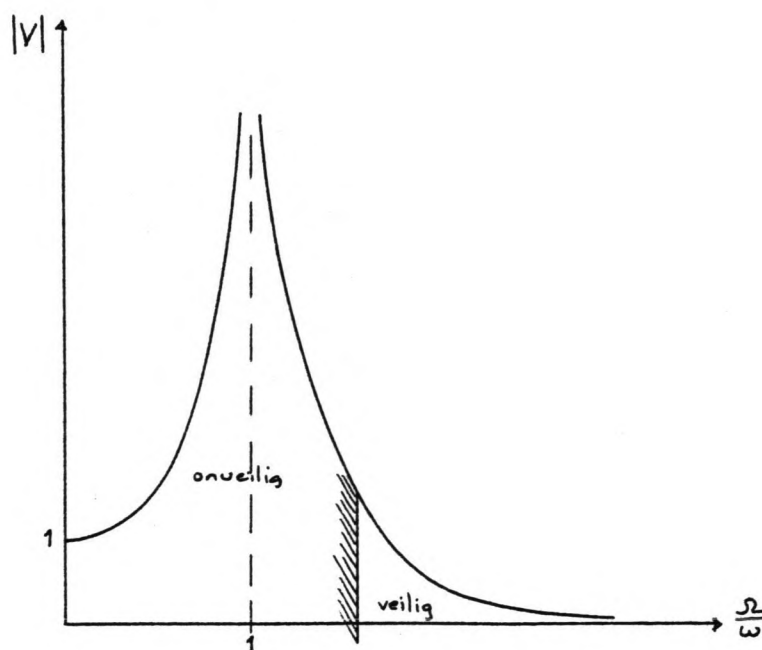
m = massa van het caisson [kg]

k = de kracht per lengte-eenheid die nodig is om het caisson een lengte-eenheid in verticale richting te verplaatsen.

Verklaring C.

Om niet te veel versterking te krijgen van de bewegingen ten gevolge van de golven moeten zowel T_{ϕ} als T_z buiten het gebied vallen van de meest frequent voorkomende golfperiodes tijdens rustig weer, 's zomers, ter plaatse van de transportroute. De meest frequent voorkomende perioden zijn voor de Noordzee dan 4 - 7 seconden.

Gesteld wordt dat een periode van 10 seconden of meer voor T_{ϕ} en T_z veilig genoeg is om de versterking van de bewegingen te beperken (zie fig. 9.3).



figuur 9.3 : opslingering

Als voorbeeld zullen de T_x en T_z voor de de samengestelde constructie worden berekend als is getekend in figuur 9.4.

9.2 voorbeeld

$d1 = 12,0$ meter

$h1 = 35,0$ meter

$w1 = 0,5$ meter

$v1 = 0,3$ meter

$t1 = 0,3$ meter

$n1 = 2$

$m1 = 3$

$d2 = 40,0$ meter

$h2 = 12,0$ meter

$w2 = 0,5$ meter

$v2 = 0,3$ meter

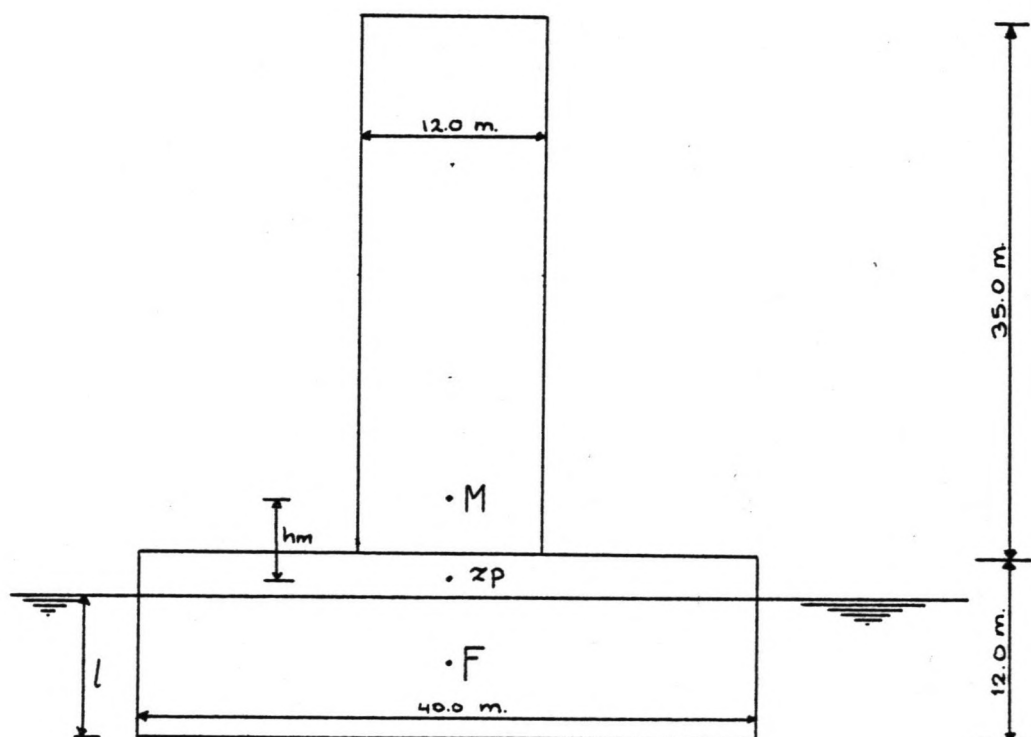
$t2 = 1,0$ meter

$n2 = 4$

$m2 = 2$

volumegewicht beton : $\rho_b = 24$ kN/m³

volumegewicht water : $\rho_w = 10,25$ kN/m³



figuur 9.4 : voorbeeld

De meest kenmerkende waarden zijn :

