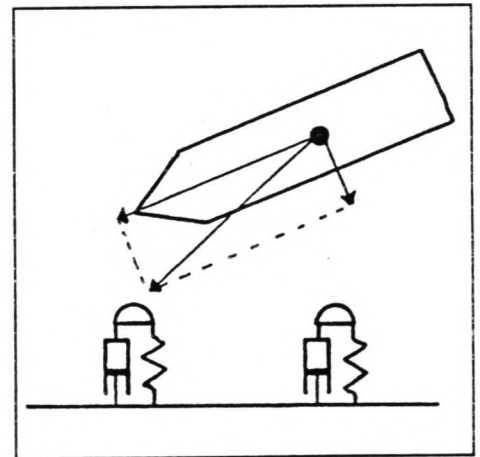
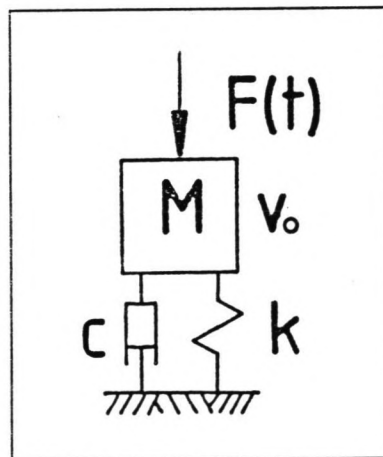
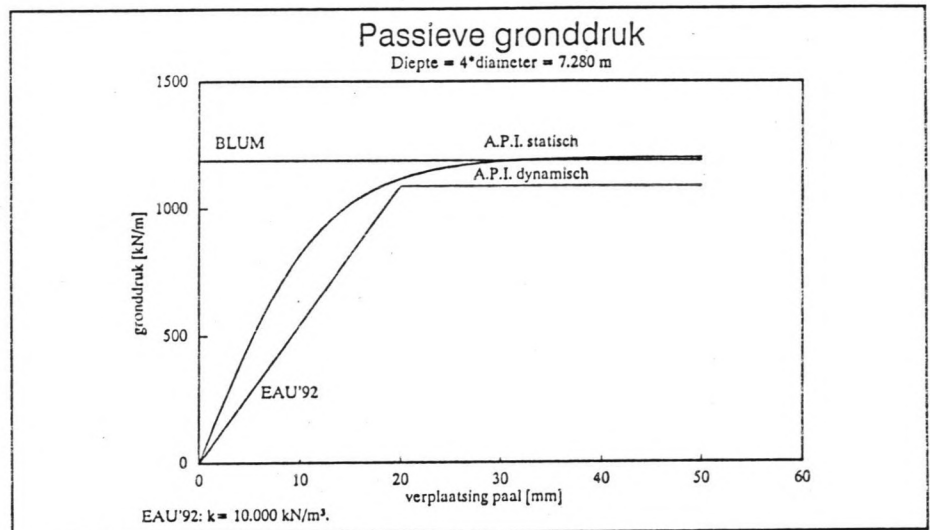


Vergelijking van Berekeningsmethoden voor Dukdalven.

Afstudeerverslag

September 1993.

P. van der Vorm.



Vergelijking van berekeningsmethoden voor:

dukdalven

Afstudeerder: P. van der Vorm.

Hoogleraar: Prof. ir. A. Glerum

Coördinator: Ir. K.G. Bezuijen

Begeleider: Ir. J.G. de Gijt

Datum: 24 september 1993.

Voorwoord

Met dit verslag wordt het onderzoek, verricht in het kader van het afstudeerproject, afgesloten. Tevens vormt het de afsluiting van m'n opleiding tot civiel ingenieur aan de Technische Universiteit Delft. Op deze plaats bedank ik dan ook de leden van de afstudeercommissie: dhr. Glerum, dhr. Bezuijen en dhr. De Gijt voor de begeleiding.

Na een stage en een kort werkverband vond het afstuderen grotendeels plaats bij het Ingenieursbureau Havenwerken van Gemeentewerken Rotterdam. Hier is mij de gelegenheid geboden om van diverse faciliteiten gebruik te maken. Tevens is een woord van dank op z'n plaats voor de medewerkers die mij van advies hebben voorzien.

Een deel van het rekenwerk is verricht bij de Bouwdienst van Rijkswaterstaat. Met name zeg ik dhr. Van der Graaf dank voor de ondersteuning tijdens de werkzaamheden in Utrecht.

Rotterdam, september 1993.

Samenvatting

In de Rotterdamse haven staat een groot aantal dukdalven. Bij het ontwerp wordt gebruikgemaakt van de langer bestaande methode Blum. Recent is door Rijkswaterstaat en Grondmechanica Delft een nieuwe methode ontwikkeld. Hierbij is een model gemaakt in het discrete elementen programma Tilly. Dit was aanleiding voor Ingenieursbureau Havenwerken van Gemeentewerken Rotterdam om deze methoden én die in de Duitse richtlijn E.A.U.'90 met elkaar te vergelijken. In het kader van het afstudeerproject is een literatuurstudie uitgevoerd en zijn vergelijkende berekeningen gemaakt.

In deze 3 methoden is de laterale grondreactie verschillend. Bij de methode Blum en E.A.U. wordt van rechte glijvlakken uitgegaan, waarbij de E.A.U. een kleinere spreiding van de belasting in de grond voorschrijft. De grootte van de laterale gronddruk is afhankelijk van de verplaatsing van de paal. In het Tilly model wordt gebruikgemaakt van de p-y curven van het A.P.I., welke benaderd worden met 3 elasto-plastische veren. De stoot van het schip wordt bij Blum en de E.A.U. met een statische kracht in berekening gebracht. In Tilly wordt een schematische massa met een snelheid toegepast. Voor de dukdalf wordt de veerconstante berekend. Uit de Tilly berekening volgt tevens een dempingsconstante.

De vergelijkende berekeningen zijn voor 4 lokaties gemaakt i.v.m. verschillende bodemgesteldheid:

Hartelhaven, Waalhaven en Calandkanaal in het Rijnmond gebied en de Eemshaven in Delfzijl. Daarnaast zijn twee schadegevallen in de Rotterdamse haven bestudeerd.

De hydrodynamische krachten zijn van grote invloed op de afmeerenergie en kunnen met het programma Bots van het Waterloopkundig Laboratorium in berekening worden gebracht. Hierin wordt de afmeermanoeuvre van het schip geschematiseerd tot een gedempt massa-veer systeem. De hydro-dynamische krachten worden op basis van de potentiaal theorie (Fontijn) of de langegolf theorie (Kolkman) berekend. Met Bots zijn de optredende maximale krachten berekend voor de met de verschillende methoden berekende stijfheden van de dukdalven op de 4 lokaties.

Conclusies:

- Met de methode Blum kan snel een ontwerp voor een dukdalf gemaakt worden, waarbij van gedraineerd grondgedrag uitgegaan wordt. Een berekening met verschillende grondlagen is beperkt mogelijk.
- Het ontwerpvoorschrift van de E.A.U. wordt niet aanbevolen.
- Met het model in Tilly kunnen eenvoudig verschillende grondlagen in berekening gebracht worden. Het model berekend een lagere veerstijfheid voor de dukdalf dan Blum.
- De invloed van de keelclearance op de afmeerenergie is groot en leidt tot een zwaarder ontwerp.

Inhoudsopgave.

1	Inleiding	1
1.1	Opdracht.	1
1.2	Probleemstelling.	1
1.3	Doelstelling.	1
1.4	Omschrijving volgens de encyclopedie.	1
1.5	Ontwikkeling en toepassing.	2
1.6	Verschijningsvormen.	2
1.7	Materiaalkeuze.	2
1.8	Profielen.	5
1.9	Plooi van buisprofielen.	6
2	Belastingen op een dukdalf.	7
2.1	Inleiding.	7
2.2	Troskracht.	7
2.3	Stootbelasting.	7
2.4	Toelaatbare druk op de scheepshuid.	9
3	Energie van het schip.	11
3.1	Inleiding.	11
3.2	Bepalen van de energie van een varend schip.	11
3.3	Methode met constante coëfficiënten.	12
3.3.1	Massa van het schip.	12
3.3.2	De hydrodynamische massa.	14
3.3.2.1	Cilinder.	14
3.3.2.2	Costa.	15
3.3.2.3	Saurin.	15
3.3.2.4	Blok en Dekker.	15
3.3.2.5	Vrijburcht.	15
3.3.2.6	Vergelijking.	16
3.4	Snelheid.	16
3.5	Overschrijdingskrommen.	18
3.6	Excentrische botsing.	18
4	Hydrodynamische massa van een schip.	21
4.1	Inleiding.	21
4.2	Hydrodynamische krachten.	21
4.3	Randvoorwaarden en uitgangspunten.	23
4.4	Dynamische berekening van schip en fender met water.	24
4.5	Bots.	25
5	Berekeningsmethoden voor het paal-grondsysteem.	27
5.1	Inleiding.	27
5.2	Lateraal belaste palen.	27
5.3	De drie methoden geresumeerd.	29

10	Analyse.	75
	10.1 Inleiding.	75
	10.2 Uitgangspunten.	75
	10.3 Veerstijfheid.	75
	10.4 Maximale kracht bij de botsing.	76
	10.5 Maximaal moment.	77
	10.6 Schade gevallen.	77
	10.6.1 North Sea Ferries.	77
	10.6.2 Dintelhaven.	78
	10.7 Berekeningen met Bots.	78
	10.8 Conclusies rekenmethoden.	80
	10.9 Conclusies Bots berekeningen.	81
	10.10 Aanbevelingen.	82
	Literatuurlijst.	83

	Bijlage I. Windkrachten op schepen.	87
	Bijlage II. Verhouding BRT - DWT.	89
	Bijlage III. Relatie DWT en scheepsafmetingen.	91
	Bijlage IV. Berekening van hydrodynamische coëfficiënten.	95
	Bijlage V. Berekening volgens BLUM.	103
	Bijlage VI. Schelpfactoren volgens E.A.U.	107
	Bijlage VII. Het optreden van plooi bij buispalen.	109
	Bijlage VIII. Tilly.	111
	Bijlage IX. Afleiding veer- en demperconstante paal.	113
	Bijlage X. Wachtplaatsen.	
	Bijlage XI. Caldic.	
	Bijlage XII. Waalhaven.	
	Bijlage XIII. Delfzijl.	
	Bijlage XIV. North Sea Ferries.	
	Bijlage XV. Dintelhaven.	
	Bijlage XVI. Lokaties; kaarten.	

6	De berekeningsmethode BLUM.	31
6.1	Inleiding.	31
6.2	Uitgangspunten.	31
6.3	Horizontale gronddruk.	31
6.4	Schelpwerking.	32
6.5	Doorbuiging.	33
6.6	Aanpassingen volgens de E.A.U.'90.	34
6.7	Gelaagde bodem.	36
6.8	Cohesieve grond.	36
6.9	Berekeningen met de methode Blum.	37
7	Berekeningsmethode volgens de continu verend ondersteunde ligger.	39
7.1	Inleiding.	39
7.2	Gronddruk.	40
7.3	Veerconstante.	43
7.3.1	Inleiding.	43
7.3.2	Methode Ménard.	43
7.3.3	Terzaghi.	45
7.3.4	Methode B25.	46
7.3.5	Evaluatie methoden ter bepaling beddingsconstante.	46
7.4	Ongedraineerde situatie.	46
7.5	Berekeningen volgens de Methode E.A.U.	47
8	P-Y curven.	49
8.1	Inleiding.	49
8.2	A.P.I.:	49
8.3	Bezwijksterkte van zandgrond	50
8.4	Last-verplaatsing curve (zand)	51
8.5	Normaal geconsolideerde kleisoorten.	52
8.6	Last-verplaatsing curve klei.	53
8.7	Overgeconsolideerde klei.	55
8.8	Model in Tilly.	56
8.9	Grondlagen in Tilly.	57
9	Berekeningsresultaten.	61
9.1	Inleiding.	61
9.2	Gegevens verzameling.	61
9.3	Wachtplaatsen in de Hartelhaven.	62
9.4	Caldic, gelegen aan het Calandkanaal in het Europoortgebied.	64
9.5	Waalhaven in Rotterdam-Zuid.	65
9.6	Eemshaven in Delfzijl.	66
9.7	North Sea Ferries (NSF), Beneluxhaven in de Europoort.	67
9.7.1	Inleiding.	67
9.7.2	Schade.	67
9.7.3	Berekeningen Beneluxhaven.	67
9.8	Dintelhavenbrug over het Hartelkanaal in het Europoortgebied.	69
9.9	Resume.	70
9.10	Vergelijking maximale gronddruk.	72

1 Inleiding

1.1 Opdracht.

In deze afstudeerrapportage staat de ontwerpprocedure van dukdalven centraal. Bij het Ingenieursbureau Havenwerken van Gemeentewerken Rotterdam is er behoefte aan een inventarisering van de huidige ontwerpmethodieken. De afdeling van Gemeentewerken Rotterdam heeft veel van deze constructies voor de Rotterdamse haven ontworpen en is tevens betrokken bij de reparatie en vervanging van beschadigde dukdalven. Naast de inventarisering is men ook geïnteresseerd in een nieuwe berekeningsmethode welke recent door Rijkswaterstaat in samenwerking met Grondmechanica Delft is opgezet. Met het uitvoeren van vergelijkende berekeningen met drie berekeningsmethoden moet er duidelijkheid verkregen worden over het (rekenkundig) gedrag van de constructie. Hierbij is met name het voorspelde momentenverloop in de paal en de stijfheid van de constructie van belang.

De vergelijkende berekeningen worden gemaakt voor vier lokaties met onderling sterk verschillende bodemopbouw en twee schadegevallen.

De constructeur staat een aantal berekeningsmethoden ter beschikking en moet daaruit een keuze maken. Met dit afstudeerwerk wordt gepoogd de achtergrond van de methoden te belichten en tot een advies te komen met betrekking tot een te volgen ontwerpmethodiek voor dukdalven.

In dit verslag komt eerst de informatie uit de literatuur aan de orde. Aangevangen wordt met een beschrijving van de constructie en gevolgd door de materiaalkeuze en vormgeving. Vervolgens komen de rekenmethoden en rekenresultaten aanbod.

1.2 Probleemstelling.

Door de schaalvergroting die zich in de afgelopen decennia binnen de zeescheepvaart en binnenvaart heeft voltrokken zijn de belastingen op afmeerfaciliteiten sterk toegenomen. De gehanteerde berekeningsmethode voor dukdalven is onveranderd gebleven. Recent is een nieuwe methode ontwikkeld waarin het dynamische aspect van de afmeermanoeuvre is verdisconteerd.

1.3 Doelstelling.

De doelstelling van het afstudeerwerk is het evalueren van enkele berekeningsmethoden voor dukdalven en het het doen van een aanbeveling voor een te volgen werkwijze bij het ontwerp. Dit leidt dan tot de aanbeveling voor het gebruik van een van één of een combinatie van meerdere berekeningsmethoden.

1.4 Omschrijving volgens de encyclopedie.

In de Grote Winkler Prins encyclopedie staat de Dukdalf als volgt beschreven: (waarschijnlijk van het franse: duc d'Alve = hertog Alva, naar zijn onverzettelijkheid), samenstel van houten palen dat dient voor het afmeren van schepen, die soms rechtstreeks daaraan vastleggen of indirect. In plaats van dukdalven maakt men tegenwoordig bij voorkeur meerstoelen uitgevoerd in hout, staal of beton.

Er moet hierbij aangetekend worden dat het materiaal beton niet wordt toegepast bij dukdalven in de hoedanigheid van afmeerconstructie, maar in enkele gevallen daar waar het een beschermingsconstructie (voor een brugpijler) betreft.

Ontwikkeling en toepassing.

Werden vroeger deze palen nog aan boord meegenomen van de schepen ten tijde van hertog Alva, tegenwoordig zijn deze palen als vaste voorzieningen in iedere haven aan te treffen. De functie van dukdalven is tweeledig:

- het opnemen van de energie van een afmerend schip
- het opnemen van een troskracht van een afgemeerd schip

Dukdalven worden op diverse lokaties in een haven aangetroffen:

- bij wachtplaatsen
- bij bruggen
- voor steigers
- voor kademuren
- in remmingwerken

Bij kademuren wordt vrijwel altijd met fenders volstaan. In de Waalhaven bij de uitbreiding van Pier 6 zijn echter dukdalven toegepast. De reden hiervan is dat het eerste stuk uit een steiger bestond en de uitbreiding, een kademuur, een zelfde uiterlijk mee kreeg als de steiger.

5 Verschijningsvormen.

Er bestaan vele verschijningsvormen van dukdalven, waarbij het gebruikte materiaal hout of staal kan zijn. De houten dukdalven worden in meerdere configuraties toegepast. Voor de pleziervaart is een in de grond geheide paal voldoende. Bij bruggen en sluisjes worden twee of drie palen aan elkaar gekoppeld waardoor een kort remmingwerk ontstaat. Voor de grotere schepen wordt een zware houtenpaal van schoorpalen voorzien om voldoende sterkte te creëren.

Doordat vanaf de jaren 50 de grootte van de schepen gestaag is toegenomen werden ook zwaardere dukdalven noodzakelijk met voldoende sterkte en arbeidsvermogen. Daarbij is staal steeds vaker toegepast. In de volgende paragraaf zal kort op de materiaal keuze worden in gegaan.

7 Materiaalkeuze.

Blum [1] geeft een aantal korte afleidingen voor de materiaalkeuze van de dukdalf. Voor de afleiding doet Blum een aantal aannamen. De berekeningsmethode, volgens de theorie van Blum voor een dukdalf, is verder in het rapport te vinden. Die doet hier nog niet terzake. Wel van belang is de scheepsstoot bij het afmeren.

Gesteld wordt dat de energie van het schip gelijk is aan:

$$E = \frac{1}{2} * m * v^2 \quad (1.2)$$

$E = \text{energie} \quad [\text{kNm}]$
 $m = \text{massa} \quad [\text{kg}]$
 $v = \text{snelheid} \quad [\text{m/s}]$

Deze energie wordt door een in de grond ingeklemde paal opgenomen doordat deze doorbuigt. Als aangenomen wordt dat de doorbuiging van de dukdalf evenredig is met de uitgeoefende kracht, volgt voor de door de paal verrichte arbeid dat deze gelijk is aan:

$$A = P * \frac{\delta}{2} \quad (1.3)$$

$A = \text{arbeid} \quad [\text{kNm}]$
 $P = \text{kracht} \quad [\text{kN}]$
 $\delta = \text{doorbuiging} \quad [\text{m}]$

De kinetische energie van het schip wordt omgezet in de potentiële energie van de paal. Er geldt nu:

$$m * v^2 = P * \delta \quad (1.4)$$

Voor de doorbuiging als functie van de hoogte van het aangrijpingspunt van de kracht geldt:

$$\delta = \frac{P * h^3}{3 * E * I} \quad (1.5)$$

$h = \text{fictieve lengte inklemming} \quad [\text{m}]$
 $E = \text{elasticiteitsmodulus} \quad [\text{N/m}^2]$
 $I = \text{traagheidsmoment} \quad [\text{m}^4]$

De grootste spanning in de paal ter hoogte van de inklemming:

$$\sigma = \frac{P * h}{W} \quad (1.6)$$

$\sigma = \text{spanning}$
 $W = \text{weerstandsmoment}$

Uit de voorgaande vergelijkingen volgt:

$$\sigma = \sqrt{\frac{m \cdot v^2 \cdot 3 \cdot E \cdot I}{h \cdot W^2}} \quad (1.7)$$

$$\delta = \sqrt{\frac{m \cdot v^2 \cdot h^3}{3 \cdot E \cdot I}} \quad (1.8)$$

$$P = \sqrt{\frac{m \cdot v^2 \cdot E \cdot I}{h^3}} \quad (1.9)$$

Bij een hogere stoot, toenemende h , neemt de spanning volgens verg.1,7 in de paal af. Het laagste aangrijpingspunt van de kracht geeft de hoogste spanningen, zodat bij variërende waterstanden zoals die voorkomen in getijde havens de laagste waterstand maatgevend is.

Uit dezelfde vergelijking blijkt dat de optredende spanning evenredig is met de wortel uit de elasticiteitsmodulus van het materiaal, waarbij voor de overige parameters een onveranderde waarde wordt aanhouden.

Bij vergelijking van hout en staal volgt:

$$\begin{aligned} \sigma_{staal} &= \sigma_{hout} \sqrt{\frac{E_s}{E_h}} = 10 \sqrt{\frac{210.000}{10.000}} = 45,9 \text{ N/mm}^2 \\ \sigma_{hout} &= 10 \text{ N/mm}^2 \\ \sigma_{s, toel} &= 240 - 640 \text{ N/mm}^2 \end{aligned} \quad (1.10)$$

Staal is uitermate geschikt. Door de ontwikkeling van de zeer hoogwaardige staalsoorten met een vloeispanning hoger dan 500 N/mm² kan een dukdalf relatief licht geconstrueerd worden.

Een andere materiaalparameter welke van belang is, is de breukrek. Deze volgt uit de verhouding van de vloeispanning en de elasticiteitsmodulus.

$$\frac{\sigma}{E} = \frac{\Delta L}{L} : \begin{array}{cc} \text{hout} & \text{staal} \\ \frac{1}{1000} & \frac{1}{875} - \frac{1}{330} \end{array} \quad (1.11)$$

Een hoge waarde is gunstig.

Door praktische beperkingen, hout is een natuurproduct en alsgevolg daarvan in beperkte afmetingen te verkrijgen, worden houten dukdalven alleen voor de pleziervaart toegepast en zijn

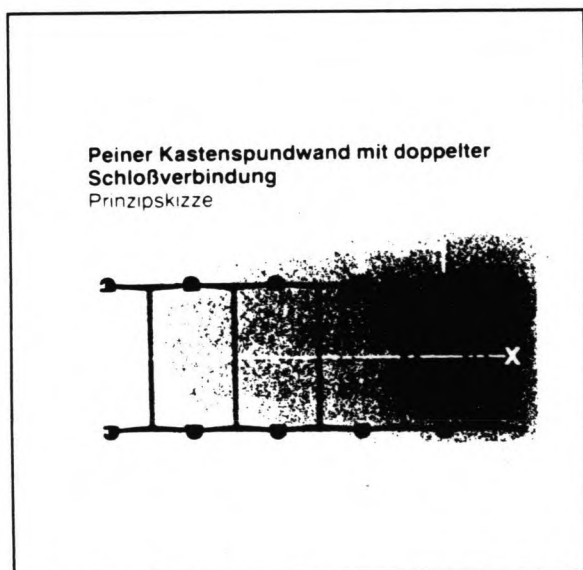
dukdalven voor de binnenvaart en zeeschepen van staal. Dit houdt niet in dat hout bij zware dukdalven en remmingwerken niet meer wordt toegepast. Dukdalven worden van wrijfhout voorzien om beschadiging van de sloopshuid te voorkomen. Daar het veelal om tropisch hardhout gaat en dit op milieu-technische bezwaren stuit, zal de komende jaren de rol van kunststoffen groter worden en het gebruik van tropisch hardhout teruggedrongen worden.