- diepgang $l = 9,24$ meter
- drukpunt F op $4,62$ meter boven de caissonbodem
- metacentrum M op $15,44$ meter boven de caissonbodem
- massacentrum op $10,45$ meter boven de caissonbodem
- metacentrumhoogte $hm = 4,99$ meter
- J_{ϕ} is bepaald in bijlage 4 en bedraagt $2,84 \cdot 10^9$ kgm
- de slingerperiode bedraagt $T_{\phi} = 13,9$ seconden
- de dompperiode bedraagt $T_z = 6,2$ seconden

De dompperiode kan dus een probleem gaan vormen. Het is echter mogelijk door vergroten van de massa deze periode groter te maken (ballasten). De gevolgen voor de natuurlijke slingerperiode moeten dan ook weer worden onderzocht. Voorlopig wordt aangenomen dat het transport geen problemen zal opleveren.

Tijdens het afzinken veranderen beide perioden. Vooral de slingerbeweging zal dan problemen opleveren. Met name bij de overgang van de situatie waarbij het waterdoorsnijdend oppervlak groot is naar de situatie waarbij dit veel kleiner is ($l > h_2$), zullen sterke veranderingen optreden. Het is dan zelfs zeer waarschijnlijk dat de metacentrumhoogte negatief wordt! Het vergroten van het waterdoorsnijdend oppervlak (ofwel van d_1) is dan noodzakelijk. Het is echter ook mogelijk om de constructie tijdens het afzinken met behulp van een kraan in evenwicht te houden. Een tijdelijke stalen ring om de bovenste cilinder heeft hetzelfde effect als vergroten van d_1 . Dit is echter erg duur. Voordeel is dat in het gebruiksstadium de golfkrachten worden beperkt.

Al met al vormt de stabiliteit geen onoverkomelijk probleem. Wel dienen de nodige maatregelen te worden getroffen, in ieder geval in de afzinkfase. In het verdere afstudeerwerk zal hierop nog worden teruggekomen (zie hfdst.10).

Hoofdstuk 10 : Het verdere afstudeerwerk

In de voorgaande hoofdstukken is getracht een beeld van de problematiek rond het ontwerp van een P.T.T.-relaisstation te geven. De in dit rapport vermelde eisen en gegevens zullen dienen als basis voor het verdere afstudeerwerk. De belangrijkste uitgangspunten zullen hier nog kort worden samengevat.

De nadruk zal liggen op de problemen die een rol spelen bij het ontwerp van een betonnen onderbouw.

Voor de berekening van de golfbelasting zal worden uitgegaan van een golfhoogte van 16 meter (U.L.S.) en een waterdiepte van 28,5 meter (stormvloedstand).

De belasting op de onderbouw ten gevolge van de antennemast en het dekhuis (m.b.t. het eigen gewicht) en ten gevolge van de windbelasting hierop zal worden geschat aan de hand van berekeningen van Protech.

Ter reductie van de golfbelasting is gekozen voor een 'composite-cylinder'. De eerste afmetingen zullen gesteld worden op :

hoogte onderste cilinder : $h_2 = 12,0$ meter
 hoogte bovenste cilinder : $h_1 = 35,0$ meter
 diameter onderste cilinder : $d_2 = 40,0$ meter
 diameter bovenste cilinder : $d_1 = 12,0$ meter

Uit dit rapport blijkt duidelijk dat het ontwerp van een P.T.T.-relaisstation talrijke problemen met zich meebrengt. Het is binnen de beschikbare tijd slechts mogelijk om een beperkt aantal aspecten te bekijken. Het verdere afstudeerwerk kan dan ook worden opgedeeld in :

- a) Het bepalen van de externe belastingen. Eigenlijk komt dit neer op het bepalen van de golfbelasting op de constructie. De overige belastingen zijn vrij eenvoudig te berekenen of zijn al bekend (windbelasting op de zendmast).

Dit gedeelte zal worden gedaan onder begeleiding van de vakgroep kustwaterbouwkunde.

- b) Het bepalen van de waterdruk tegen de onderkant van de constructie, het controleren van de stabiliteit en het onderkennen van overige geotechnische problemen. Met name voor de stabiliteitsberekening in afgezonken toestand zullen de nodige aannamen moeten worden gedaan omdat de beschikbare grondgegevens zeer gering zijn.

Dit gedeelte wordt gedaan bij de vakgroep geotechniek.

- c) Het dimensioneren van de betonnen onderbouw; het bekijken van elementen als transport, skirts, bodembescherming, etc. Het is nu nog moeilijk te zeggen welke onderdelen precies aan bod zullen komen en hoe diep hierop zal worden ingegaan.