1.8 Profielen.

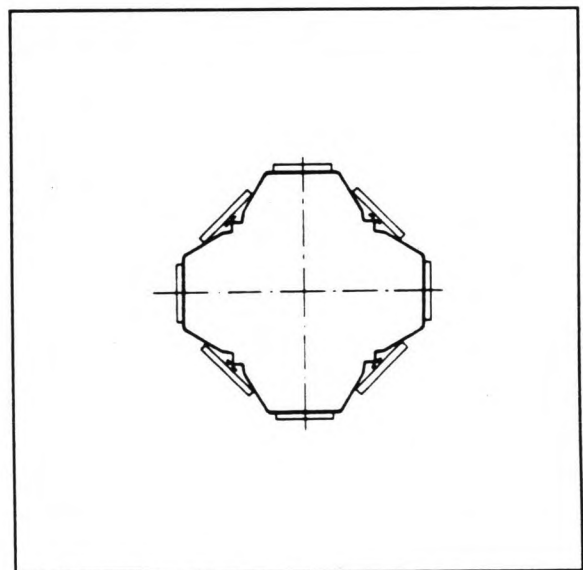
De toepasbare profielvormen zijn beperkt. Voor houten dukdalven blijft de keuze beperkt tot massieve ronde en vierkante doorsneden. Voor stalen dukdalven is de keuze iets uitgebreider, maar nog steeds klein. Voor dukdalven kan gebruikgemaakt worden van de volgende drie profielen:

- damwandplanken
- Peiner profielen
- buisprofielen

Bij toepassing van damwandplanken en Peiner profielen worden meerdere elementen gekoppeld door gebruik te maken van aangepaste slotconstructies. Zie afbeeldingen 1 en 2.



Afbeelding 1, Peiner profiel.



Afbeelding 2, damwandplanken.

Een dukdalf kan uit meerdere samengestelde profielen of buispalen bestaan, welke onderling gekoppeld worden om de energie opname te vergroten. De dukdalf zoals die in de hedendaagse praktijk het meest wordt toegepast bestaat uit een stalen buispaal, voorzien van houten wrijfstijlen. Dukdalven welke zijn samengesteld uit damwandplanken of Peiner profielen zijn uit de gratie geraakt door hoge arbeids- en materiaalkosten t.o.v. buispalen. De diameters van de buizen zijn gestandariseerd en er is een ruime keuze uit verschillende diameters welke met diverse wanddikten leverbaar

zijn. Daarnaast zijn de buizen meerdere staalkwaliteiten leverbaar. Door van een dukdalf de wanddikte en de staalkwaliteit te variëren wordt het materiaal optimaal gebruikt.

Plooi van buisprofielen.

Bij dunwandige profielen kan naast het bereiken van de vloeigrens in de doorsnede plooi van de wand maatgevend zijn, bij bezwijken. Er bestaan drie bezwijkvormen van dunwandige profielen:

- (A) De wand plooit voordat in de uiterste vezel de vloeigrens bereikt is.
- (B) Er treed plooi op nadat de vloeigrens in de uiterste vezel overschreden is.
- (C) De wand plooit niet, bezwijken treed op in het volplastische stadium.

Zie bijlage VII. Bij buisprofielen blijkt het tweede stadium in de meeste gevallen op te treden. De wanddikte is groot genoeg om voortijdig plooiën te voorkomen. De minimale wanddikte welke in verband met heien van het profiel nodig is garandeert het optreden van de vloeispanning voordat het profiel door plooi bezwijkt. Er wordt voor de wanddikte uitgegaan van minimaal 1% van de diameter.

2 Belastingen op een dukdalf.

2.1 Inleiding.

In hoofdstuk 1 zijn de twee belastingen reeds genoemd welke maatgevend zijn voor een ontwerp van een dukdalf, namelijk:

- de troskracht
- de stoot van het schip.

2.2 Troskracht.

Dukdalven vormen in veel gevallen een afmeergelegenheid voor schepen. Daarom worden dukdalven uitgerust met voorzieningen om trossen aan vast te maken, zoals bolders, en dienen op een troskracht berekend te worden. Voor de grootte van deze troskrachten worden in de literatuur richtlijnen gegeven. Er kan vanuit gegaan worden dat de troskracht evenredig is met de scheepsgrootte. De Duitse richtlijn Die Empfehlungen des Arbeitsausschusses "Ufereinfassungen" 1990 [5], (E.A.U.) geeft de grootte aan van bolderkrachten als functie van het schepstonnage. Zie tabel I.

Afhankelijk van de lokatie zal de troskracht door wind [5], [21] en stroming berekend moeten worden. Ook in deze gevallen voorziet E.A.U. in een richtlijn. Zie bijlage I. Een troskracht kan in een berekening als statisch worden aangenomen.

Waterverplaatsing [kN]	Bolderkracht [kN]
tot 20.000	100
tot 100.000	300
tot 200.000	600
tot 500.000	800
tot 1.000.000	1000
tot 2.000.000	1500
> 2.000.000	2000

Tabel I, bolderkrachten.

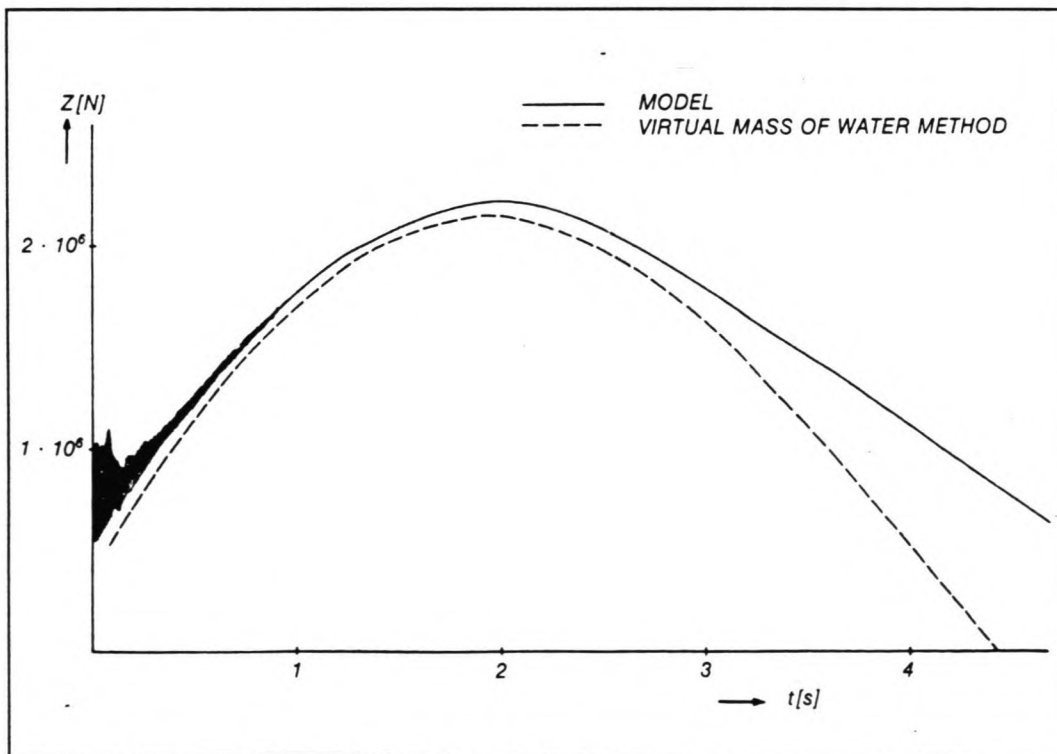
Dukdalven zijn veelal met één of meerdere bolders uitgerust. De troskracht grijpt als een puntlast aan op de bolder en wordt in de berekening, eventueel met inachtnaam van de hoek waaronder de tros staat, als zodanig aangenomen. De rekenwaarde voor de troskracht volgt uit de troskracht vermenigvuldigd met de veiligheidsfactor $\gamma = 1,5$.

2.3 Stootbelasting.

Bij de stootbelasting moet de dukdalf de energie (impuls) van het schip opnemen. Bij het aanstoten van de dukdalf wordt deze in een fractie van de tijd versneld tot een snelheid vrijwel gelijk aan het schip. Hierbij is sprake van een piekbelasting

welke snel uitdempt. Vervolgens verloopt de kracht bij benadering volgens een sinusfunctie. Metingen van een botsing tussen een duwconvooi en een dukdalf hebben dit uitgewezen. Zie afbeelding 3. De duur van de botsing (de halve periode) ligt tussen 5 en 30 seconden. Deze reeltief lange tijd rechtvaardigt de aanname de belasting, in eerste instantie, als statisch te beschouwen. In het volgende hoofdstuk wordt ingegaan op een tweetal berekeningsmethoden voor de energie van het schip en de op te nemen energie door de dukdalf. Het betreft de methode welke in de E.A.U. wordt beschreven en welke gebruik maakt van constante coëfficiënten. De tweede betreft een mathematische benadering van een schip tegen een veer-demper systeem, zoals het geval is bij een dukdalf, remmingwerk en fender.

In de berekening wordt de stootkracht als een kracht of een massa met een aanvangssnelheid op gegeven afhankelijk van het rekenprogramma. Hierbij moet een hoogte worden gedefinieerd waar de stoot aangrijpt. Bij schepen met een vlakke scheepshuid is voldoende wrijfhout noodzakelijk welke de kracht over een oppervlakte verdeelt zodat er geen schade aan het schip ontstaat. In de berekening wordt nu de resultante van deze verdeelde belasting aangehouden. De hoogte van de belasting wordt geacht samen te vallen met het zwaartepunt van de verdeelde belasting. Bij schepen met berghout grijpt de stoot als een puntlast aan op het schip en is de hoogte bekend. Voor de rekenbelasting wordt als veiligheidsfactor $\gamma = 1,0$ aangehouden.



Afbeelding 3, botskracht [22].

2.4 Toelaatbare druk op de scheepshuid.

Bij de afmeermanoeuvure, waarbij de snelheid onder het toelaatbare ligt, moet schade aan schip en constructie voorkomen worden. De stootkracht moet verdeeld worden over een oppervlak van voldoende grootte, waarbij punt- en lijnlasten vermeden moeten worden. De optredende belasting wordt door de scheepshuid en de gordingen/verbanden opgenomen. De sterkte van de scheepshuid is afhankelijk van de plaats op de romp. Terhoogte van schotten en bij krommingen van de romp is de sterkte door verstijvingen groter. Hier kan een grotere druk op de scheepshuid toegestaan worden. Voor de toelaatbare druk geven E.A.U. [5] en PIANC [4] de volgende waarden:

Referentie	belasting [kN/m ²]
E.A.U.	100 - 200
PIANC	50 - 60

De waarden van de E.A.U. zijn aan de hoge kant, maar van uit constructief oogpunt gezien aantrekkelijk. Er kan volstaan worden met een relatief klein fenderschot of weinig wrijfhout. Indien meer informatie over de in berekening te brengen toelaatbare druk gewenst is, kan ter informatie bijvoorbeeld Lloyd's Registers geraadpleegd worden. Om de kans op schade aan schip en constructie te beperken kunnen kreukelzone's toegepast worden, zodat de schade zich tot het daartoe ontworpen constructie onderdeel beperkt. Reparatie is in die gevallen eenvoudiger.

3 Energie van het schip.

3.1 Inleiding.

Bij het afmeren van een schip moet het schip tot stilstand gebracht worden en wel op een dergelijke wijze dat er geen schade aan het schip en/of constructie ontstaat. De energie van het schip moet door de afmeerfaciliteit opgenomen worden. Deze energie opname wordt gerealiseerd doordat de dukdalf een flexibele constructie is. De verplaatsing die optreedt is in het algemeen elastisch en dus reversibel, maar kan bij grote stootkrachten ook voor een deel plastisch en irreversibel zijn. In dit hoofdstuk wordt aangegeven hoe de energie van een varend schip berekend kan worden en welk deel ervan door de dukdalf opgenomen moet worden. De doorbuiging van de dukdalf komt in de hoofdstukken hierna aan de orde.