Dit gedeelte wordt gedaan bij de vakgroep constructieve waterbouwkunde.

Tot slot nog het volgende. In de verschillende fasen zal telkens teruggekoppeld moeten worden naar een vorige fase. Aannamen over belastingen enz. zullen moeten worden gecontroleerd en dimensies zullen hieraan eventueel worden aangepast. Het ligt in de bedoeling in de laatste weken van het afstudeerproces de constructie te optimaliseren t.a.v de berekeningen die zijn uitgevoerd (waarbij wel globale restricties worden aangegeven m.b.t. problemen waaraan, tenminste 'rekenkundig', geen aandacht is besteed).

Bijlage 1 : straalverbindingen

Omdat het afstudeerwerk gaat over een relaisstation t.b.v. een straalverbinding over de Noordzee, volgt hier in het kort de werking van zo'n straalverbinding.

Een sv-circuit bestaat in de regel uit een tweetal eindstations die via een aantal relaisstations met elkaar verbonden zijn. Het aantal relaisstations wordt bepaald door de lengte van de keten. Bij verbindingen tot 50 km is in het algemeen geen relaisstation nodig.

Het ene eindstation onttrekt haar signaal van de kabel en verandert het in een ander type signaal, dat uitgezonden wordt. Een relaisstation ontvangt dit, inmiddels verzwakte signaal, versterkt dit, en zendt het weer door. Het andere eindstation ontvangt dit signaal en zet het weer om in het oorspronkelijke signaal.

Het platform op de Bligh Bank is een relaisstation, evenals het platform dat op de North Falls (aan Engelse zijde) komt. Eindstations komen in Thanet (Engeland) en Zeebrugge (Belgie).

Voordelen om naast een kabelnet over een sv-net te kunnen beschikken zijn :

- a) een vijftienvoudige capaciteit.
- b) vergroting van de bedrijfszekerheid. De storingen die in het sv-net optreden zijn meestal het gevolg van heel andere verschijnselen dan welke aanleiding geven tot storingen in het kabelnet. Een gelijktijdig gestoord raken van beide verbindingen ligt dus niet voor de hand. Verdeling van het telefoonverkeer over beide media vergroot dus de bedrijfszekerheid.

Voor een uitvoerige beschrijving wordt verwezen naar :
'Handleiding straal- en satellietverbindingen' door J.H.M. den Bremer (radiodienst P.T.T., 1 april 1971).

Bijlage 3 : Lay-out van een dekhuis

In het rapport is slechts zeer kort ingegaan op de opbouw en de inrichting van een dekhuis. Dit komt omdat dit vrij specialistisch werk is, waarvoor kennis van het functioneren van de apparatuur, c.q. kennis van de benodigde apparatuur een vereiste is. Om toch een indruk te geven van het opbouwen en inrichten van het dekhuis bij het staalontwerp (stalen onderbouw) is deze bijlage aan het rapport toegevoegd.

De gegevens zijn afkomstig van lit.2.