3.2 Bepalen van de energie van een varend schip.

De energie van een varend (afmerend) schip kan met de algemene formule voor de kinetische energie worden berekend. Voor een willekeurig voorwerp (en dus ook voor een schip) met een massa en constante snelheid geldt hiervoor:

$$E = \frac{1}{2} * M * v^2 \quad (3.1)$$

Hierin zijn er twee onbekende parameters:

- 1 v = snelheid [m/s]
- 2 M = massa [kg]

Hieruit volgt dat de energie recht-evenredig is met de massa van het schip. Voor de snelheid geldt dat de energie evenredig is met het kwadraat van de snelheid. Hierbij is direct het belang in te zien de grootte van de snelheid redelijk goed te weten. De snelheid hangt ondermeer af van de grootte van het schip en verder van: wind, stroming, of er al dan niet sleepboot hulp is, etc.. Naarmate het schip groter is, is de afmeersnelheid lager.

De grootte van de massa die in rekening moet worden gebracht is een andere belangrijke onbekende. Deze massa bestaat in principe uit twee delen:

- de massa van het schip,
- de massa van het water dat in beweging is: de hydrodynamische massa.

De grootte van de scheepsmassa kan in het algemeen redelijk goed bepaald worden. Hiervoor zijn tabellen in diverse handboeken beschikbaar. Het vaststellen van het aandeel van de hydrodynamische massa geeft meer problemen. De grootte van de hydrodynamische massa is onder andere afhankelijk van de volgende factoren:

- grootte van het schip
- diepgang

- keelclearance
- snelheid
- stijfheidskarakteristiek van het meersysteem
- openheid van de constructie
- wijze van meren

Per berekeningsmethode is het aantal factoren dat meegenomen wordt om de grootte van de hydrodynamische massa vast te stellen verschillend. In dit hoofdstuk wordt eerst op de grootte van de af te remmen massa in gegaan en vervolgens op de afmeersnelheden van schepen.

3 Methode met constante coëfficiënten.

De methode die door de E.A.U. gehanteerd wordt, maakt gebruik van constante dimensieloze coëfficiënten. Hierbij wordt van de formule van Saurin uitgegaan:

$$E = 1/2 * m_v * v^2 * C_e * C_s * C_k$$

$$m_v = m_s + m_w = C_m * m_s$$

m_s = massa schip

m_w = toegevoegde watermassa

C_m = coëfficiënt voor de hydrodynamische massa

C_e = excentriciteits coëfficiënt.

C_s = deformatie coëfficiënt voor de scheepshuid

C_k = coëfficiënt m.b.t. open/gesloten constructie

In de volgende paragrafen komen de coëfficiënten aan bod.

3.1 Massa van het schip.

De massa van het schip is gelijk aan de waterverplaatsing. De grootte van een schip wordt meestal in het tonnage uitgedrukt en zelden in de waterverplaatsing. Twee veel gebruikte tonnages zijn:

BRT = bruto register ton

DWT = dead weight ton

Met deze tonnages is de waterverplaatsing te schatten met behulp van tabel II of III.

Voor de waterverplaatsing geldt dan:

$$M_{schip} = \frac{\text{waterverplaatsing}}{g} ; \frac{[kN]}{[m/s^2]} \quad (3.2)$$

De massa van het schip kan bovendien met een zogenaamde blokcoëfficiënt bepaald worden. Hierbij wordt de inhoud van een balk berekend met de afmetingen van het schip. Met de blokcoëfficiënt wordt hieruit de inhoud van het verplaatste water berekend.

Er geldt:

$$\text{Blokcoëfficiënt} = \frac{\nabla}{L \cdot B \cdot D} \quad (3.3)$$

Waarin : ∇ = inhoud verplaatste hoeveelheid water [m³]
 L = lengte tussen de loodlijnen [m]
 B = grootste breedte [m]
 D = diepgang in geladen toestand [m]

Tussen deze afmetingen en het tonnage bestaat een verband. Met behulp van de grafieken in de bijlage III kunnen, voor containerschepen de afmetingen bij een bekend of aangenomen tonnage geschat worden. Meer directe informatie over de waterverplaatsing geeft de tabel uit de E.A.U. Zie afbeelding 4. Met gegevens uit de E.A.U. is tabel III samengesteld. De verschillen tussen tabel II en III zijn gering. De waterverplaatsing van ieder schip wordt bij de bouw exact berekend. Op de overzichtstekening van een schip wordt de waterverplaatsing en het tonnage als functie van de diepgang aangegeven.

type schip	waterverplaatsing	blokcoëfficiënt
olie- en ertscarriers	BRT * 2 of DWT * 1.3	0.75 - 0.85
stukgoedschepen	BRT * 2 of DWT * 1.6	0.65 - 0.8
passagiersschepen	BRT * 1 à 1.2	0.4 - 0.5
vissersschepen	BRT * 2 à 2.5	0.3 - 0.4
hoovercraft	BRT * 2	
oorlogsschepen	gegeven	0.3 - 0.5

Tabel II, uit het college dictaat f9A.

type schip	waterverplaatsing	blokcoëfficiënt
olie- en ertscarriers	DWT * 1.2	0.74 - 0.82
stukgoedschepen	BRT * 2 of DWT * 1.3	0.57 - 0.63
passagiersschepen	BRT * 0.87 à 1	0.45 - 0.6
vissersschepen	BRT * 1.1 à 2	0.4 - 0.55
containerschepen	DWT * 1.4	0.5 - 0.65
autotransportschepen	DWT * 1.6 à 1.8	0.55 - 0.6

Tabel III, gegevens volgens EAU 1990.

-	450000	5240000	424	404	68,5	25,0
-	420000	4900000	418	398	67,0	24,5
-	380000	4450000	407	386	64,5	24,0
-	365000	4280000	343	328	63,5	23,0
-	340000	4000000	398	378	62,5	23,0
-	300000	3560000	385	364	59,5	22,0
-	275000	3260000	376	355	57,5	21,5
-	250000	3000000	367	346	55,5	21,0
-	225000	2700000	356	336	53,5	20,5
-	200000	2400000	345	326	51,0	19,5
-	175000	2120000	330	315	48,5	18,5
-	150000	1800000	315	300	46,0	16,5
-	125000	1550000	295	280	43,5	16,0
-	100000	1250000	280	265	41,0	15,0

Afbeelding 4, olie- en ertscarriers.

3.2 De hydrodynamische massa.

Naast de massa van het schip die afgeremd moet worden is er ook een watermassa, met dezelfde snelheid als het schip voortbewegend, die afgeremd moet worden. De grootte van deze watermassa hangt van meerdere factoren af zoals eerder is vermeld. Diverse onderzoekers geven aan hoe de grootte van deze massa geschat kan worden. In het PIANC rapport [4] zijn diverse resultaten van onderzoekers gegeven. Hierbij geven enkele een constante factor voor de in rekening te brengen massa (Saurin) anderen geven een eenvoudige relatie met de diepgang en breedte van het schip als parameters. Hierbij ligt tevens vaak de cilindervorm ten grondslag aan de bepaling van het betreffende watervolume. Een groot bezwaar bij het toepassen van deze "vuist regeltjes" is de zeer beperkte of ontbrekende invloed van de keelclearance en de snelheid van het schip. In dit rapport zijn enige relaties opgenomen, waarvan er in de praktijk enige vaak en andere nooit gebruikt worden. Voor de eerste drie relaties geldt dat het bekende zijn en voor de overige is dit in mindere mate het geval.

3.2.1 Cilinder.

Een schatting van de toegevoegde watermassa kan gemaakt worden door aan te nemen dat er zich aan weerszijden van het afmerende schip een watermassa bevindt ter grootte van een halve cilinder (Kolkman). Zie afbeelding 5. Hiermee komt de meewerkende watermassa op:

$$M_w = \frac{\pi}{4} * T^2 * L * \rho_w \quad [kg] \quad (3.4)$$

De cilinder is de exacte oplossing, volgend uit een berekening op basis van de potentiaal theorie, voor een balk in diepwater.

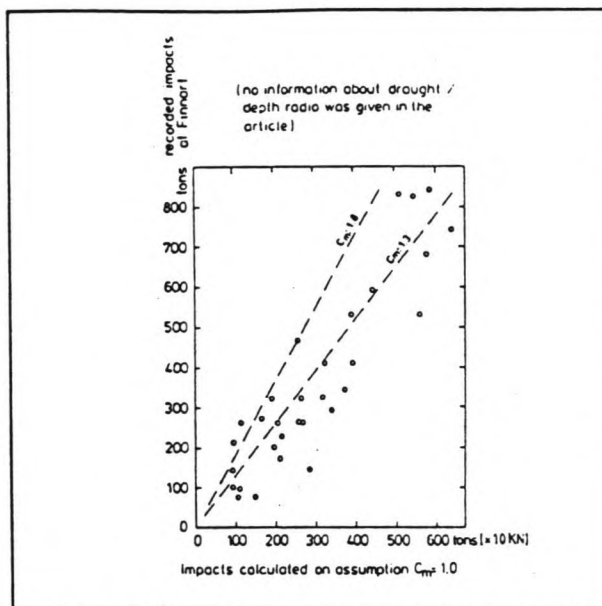
3.3.2.2 Costa. [4]

De E.A.U. geeft de formule van Costa voor de meebewegende watermassa. Deze heeft aan de hand van meetresultaten een relatie gevonden tussen de scheepsafmetingen en de hydrodynamische massa.

$$M_{tot} = M_{schip} * (1 + 2 * \frac{T}{B}) \quad (3.5)$$

T = diepgang [m]

B = breedte [m]



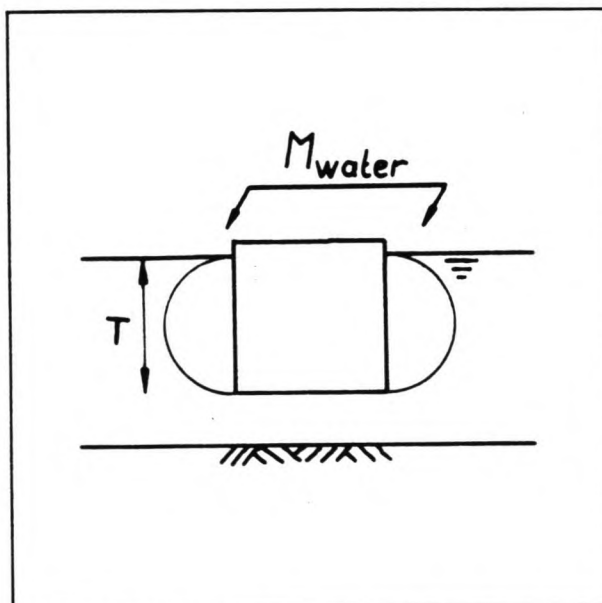
Afbeelding 5, hydrodynamische massa, cilinder.

3.3.2.3 Saurin. [4]

Saurin was de eerste onderzoeker die over deze problematiek gepubliceerd heeft. Hij stelt:

$$C_m = 1.3 - 1.8 \quad (3.6)$$

$C_m = 1.3$ is een gemiddelde waarde welke volgde uit snelheids metingen bij een jetty. Een waarde van 1.8 dekt een groter aantal meetwaarden. Zie afbeelding 6. Er werden waarden voor C_m gevonden tot ca. 3.0 bij model onderzoek. Hierbij werd een kritieke keelclearance gevonden van ca. 1m.