PROTECH INTERNATIONAL
general engineers and consultants

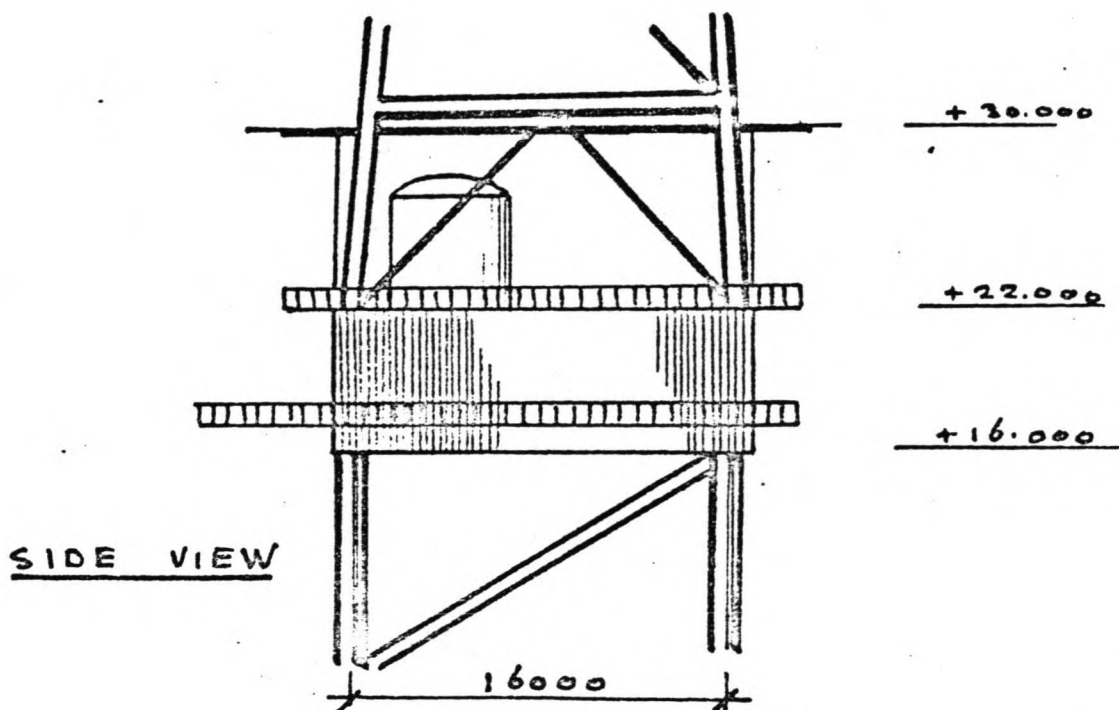
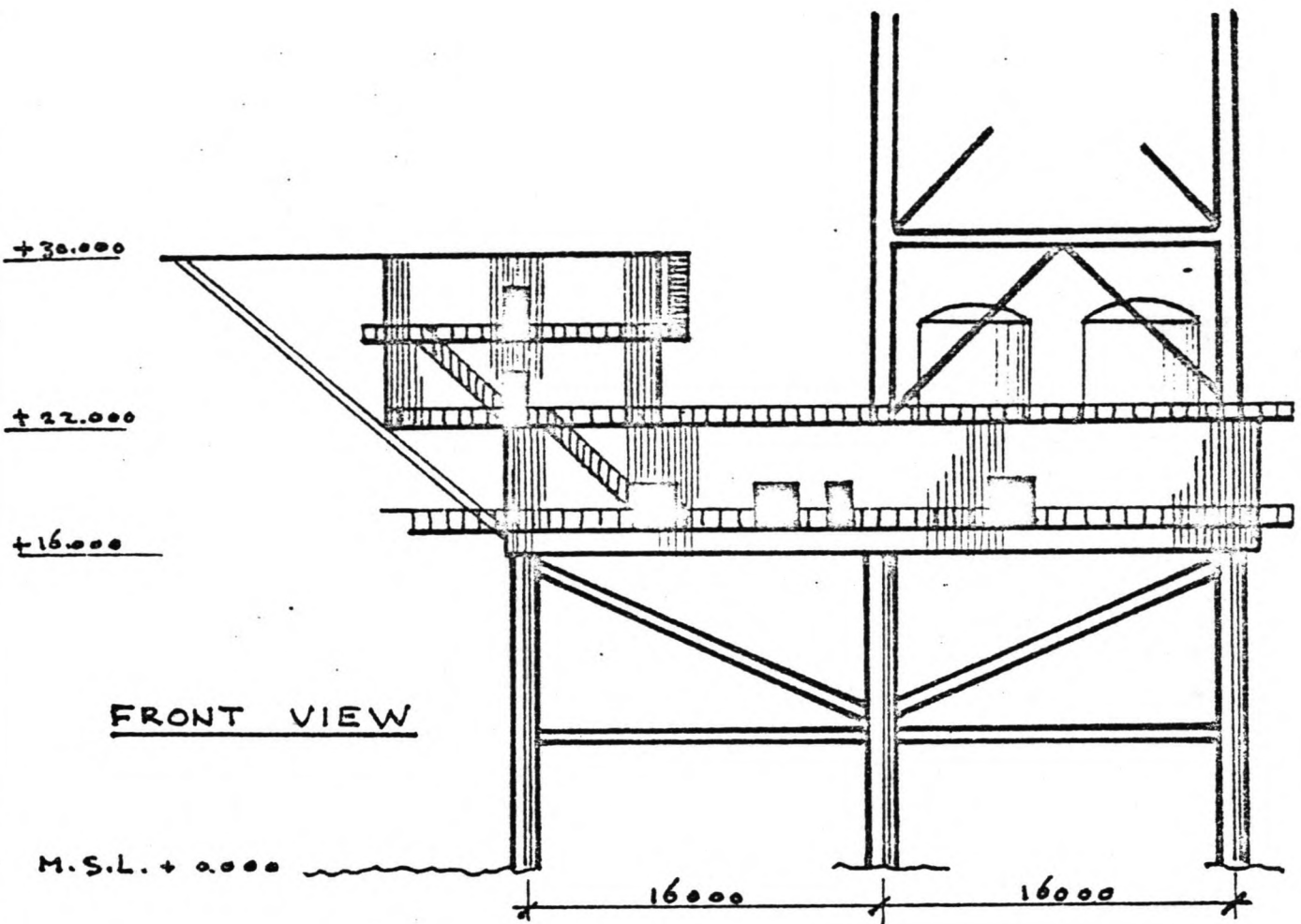
holland

Made by: T.C. Chkd by: Appr. by:
Subject: Lay-outs; Project Son
Customer: P.T.T.

CALCULATION SHEET

Sheet: 6 of 6
Job No.: 2497
Dwg No.:
Date: 15/2/83

revision: 1



Annex: 8
VIEWS

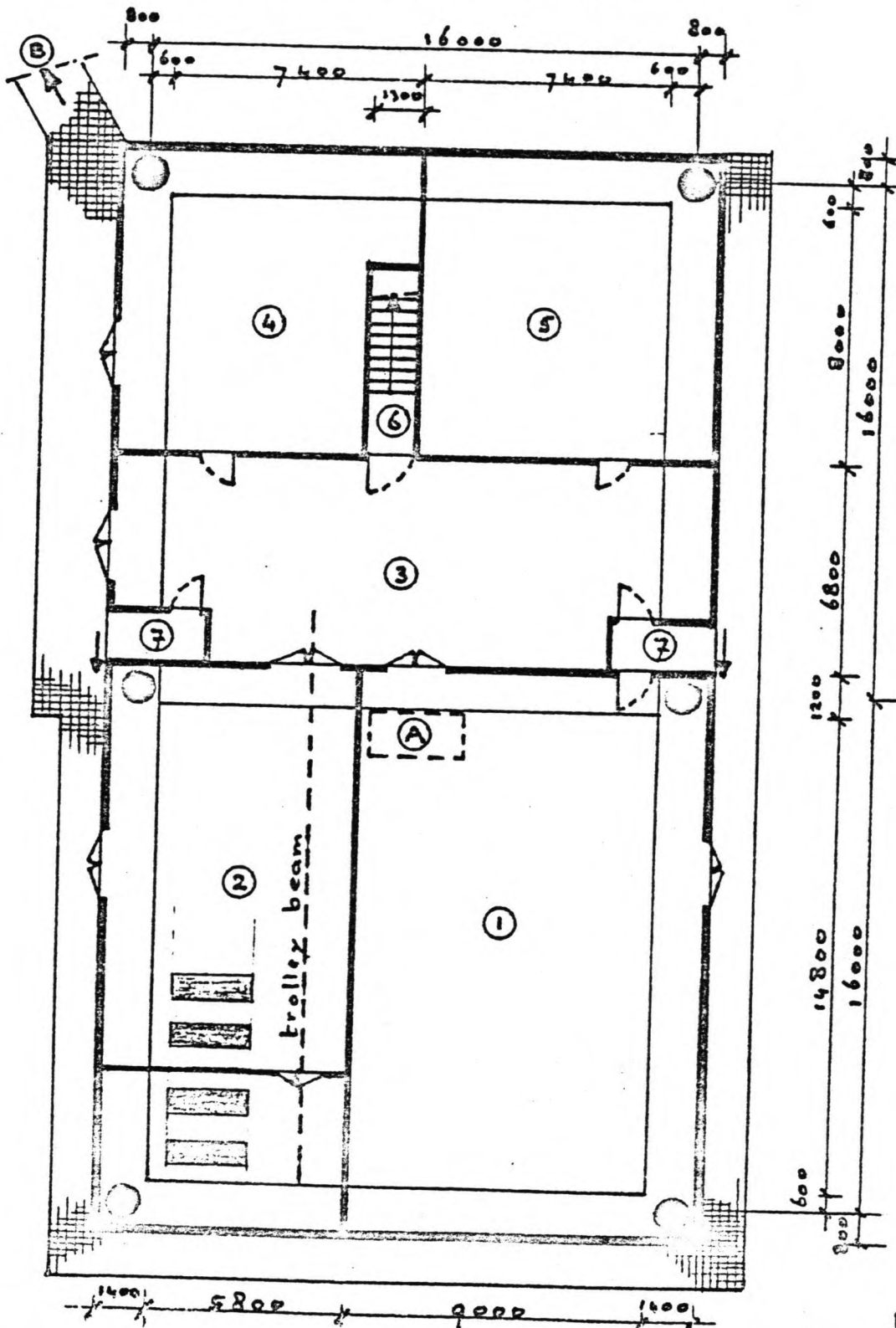


- 1: radio equipment room.
- 2: engine room.
- 3: workshop.
- 4: airco, centr. heating, ventilation
- 5: battery room.
- 6: stair to living quarter
- 7: air lock.

A: waveguide exit through roof.
B: to crane and boatlanding.

NOTES:

- 1: all dimensions are given in millimeters
- 2: dimensions are given to centerlines of walls.