Afbeelding 6, onderzoek door Saurin, uit PIANC rapport.

3.3.2.4 Blok en Dekker. [4]

Onderzoek met schaalmodellen wees uit dat de invloed van de hydrodynamische massa afhankelijk was van de stijfheid van de fender. Dit geldt tevens voor de energie adsorptie en reactiekracht van de fender. Voor enkele gevallen worden hoge waarden voor C_m gevonden: 3 - 5. Voor de praktijk is geen algemene relatie gegeven.

3.3.2.5 Vrijburcht. [12]

In het kader van het onderzoek naar nieuwe berekingsmethoden voor dukdalven en remmingwerken zijn door het Waterloopkundig

Laboratorium De Voorst metingen verricht aan schaalmodellen van duwconvoeien. Voor duwconvoeien blijkt dat de massafactor C_m varieert tussen 1.1 en 1.3. Deze waarde wordt gebruikt bij de Tilly berekening om het extra gewicht van de watermassa te schatten. Met een Tilly berekening wordt de veerstijfheid en demping van de paal vastgesteld ten behoeve van de berekening in het programma Bots. Met de berekening in Bots wordt de kracht tussen dukdalf en schip nauwkeurig berekend.

3.2.6 Vergelijking.

Voor drie scheepstypen zijn de bovengenoemde methoden met elkaar vergeleken, zie tabel IV. De onderlinge verschillen zijn niet groot. Opgemerkt dient te worden dat in niet een van de methoden de keelclearance bij de bepaling van de coëfficiënten mee wordt genomen. In de praktijk kan deze wel een grote invloed hebben.

Hydrodynamische massa			
methode:	Ertscarrier 300.000 DWT	Containerschip 50.000 DWT	Duwconvooi 4 - 6 bakken
cilinder	1.41	1.52	1.14
Costa	1.74	1.8	1.35
Saurin	1.8	1.3 - 1.8	1.3
Vrijburcht	-	-	1.1 - 1.3

Tabel IV.

4 Snelheid. [4,5]

De snelheid waarmee gerekend wordt is de snelheid van het punt waar het schip de constructie raakt. De snelheid hiervan is de translatie van het schip en het produkt van de rotatiesnelheid en de afstand van het contactpunt tot het zwaartepunt van het schip. In formule vorm:

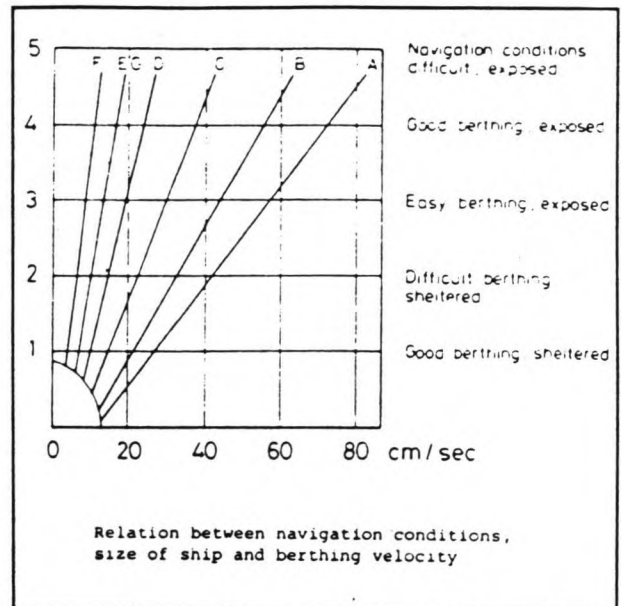
$$\vec{v}_0 = \vec{u} + \vec{\omega} \cdot r \quad (3.7)$$

Indien het schip nog een voorwaartse snelheid heeft, ontstaat door wrijving tussen het schip en de constructie een component van de reactiekracht loodrecht op de eerste vector.

De snelheid van een schip is afhankelijk van een groot aantal factoren:

- grootte en beladingsgraad van het schip
- manoeuvreerbaarheid van het schip
- vormgeving van de haven en aanlegplaats
- al dan niet beschutte ligging
- weersgesteldheid: wind en zicht
- water :stroming en golven
- sleepboot hulp

Ook het vakmanschap van de bemanning en de eventueel aanwezige loods is van invloed, maar daarbij geldt dat dit moeilijk in een waarde uit te drukken is. Voor het vaststellen van de maatgevende afmeersnelheid kan gebruikgemaakt worden van de grafiek uit de Vredestein brochure voor fenders. Hierin kan de scheepssnelheid afgelezen worden als functie van het tonnage en afmeercondities. Zie afbeelding 7. De grafiek berust op meetgegevens welke afkomstig zijn van metingen die verricht zijn in het Europoort gebied.



Afbeelding 7, afmeersnelheid.

De E.A.U. geeft de afmeersnelheden in tabel vorm. Ook hier is onderscheid gemaakt in de grootte van het schip en de omstandigheden op de lokatie waar afgemeerd wordt. De omstandigheden worden gesplitst in de bereikbaarheid en beschutting tegen de wind. Zie afbeelding 8.

Lage	Anfahrt	Anlegegeschwindigkeit quer zum Liegeplatz (m/s)			
		bis 1000 dwt	bis 5000 dwt	bis 10000 dwt	größere Schiffe
		entsprechend etwa 15000kN 65000kN 130000kN			
		Wasserverdrängung			
starker Wind und Seegang	schwierig	0,75	0,55	0,40	0,30
starker Wind und Seegang	günstig	0,60	0,45	0,30	0,20
mäßiger Wind und Seegang	mäßig	0,45	0,35	0,20	0,15
geschützt	schwierig	0,25	0,20	0,15	0,10
gechützt	günstig	0,20	0,15	0,10	0,10

Afbeelding 8, aanlegsnelheden volgens E.A.U.

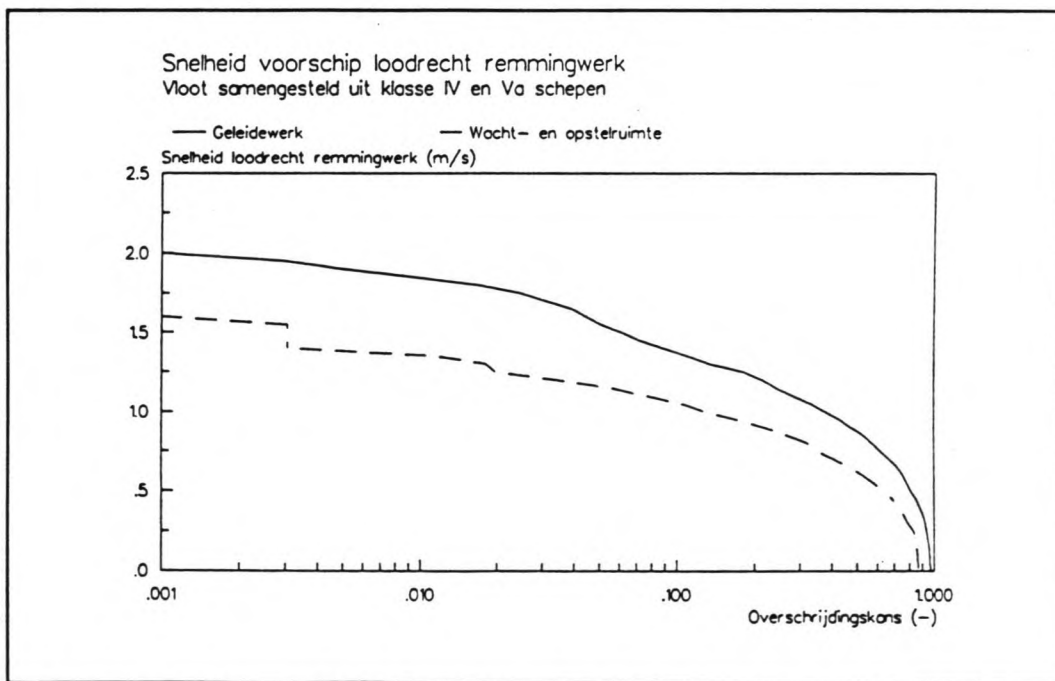
Vergelijking van de afbeeldingen 7 en 8 leert dat deze voor deze voor schepen tot 10.000 ton dezelfde waarden aanhouden. De snelheden voor grotere schepen volgens de E.A.U. zijn gelijk aan die van Vredestein tot ca. 20.000 ton. Voor grotere tonnages maakt de grafiek van Vredestein een nog verder onderscheid naar tonnage, waar de E.A.U. dit achterwege laat. De waarden volgend uit grafiek en tabel zijn in beginsel hetzelfde.

Overschrijdingskrommen.

Een overschrijdingskromme geeft de relatie weer tussen de afmeersnelheid en de kans dat deze snelheid overschreden wordt. Zie afbeelding 9*. Het belang van dergelijke informatie ligt hierin dat er in een dergelijk geval met een zekere nauwkeurigheid iets gezegd kan worden over de afmeersnelheid. Het belan ervan kan direct ingezien worden, daar de op te nemen energie welke kwadratisch met de afmeersnelheid toeneemt. Wanneer er over dergelijke gegevens beschikt kan worden wil dit niet direct betekenen dat hierin de gewenste informatie te vinden is.

Dergelijke curven zijn op zich weer afhankelijk van voornamelijk het type schip, de weersgesteldheid bij het meten, de lokatie. Hiermee gaat men zich op het terrein van de probabilistiek begeven, waarbij tevens de overige parameters van de berekening aan een nader onderzoek onderworpen zouden moeten worden.

Er zijn voor het Rotterdamse havengebied geen overschrijdingskrommen van afmeersnelheden beschikbaar. Er wordt op dit moment een aantal dukdalven in de Rotterdamse haven geïnstrumenteerd, waarvan registraties van de doorbuigingen aan een centrale computer worden doorgegeven en waar deze informatie wordt opgeslagen.



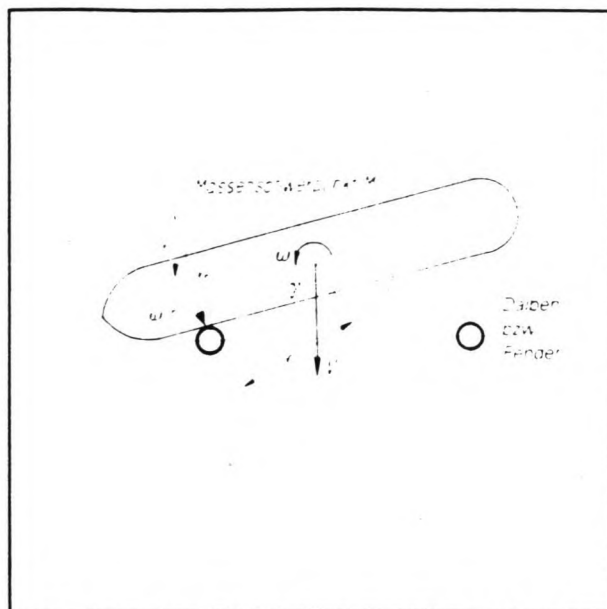
Afbeelding 9, overschrijdingskromme.

Excentrische botsing.

Een schip dat tegen een remmingwerk afmeert zal vrijwel altijd onder een geringe hoek de constructie naderen. Zie afbeelding 10. Met andere woorden de scheepsas maakt een kleine hoek met

* Bron: Aanvaarrisico's voor remmingwerken, Waterloopkundig Laboratorium, Q1401, juli 1992.

de hartlijn van het remmingwerk. Bij de botsing zal het schip bijdraaien, waardoor een deel van de energie van het schip omgezet wordt in rotatie energie. Hierdoor is de uiteindelijk door het remmingwerk op te nemen energie lager dan bij een centrische botsing. De grootste reductie van de energie vindt plaats bij een doorgaand remmingwerk, waarbij altijd sprake is van een maximale excentriciteit, tussen het botspunt op de scheepshuid en het zwaartepunt van het schip. Het zwaartepunt van het schip wordt gemakshalve in het midden van het schip aangenomen. Dit is in werkelijkheid niet het geval. Bij een leeg schip ligt dit punt iets achter het midden en bij geladen schepen er juist iets voor. Bij dukdalven hangt dit af van de locatie en de afstand tussen de dukdalven.



Afbeelding 10, excentrische botsing, volgens de E.A.U..

De E.A.U. laat de wrijving tussen het schip en de fender of dukdalf buiten beschouwing. De excentriciteits coëfficiënt hangt alleen af van de massastraagheids straal van het schip en de excentriciteit van het botspunt t.o.v. het massacentrum van het schip. Voor C_e volgt nu:

$$C_e = \frac{k^2}{k^2 + r^2}$$

$$\frac{k}{L} = 0.21 - 0.29$$

$$\frac{r}{L} = 0 - 0.30$$
(3.8)

Waarin:

k = massastraagheidsradius [m]

r = afstand botspunt tot massacentrum [m]

L = lengte van het schip [m]

Voor een centrische botsing volgt nu dat $C_e = 1.0$, en voor een doorgaand remmingwerk $C_e \approx 0.40$.

Vrijburcht [22] leidt voor het geval van een excentrische botsing van het schip, uit de bewegingsvergelijkingen, de volgende coëfficiënt af:

$$C_{md} = \frac{1}{\left[1 + \frac{ma}{I} * (a - b * \operatorname{tg}\beta)\right]} \quad (3.9)$$

m = scheepsmassa
 I = traagheidsmomentschip

Waarin:

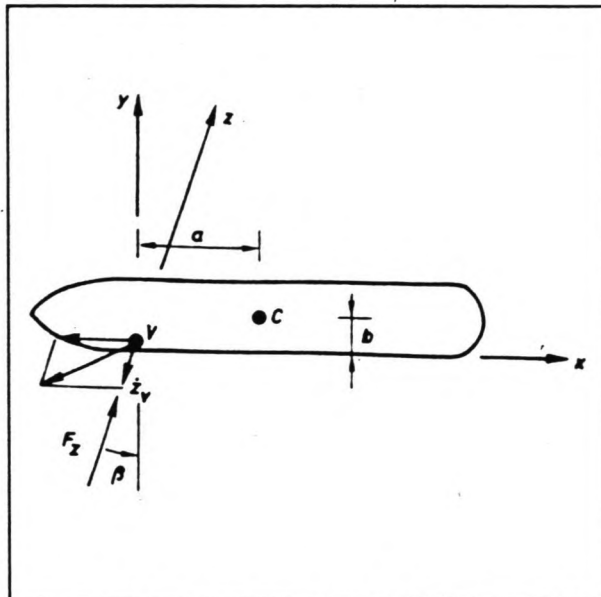
- a = langsafstand botspunt - massacentrum in langsricting [m]
 b = afstand botspunt - massacentrum in breedte richting [m]
 β = wrijvingscoëfficiënt [-]

Zie ook afbeelding 11, waarin de parameters voor de bepaling van C_{md} zijn aangegeven. Hierin is de invloed van het water niet meegenomen. De toegevoegde watermassa wordt met een aparte coëfficiënt in rekening gebracht, zie par.3.3.3.2.

De verschillen tussen deze twee zijn klein. In het PIANC rapport wordt voor het traagheidsmoment uitgegaan van $I_p = m * L^2 / 16$. Voor deze waarde van I zijn (3.8) en (3.9) identiek.

Vrijburcht gaat in eerste instantie uit van een homogene massa verdeling van een balk, waarvoor geldt dat $I_p = m * L^2 / 12$. Gesteld kan worden dat 8% van de ruimte in de

boeg niet voor opslag van vracht gebruikt kan worden en dat dit bij het hek ca. 12% is. Door er nu van uit te gaan dat de massa nu over 80% van de scheepslengte is verdeeld volgt nu $I_p = m * L^2 / 18$. Het verschil tussen C_e en C_{md} is dus gering.



Afbeelding 11, botsing schip tegen dukdalf.

4 Hydrodynamische massa van een schip.*

4.1 Inleiding.

De hydrodynamische massa van een schip hangt van een aantal parameters af. Ondermeer van de snelheid van het schip, de diepgang, keelclearance en de vorm van de romp. In hoofdstuk 3 zijn een aantal empirische formules gegeven waarmee aan de hand van de afmetingen van het schip en de diepgang de toegevoegde watermassa geschat kan worden. In dit hoofdstuk worden twee berekeningmethoden gegeven welke de snelheid van het schip in rekening brengen. Deze de methoden berusten op:

de 2-dimensionale potentiaal theorie (Fontijn)
en de 1-dimensionale langegolf theorie (Kolkman).

Beide methoden zijn opgenomen in het programma Bots dat ontwikkeld is door het Waterloopkundig Laboratorium. Voordat de methoden besproken worden zal eerst op de wisselwerking tussen het water en een willekeurig voorwerp dat zich in het water bevindt worden ingegaan.

4.2 Hydrodynamische krachten.

Bij versnellingen van een lichaam in het water, afb. 12, worden op dit lichaam krachten door het water uitgeoefend. Deze hydrodynamische krachten zijn het gevolg van een gewijzigde opbouw van de waterdruk rond dit lichaam. Als uitgegaan wordt van een ondergedompeld lichaam in onbegrensd water (∞ diep en breed), waarbij het water onsamendrukbaar en wrijvingsloos wordt verondersteld dan werkt op dit lichaam een weerstands kracht wanneer het lichaam versneld wordt. Deze kracht is evenredig met de versnelling. De evenredigheidsconstante wordt aangeduid met toegevoegde watermassa of hydrodynamische massa. De invloed van het water wordt beschreven met een traagheidskracht. Er geldt in het tijdsdomein:

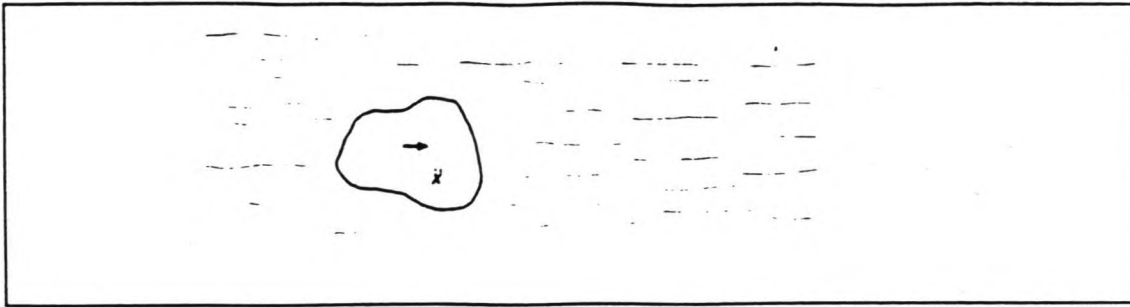
$$f_w = a\dot{x} \quad (4.1)$$

Waarin: f_w = hydrodynamische kracht [N]
 a = konstante toegevoegde watermassa [kg]
 \dot{x} = versnelling [m/s^2]

De hydrodynamische kracht is met deze formule te berekenen voor elke willekeurige versnelling in de tijd. De toegevoegde watermassa is constant en alleen afhankelijk van de geometrie van het lichaam. De toegevoegde watermassa is te berekenen met behulp van potentiaal stroming of te bepalen uit modelonderzoek.

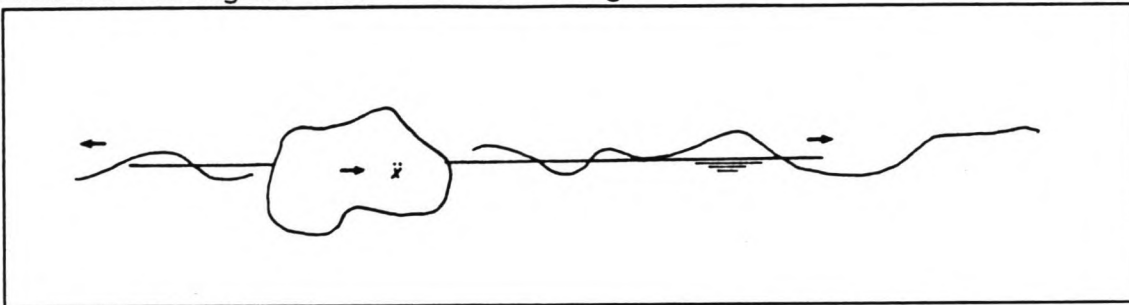
Voor een lichaam dat zich in de buurt van de waterspiegel, afb. 13, bevindt, een schip, wijzigt de bovengenoemde situatie volledig. Bij versnellingen van het lichaam worden golven

* De inhoud van dit hoofdstuk is ontleend aan:
Loads on fender structures and dolphins by sailing ships. [12,22]



Afbeelding 12

gevormd aan het vrije oppervlak. Deze golven onttrekken voortdurend energie aan de beweging en voeren deze weg. De hydrodynamische kracht bestaat nu uit een komponent welke evenredig is met de versnelling, een komponent welke evenredig is met de snelheid van het lichaam én uit een geheugeneffect. De komponent van de snelheidsterm kan gezien worden als de toegevoegde waterdemping. Deze neemt de door de golven afgevoerde energie voor z'n rekening.



Afbeelding 13

Het geheugeneffect moet als een aparte factor gezien worden. Wat op een bepaald tijdstip plaatsvindt, golfopwekking en waterbeweging, is van invloed op alle latere tijdstippen. Hiermee is het hydrodynamische proces tijdsafhankelijk. Dit geheugen effect verhindert dat op een willekeurig tijdstip de hydrodynamische kracht kan worden berekend.

Door over te gaan op een harmonisch in de tijd variërende beweging wordt dit geheugen effect ingebouwd. Alle effecten zoals drukverdeling rond het lichaam en bijbehorende hydrodynamische kracht (versnellingsterm, snelheidsterm en geheugeneffect) variëren nu ook harmonisch in de tijd. Bij een vast ingestelde frequentie verdwijnt nu het geheugen effect, doordat deze in de harmonische beweging besloten ligt.

$$f_w = a(\omega) \ddot{x} + b(\omega) \dot{x} \quad (4.2)$$

Waarin: f_w = hydrodynamische kracht [N]
 a = $a(\omega)$ = toegevoegde watermassa [kg]
 b = $b(\omega)$ = toegevoegde waterdemping [kgs]
 \ddot{x} = versnelling (harmonisch) [m/s^2]
 \dot{x} = snelheid (harmonisch) [m/s]

De genoemde evenredigheidsconstanten, toegevoegde watermassa en toegevoegde waterdemping, heten de hydrodynamische coëfficiënten. Deze hydrodynamische coëfficiënten zijn frequentie afhankelijk, omdat deze alle informatie bevatten van het (frequentie afhankelijke) golfpatroon met de bijbehorende geheugen effecten. De hydrodynamische coëfficiënten kunnen berekend worden met behulp van potentiaal stroming of bepaald worden uit modelonderzoek. Wanneer er sprake is van een willekeurig in de tijd variërende gedwongen beweging, moet overgestapt worden naar formuleringen die het geheugen effect wel expliciet meenemen. Gesteld wordt dat voor een dergelijk geval de hydrodynamische kracht geschreven kan worden als som van twee convolutie integralen:

$$f_w(t) = \int_{-\infty}^t A(t-\tau) \dot{x}(\tau) d\tau + \int_{-\infty}^t B(t-\tau) \dot{x}(\tau) dt \quad (4.3)$$

De eerste integraal is de versnellingsterm en de tweede integraal is de snelheidsterm. Door te integreren van $t=-\infty$ tot heden $t=t$, komt het verleden tot uitdrukking. Wanneer $A(t)$ en $B(t)$ bepaald kunnen worden en zowel de snelheid als de versnelling een gegeven willekeurige tijdfunctie zijn kan met de bovenstaande formule de hydrodynamische kracht berekend worden. Het bepalen van $A(t)$ en $B(t)$ wordt kort weergegeven in bijlage IV.