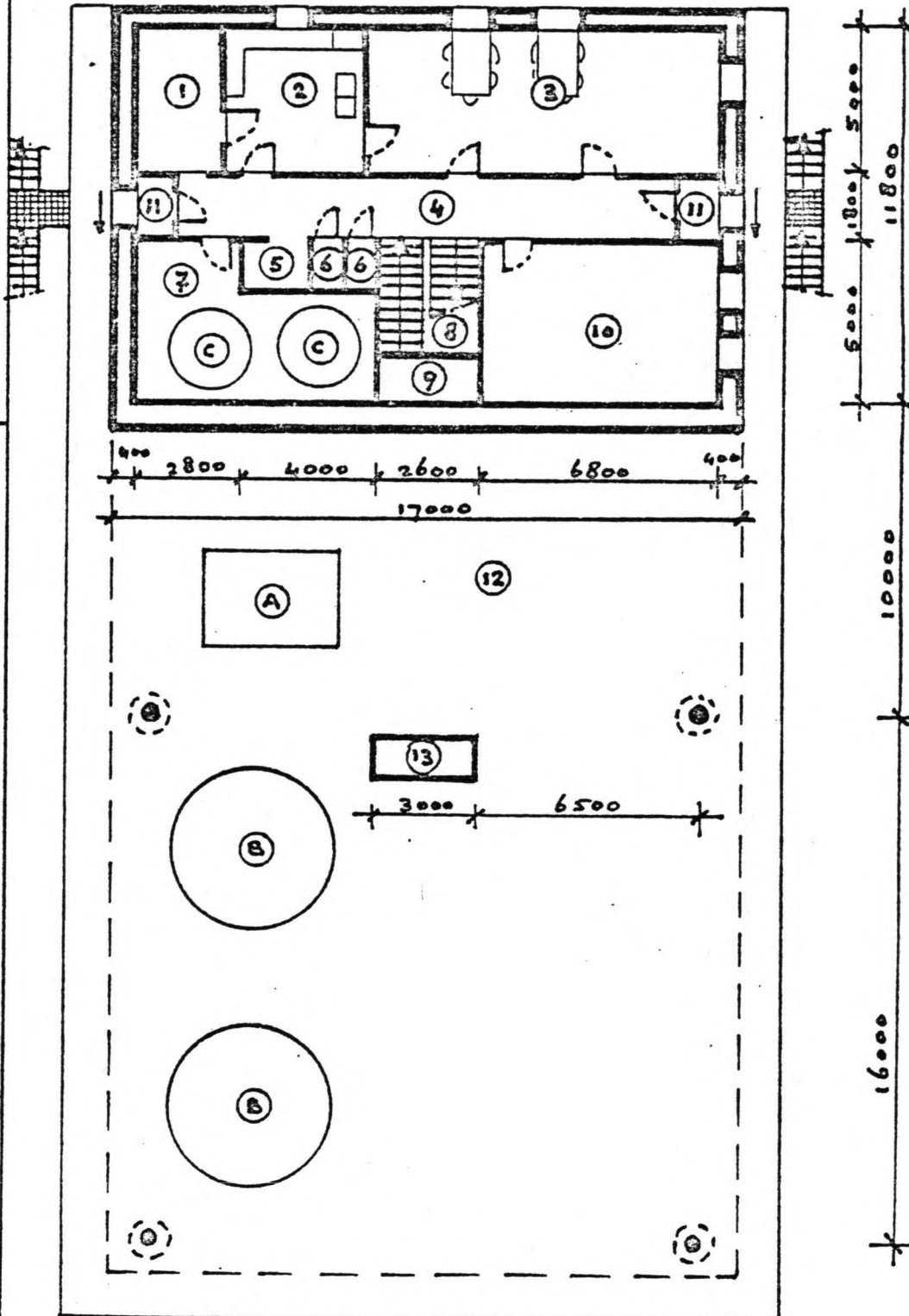
Annex: 2

LOWER DECK

- 1: food storage.
- 2: kitchen.
- 3: dining/recreation room.
- 4: corridor.
- 5: cloakroom.
- 6: toilets.
- 7: material storage room
- 8: stairwell.

- 9: central duct.
- 10: multiple purpose room.
- 11: airlock.
- 12: erection deck.
- 13: waveguide duct.
- A: lifting hatch.
- B: fuel oil storage tanks.
- C: water storage tanks.

400 2500 4500 9200 400



NOTES:

- 1: all dimensions are given in millimeters
- 2: dimensions are given to centerline of walls

Annex: 8

MAIN DECK.



PROTECH INTERNATIONAL by
general engineers and consultants

holland

Made by: T.C Chkd by: Appr. by:
Subject: Lay-outs; Project Son
Customer: P.T.T.

CALCULATION SHEET

Sheet 4 of 6
Job No.: 2497
Dwg No.:
Date: 15/2/80

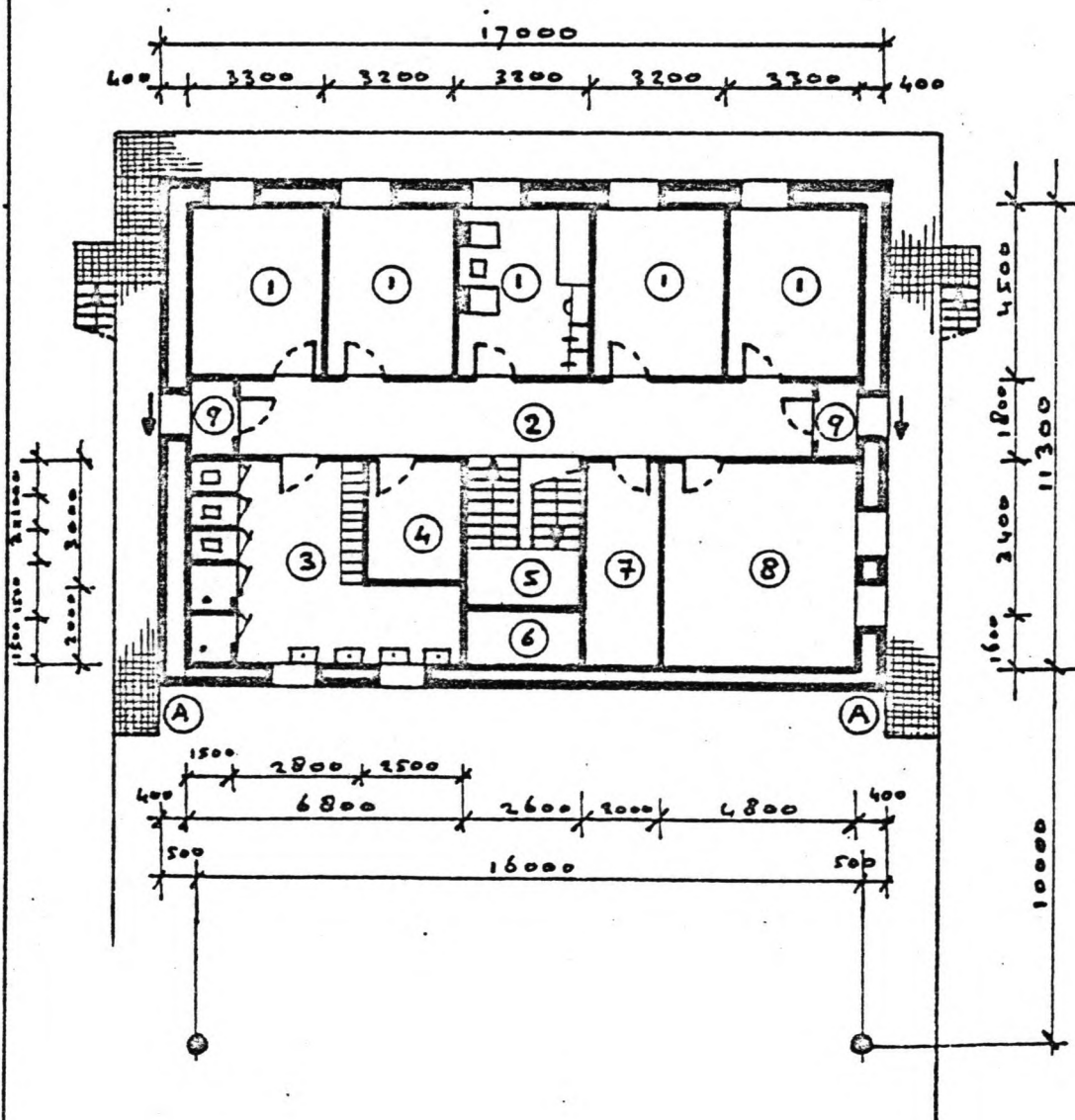
revision: 2

- 1: 2-men bedroom.
- 2: corridor
- 3: wash & lockerroom.
- 4: safety room.
- 5: stairwell
- 6: central duct
- 7: janitors room
- 8: office
- 9: airlock

A: to helideck

NOTES:

- 1: all dimensions are given in millimeters
- 2: dimensions are given to centerlines of walls



Annex: 8

UPPER DECK

Bijlage 4 : bepaling van het massatraagheidsmoment van de
samengestelde cilinder om een as door het
zwaartepunt, loodrecht op de cilinderas

In deze bijlage zal het massatraagheidsmoment worden bepaald voor de samengestelde cilinder, zoals beschreven in hoofdstuk 9.

De as door het zwaartepunt waarom het traagheidsmoment zal worden bepaald zal de x-as worden genoemd (zie fig.1).

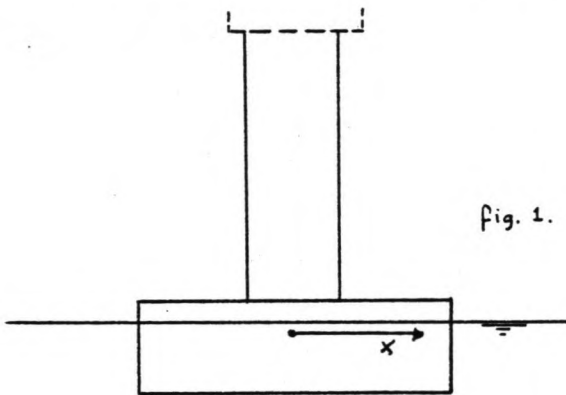


Fig. 1.

De samengestelde cilinder bestaat uit een aantal elementen. Voor elk element afzonderlijk kan het massatraagheidsmoment worden bepaald t.o.v. een as door het eigen zwaartepunt, evenwijdig aan de hiervoor genoemde x-as. Deze as door het eigen zwaartepunt van een element zal de e-as worden genoemd.

Voor de bijdrage aan het totale massatraagheidsmoment van de gehele constructie t.o.v. de x-as kan de verschuivingsregel worden toegepast :

$$J_x = J_e + m \cdot d^2$$

Waarin :

J_x = massatraagheidsmoment om de x-as

J_e = massatraagheidsmoment om de e-as

m = massa van het element

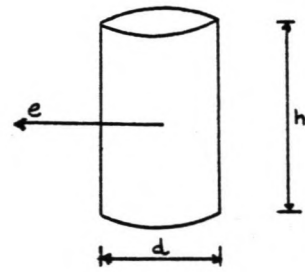
d = afstand tussen de x-as en de e-as

Het massatraagheidsmoment van de samengestelde cilinder is gelijk aan de som van de afzonderlijke bijdragen J van de elementen.