4.3 Randvoorwaarden en uitgangspunten.

In de theorie over de hydrodynamische krachten zoals die in de vorige paragraaf kort weergegeven is, is een aantal aannamen gedaan die van invloed kunnen zijn op het eindresultaat. De voornaamste beperkingen zijn:

- Het water is een ideale vloeistof zonder viscositeit. Er treden geen energie verliezen op door wrijving. De drukkrachten werken dus loodrecht op de wand van het schip.
- De uitgangssituatie van het schip is rust of een eenparige beweging.
- Er wordt uitgegaan van versnellingen in het horizontale vlak. Voor verplaatsingen in de verticale richting (dompen) tijdens de beweging moet een extra term toegevoegd worden.
- De hydrodynamische coëfficiënten zijn afhankelijk van de bewegingsrichting van het schip. Iedere richting heeft een eigen hydrodynamische coefficient.
- De hydrodynamische coëfficiënten zijn afhankelijk van de geometrie van het schip, de waterdiepte en de diepgang. Wanneer het lichaam (romp) niet symmetrisch is beïnvloedt de ene richting de beweging in de andere richting.
- Het schip-water systeem is lineair aangenomen. Dit houdt in dat het niet-lineaire deel in de benadering verwaarloosd wordt. Voor een nauwkeurige berekening moeten de verplaatsingen door de hydrodynamische kracht klein zijn ten opzichte van de

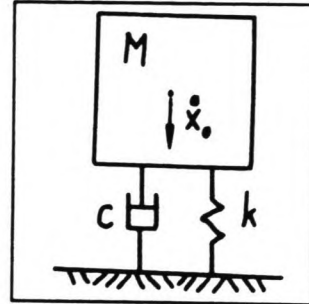
scheepsafmetingen. Dit geldt ook voor de snelheden en versnellingen, deze moeten beperkt zijn. De toegevoegde watermassa en -demping zijn afhankelijk van elkaar doordat deze beide zijn ontstaan uit één gewijzigde drukopbouw.

4 Dynamische berekening van schip en fender met water.

De botsing van een schip tegen een fender wordt beschouwd als een gedempt massa-veer-systeem volgens afb. 14, waar de massa een snelheid heeft.

De differentiaal vergelijking voor dit model luidt:

$$M\ddot{x} + c\dot{x} + kx = 0 \quad (4.4)$$



Afbeelding 14

Hierin is:

- M = geschematiseerde massa [kg]
- k = veerconstante dukdalf [N/m]
- c = demping van de dukdalf [Ns/m]
- x = de verplaatsing [m]

Deze massa wordt uit de massa van het schip en de dukdalf berekend volgens:

$$M'_{schip} = C_{md} \cdot \alpha_m \cdot m_{schip} \quad (kg) \quad (4.5)$$

$$\alpha_m = \left(1 + \frac{C_{mw}}{C_{md}}\right) \quad (-)$$

De schematische scheepsmassa volgt uit:

- Waarin: C_{md} = excentriciteits coëfficiënt (-)
- C_{mw} = coëfficiënt voor de virtuele watermassa (-)
- α_m = factor virtuele scheepsmassa (-)

De veerconstante en demping volgen uit een berekening met het programma Tilly of een andere berekeningsmethode, bijv. Blum. De hydrodynamische krachten kunnen in rekening gebracht worden volgens:

$$f_w(t) = \int_{-\infty}^t A(t-\tau) \dot{x}(\tau) d\tau + \int_{-\infty}^t B(t-\tau) \dot{x}(\tau) d\tau \quad (4.6)$$

Waarin:

$$\begin{aligned}
 A(t) &= -\frac{1}{2\pi} \int_0^{\infty} a(\omega) e^{i\omega t} d\omega \\
 B(t) &= -\frac{1}{2\pi} \int_0^{\infty} b(\omega) e^{i\omega t} d\omega \\
 a(\omega) &= \text{hydrodyn. massa} \\
 b(\omega) &= \text{hydrodyn. demping} \\
 \omega &= \text{hoeksnelheid}
 \end{aligned}
 \tag{4.7}$$

Het volledige systeem kan nu beschreven worden door de volgende differentiaal vergelijking, waarin (4.4) en (4.6) bij elkaar zijn opgeteld:

$$(M'_{schip} \ddot{x}) + (M_{paal} \ddot{x} + c\dot{x} + kx) + \left(\int_{-\infty}^t A(t-\tau) \dot{x}(\tau) d\tau + \int_{-\infty}^t B(t-\tau) \dot{x}(\tau) d\tau \right)$$

(4.8)

Het systeem bevat respectievelijk tussen haken:
het schip, de fender of dukdalf en het water.

4.5 Bots.

In het programma Bots wordt gebruikgemaakt van de impuls responsiefunctie waarmee het geheugeneffect wordt meegenomen. In het programma zijn de twee methoden 2 dim. potentiaal theorie en 1 dim. lange golf theorie opgenomen. De lange golf benadering geeft tot een waterdiepte - diepgang verhouding van 1,33 een zelfde resultaat voor de hydrodynamische coëfficiënten als de potentiaal theorie. Indien deze verhouding groter wordt gaat de lange golf theorie duidelijk afwijken van de potentiaal theorie en moet in dit bereik niet worden toegepast. De lange golftheorie is vanwege aanname's alleen voor beperkte keelclearance geschikt. Bij een groter keelclearance speelt het twee dimensionale "snelheidsveld" een belangrijke rol in de water beweging. Er wordt uit gegaan van een horizontaal oscilerende waterkolom onder het schip. Bij de methode Fontijn wordt is deze 2-dimensionale stroming juist in de wiskundige oplossing verwerkt.

5 Berekeningsmethoden voor het paal-grondsysteem.

5.1 Inleiding.

Dit hoofdstuk is een korte inleiding op de volgende drie hoofdstukken, waarin de berekeningsmethoden voor de paal aan de orde komen. In de voorgaande hoofdstukken is de dukdalf als constructie aan de orde gekomen. In hoofdstuk 3 is belasting op de dukdalf beschreven en hoe de grootte ervan vast te stellen is.

Nu de belasting bekend is kan de dukdalf berekend worden. Voordat op de berekeningsmethoden en daarbij behorende schematisaties wordt ingegaan volgt eerst een korte algemene beschouwing over horizontaal belaste palen. Hierbij zijn er duidelijke overeenkomsten met de dukdalfpalen.

5.2 Lateraal belaste palen.

Een in de grond ingeklemde paal kan zich vanuit mechanica oogpunt gezien op drie manieren gedragen:

- volledig star,
- semi-star,
- flexibel.

In geval van een starre paal bezwijkt het grondmassief volledig en zou wanneer het een dukdalf betrof geconcludeerd kunnen worden dat de paal te kort is. Bij een flexibele paal is de lengte van de paal groot genoeg om een volledige inklemming bij de paalvoet te creëren. Zie afbeelding 14. Het gedrag van de paal kan onderzocht worden door gebruik te maken van:

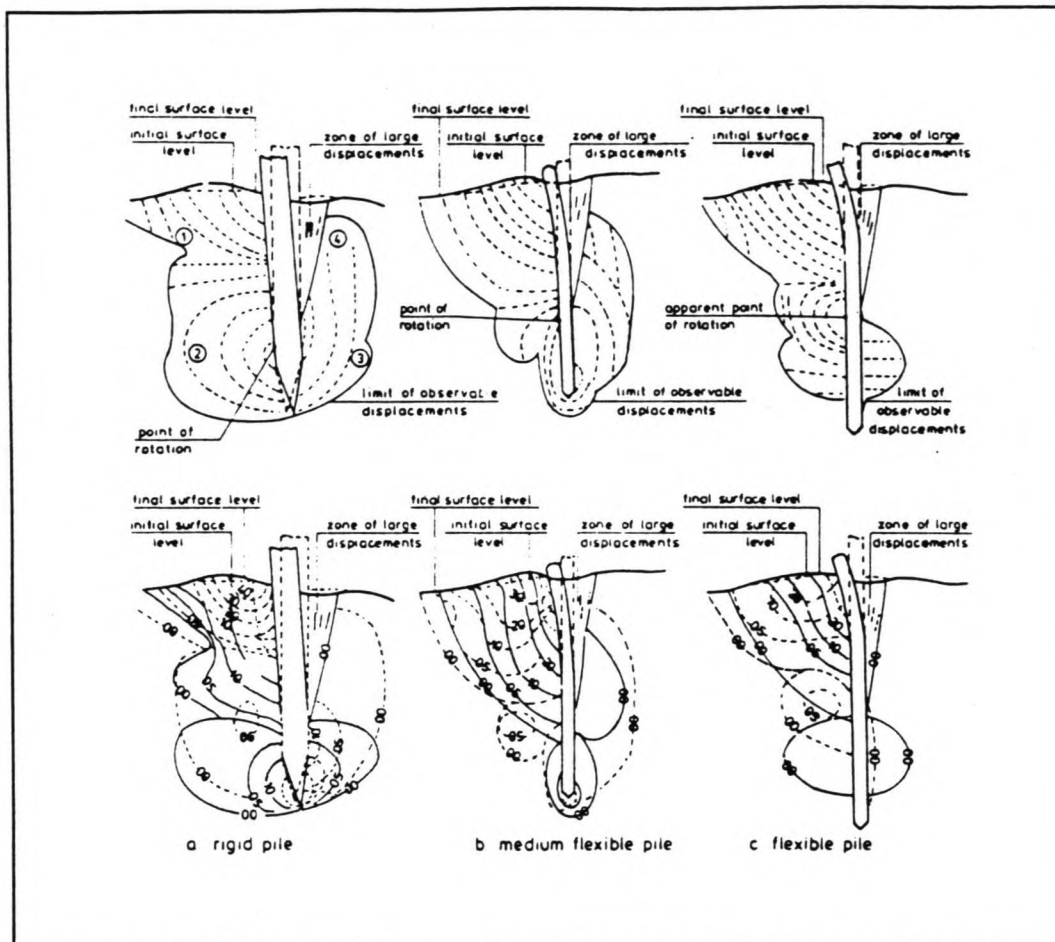
- elasticiteits theorie voor de bepaling van de verplaatsingen
- plasticiteits theorie voor de bepaling van de bezwijksterkte
- model onderzoek of praktijk proeven met geïdealiseerde condities
- meetprogramma's aan bestaande constructies

Deze laatste twee punten zijn onontbeerlijk voor de ijking van rekenmodellen welke gebruikmaken van de genoemde theoriën. Het gedrag van de paal wordt in hoofdzaak door een aantal parameters bepaald. Deze zijn:

- bezwijksterkte van de grond: φ' , c' , γ' en c_u
- stijfheid van de grond: E_s
- stijfheid van de paal: EI
- lengte van de paal
- breedte van de paal

De parameters die het grondgedrag bepalen worden verkregen uit grondonderzoek. Hierbij treed de complicatie op dat er vrijwel nooit sprake is van een homogene ondergrond, daarbij komt de verstoring van de ondergrond bij het installeren van de paal. Vooral in de zone direct naast de paal zal de dichtheid van de

grond wijzigen. Uit figuur 15 blijkt dat het bezwijkpatroon van de grond naast de paal gecompliceerd is. Daarbij komt het beschrijven van het grondgedrag in berekeningsmethoden met een zeer beperkt aantal parameters.