Voor een volle cilinder bedraagt het massatraagheidsmoment t.o.v. de e-as (zie fig.2) :

$$J_e = 0,1666.m.(d^2 + 1,333.h^2)$$

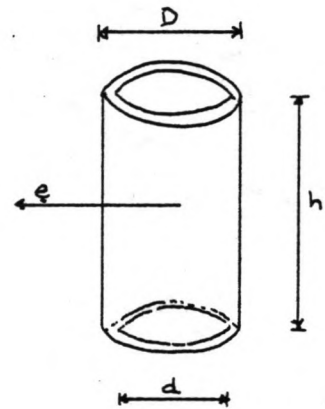
$$m = 0,25.\pi.d^2.h.\rho_b$$



Net als dat bij een systeem de traagheidsmomenten bij elkaar kunnen worden opgeteld, kan voor een holle cilinder het massatraagheidsmoment worden bepaald door de massatraagheidsmomenten van een cilinder met grote diameter D en kleine diameter d van elkaar af te trekken :

$$J_e = 0,1666.m.(D^2 + d^2 + 1,333.h^2)$$

$$m = 0,25.\pi.(D^2 - d^2).h.\rho_b$$

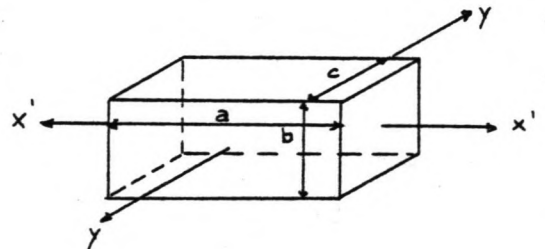


Behalve uit twee holle cilinders, bestaat het systeem ook nog uit vloeren ('volle cilinders met geringe hoogte') en wanden. Voor de wanden geleden de volgende waarden :

$$J_y = 0,8333.m.(a^2 + b^2)$$

$$J'_x = 0,8333.m.(b^2 + c^2)$$

$$m = a.b.c.\rho_b$$



Als benadering zullen van de vier wanden slechts twee worden meegenomen, waarbij er een een eigen massatraagheidsmoment heeft van J_y en een een eigen massatraagheidsmoment heeft van J_x .

Invullen van de waarden uit het voorbeeld van hoofdstuk 9 levert het gevraagde massatraagheidsmoment J_ϕ . waarbij verder moet worden opgemerkt dat de vloeren in de bovenste cilinder liggen op 29, 32 en 35 m. Wat betreft het dekhuis en helidek wordt het eigen massatraagheidsmoment verwaarloosd en het zwaartepunt verondersteld op 50 m. boven de cilinderbodem.

Het totale massatraagheidsmoment bedraagt dan :

$$J_\phi = 2,84 \cdot 10^9 \text{ [kgm}^2\text{]}$$

Literatuurlijst :

- 1) Protech International B.V.
Voorontwerp van een zendmast op de Noordzee
Protech International B.V. - 1979 - Schiedam
- 2) Protech International B.V.
Straalverbinding over de Noordzee
Ontwerpeisen
deel 1 : gebruikerseisen
deel 2 : constructieve eisen en omgevingsrandvoorwaarden
Protech International B.V. - 1979 - Schiedam
- 3) Protech International B.V.
Constructief ontwerp van de antennemast
Protech International B.V. - 1980 - Schiedam
- 4) J.H.M. den Bremer
Handleiding straal- en satellietverbindingen
Radiodienst P.T.T. - 1971 - Amersfoort
- 5) Dienst der hydrografie van de Koninklijke Marine
Stroomatlas Noorzee Zuidelijk Deel
Dienst der hydrografie van de Koninklijke Marine - 1976 - den Haag
- 6) Hydrografisch Bureau
Zeemansgids Nederlandse Kust
Hydrografisch Bureau - 1979 - Den Haag
- 7) W.W.Massie
Coastal Engineering
Volume 1, introduction
Coastal Engineering Group
Afd.der Civiele Techniek - T.H.Delft - 1980 - Delft
- 8) H.van Koten & C.A.M. Bos
Windbelasting : toelichting op de T.G.B. 1972
- 9) Knut Schjetne
Foundation Engineering for g-structures in the North Sea
tijdschrift 'de ingenieur' no.41 - Kivi - 1976 - den Haag

- 10) G.Tol & P.W.Dool
Inleiding Offshore Techniek
Afd.der civiele techniek - T.H.Delft - 1979 - Delft
- 11) W.Meermans
Golfbelasting en opwaartse waterdruk op een cilinder met grote diameter t.o.v. de lengte van de invallende golf, gesitueerd op de Bligh Bank.
Rapportnummer : 13820101
Vakgroep constructieve waterbouwkunde
Afd.der civiele techniek - T.H.Delft - 1982 - Delft
- 12) E.W.Bijker
Cursus Vakwerkconstructies in zee (postdoctoraal onderwijs)
Afd.der civiele techniek - T.H.Delft - 1972/1973 - Delft
- 13) R.L.Wiegel
Oceanographical Engineering
Prentice Hall Inc.- 1964 - Englewood Cliffs,N.J.
- 14) M. de Vries
Inleiding vloeistofmechanica
Vakgroep vloeistofmechanica
Afd.der civiele techniek - T.H.Delft - 1978 - Delft
- 15) M. de Vries
Vloeistofmechanica
Vakgroep vloeistofmechanica
Afd.der civiele techniek - T.H.Delft - 1979 - Delft
- 16) A. Starink
Ontwikkelingen in de Offshore Techniek
tijdschrift 'de ingenieur',no.2 - Kivi - 1982 - Den Haag