Afbeelding 15, star, semi-star en flexibel paalggedrag naar Hughes en Goldsmith. [4]

Dit heeft tot gevolg dat de huidige berekeningsmethoden nog niet een geheel bevredigend resultaat geven.

Voor het berekenen van dukdalven is er een aantal methoden. Drie ervan zijn nader bekeken. Bovendien zijn met deze methoden berekeningen gemaakt. Om de uitkomsten te kunnen vergelijken is het nuttig de verschillende uitgangspunten van de methoden vast te stellen. Hiermee zijn later ook de verschillen in de resultaten te verklaren. Er is gebruik gemaakt van drie berekeningsmethoden voor het paalgrondsysteem. Deze zijn:

- Blum (methode Blum),
- Verend ondersteunde ligger (methode E.A.U.),
- Discrete Elementen Methode (methode Tilly).

De eerste twee methoden worden bij Ingenieursbureau Havenwerken gebruikt voor het ontwerp van dukdalven, waarvan de eerste ver uit het meest wordt toegepast. De methode Blum is zeer eenvoudig in toepassing. Daarbij komt dat het programma waarin het verend ondersteunde ligger model is opgenomen veel meer invoerparameters vraagt dan dat van Blum. De resultaten van de methode Blum leiden daarbij tevens tot een lichter ontwerp.

Het derde model is recent ontwikkeld bij Rijkswaterstaat in samenwerking met Grondmechanica Delft.

In het kort zal het verschil tussen de methoden aangeven worden, waarna in de volgen drie hoofdstukken elke methode uitgebreid belicht wordt.

5.3 De drie methoden geresumeerd.

Het verschil tussen Blum, het verend-ondersteunde-ligger model en het discrete elementen model zit voornamelijk in de modellering van het grondgedrag. In het kort komt dit op het volgende neer:

- Blum maakt gebruik van het horizontaal evenwicht van de paal. De paal mobiliseert een grondwrig, welke bij toenemende diepte een grotere breedte heeft. De gronddruk tegen de paal heeft de grootte van de bezwijksterkte volgens Rankine. Ter bepaling van de inheidiepte wordt een fictieve puntlast gebruikt om een momenten evenwicht te verkrijgen. De paal is een in de grond ingeklemde ligger, waarvan de doorbuiging berekend wordt met behulp van de differentiaal vergelijking voor de buigligger. Bij de berekeningen wordt deze methode als de methode Blum aangeduid.
- Het model gaat uit van een elastisch ondersteunde ligger. Het verschil met Blum is de elasto-plastische grondreactie. De grondreactie in het Winkler model is over een kort traject elastisch en vervolgens plastisch, waarbij de bezwijksterkte van de grond gelijk is aan die van Blum. De verplaatsing van het uiteinde van de ligger wordt op identieke wijze als bij Blum berekend. De grootte van de belastingspreiding moet door de gebruiker opgegeven worden. Deze methode wordt bij de berekeningen de E.A.U. methode genoemd. De E.A.U. schrijft coëfficiënten voor m.b.t. de belastingspreiding in de grond. Bij de berekeningen volgens de E.A.U. methode wordt gebruikgemaakt van de verend ondersteunde ligger en de coëfficiënten volgens de E.A.U.
- In het discrete elementen model wordt de grondreactie met een curve beschreven. Dit zijn de p-y curven die door het American Petroleum Institute voor ontwerp van paalfunderingen voor offshore doeleinden aanbevolen worden. Het programma Tilly bevat de elementen om de p-y curven te benaderen en

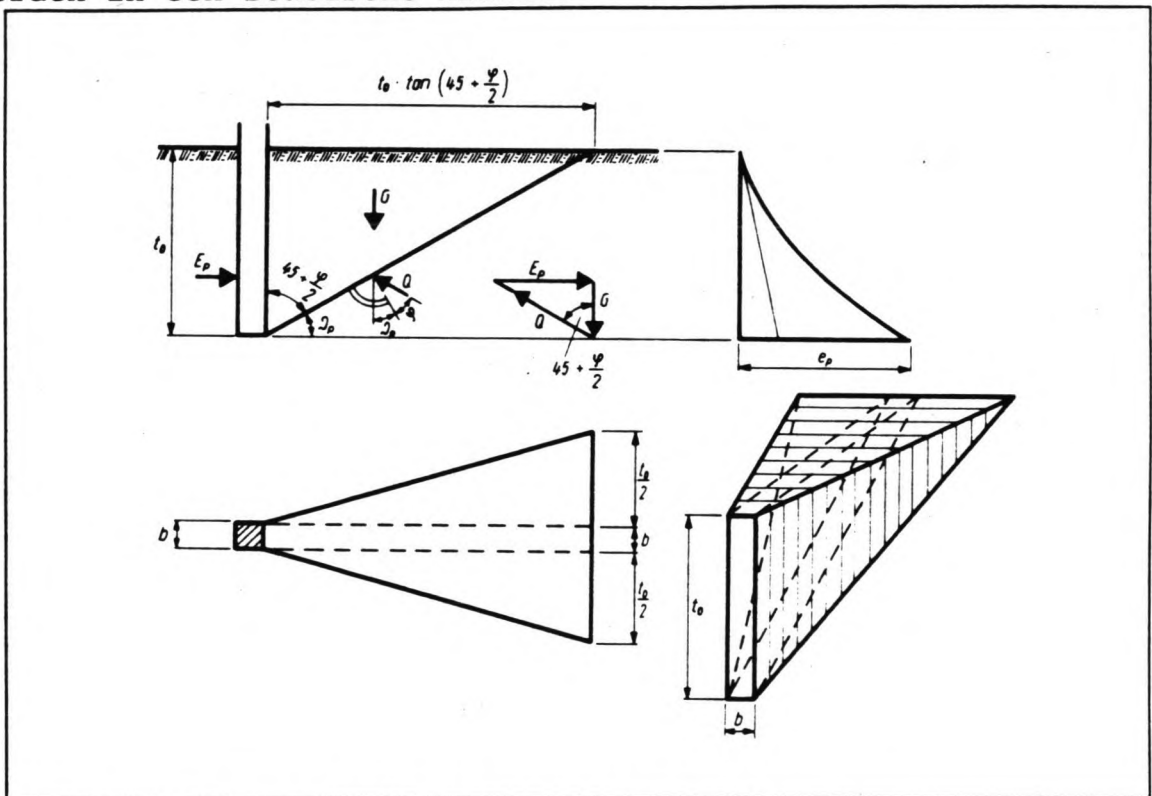
in een model toe te passen. De paal wordt in Tilly met discrete elementen tot een buiglijger geschematiseerd. De p-y curven beschrijven een vloeiender verloop van de laterale gronddruk bij toenemende verplaatsing dan in het Winkler model het geval is. De A.P.I. schrijft voor zowel zand als klei curven voor. Hierbij wordt onderscheid gemaakt tussen statische en dynamische belasting gevallen. Bij de berekeningen wordt deze schematisatie het Tilly model genoemd, naar het gelijknamige discrete elementen programma waarin het model is beschreven.

In de volgende hoofdstukken 6, 7 en 8 worden de achtergronden van iedere methode uitgebreider beschreven.

6 De berekeningsmethode BLUM. [1]

6.1 Inleiding.

Deze berekeningsmethode is door ir. Blum in de dertiger jaren ontwikkeld en wordt door de eenvoud ervan nog veelvuldig toegepast in de praktijk. De methode is in principe alleen geschikt voor niet cohesieve grondsoorten en gaat uit van een homogene ondergrond. De paal gedraagt zich stijf tenopzichte van het grondmassief en roteert om een punt dat zich boven de paalvoet bevindt. Zie de gronddruk afbeelding 16. Aangenomen wordt verder dat de belasting een statische kracht is. Hieruit volgt dat de dynamische scheepsstoot vertaald moet worden in een statische kracht.



Afbeelding 16, schematisatie volgens Blum.

6.2 Uitgangspunten.

Blum beschouwt het horizontale- en momentenevenwicht om de onderzijde van de paal waarbij de passieve gronddruk, werkend op het deel dat zich onder het rotatie centrum bevindt, door een puntlast vervangen is. Er volgt een theoretische inheidiepte van de buispaal. Deze lengte wordt met 20% verhoogd om voldoende gronddruk te mobiliseren, daar waar de puntlast aangenomen was. Zie ook bijlage V voor meer informatie en achtergronden.

6.3 Horizontale gronddruk.

De maximale (horizontale) passieve gronddruk wordt berekend uit de verticale korrelspanning en een passieve gronddruk coëfficiënt K_p . Dit kan op twee manieren bij de methode Blum.

In het eerste geval wordt de wrijving tussen de paal en de grond verwaarloosd. Als compensatie hiervoor wordt met nat-volume gewicht van de grond gerekend. De passieve gronddruk coëfficiënt is dan met de formule van Rankine (6,2) te berekenen. Dit laatste kan ook grafisch met de cirkel van Mohr. Zie hiervoor afbeelding 17.
De horizontale gronddruk wordt nu als volgt berekend:

$$\begin{aligned} \sigma_{h,max} &= K_p * \sigma_v \\ \sigma_v &= \gamma_n * z \end{aligned} \quad (6.1)$$

Waarin:

z = diepte onder de bodem [m]

De coëfficiënt K_p volgens Rankine:

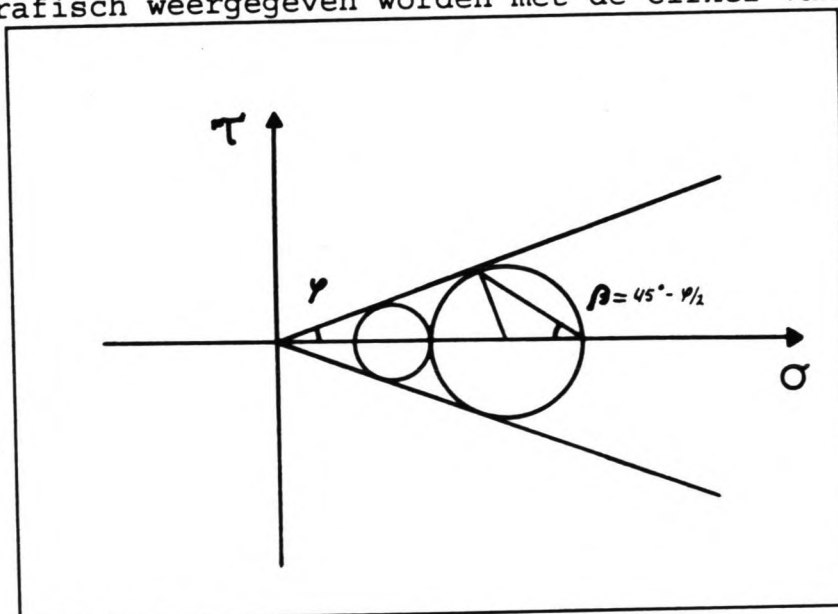
$$K_p = \tan^2(45 + (\frac{\phi}{2})) \quad (6.2)$$

Hierin is:

K_p = passieve gronddruk coëfficiënt [-]

ϕ = hoek van inwendige wrijving [°]

Dit kan grafisch weergegeven worden met de cirkel van Mohr:



Afbeelding 17

De tweede mogelijkheid is nu wel de wrijving tussen de paal en de grond in rekening te brengen. Nu wordt echter met de korrelspanningen gerekend. De gronddruk coef. K_p wordt nu met de formule van Müller-Breslau berekend (bijlage V).
In beide gevallen wordt overigens de actieve gronddruk verwaarloosd. Het resultaat van deze twee berekeningswijzen is vrijwel hetzelfde.

4 Schelpwerking.

Bij een in de grond ingeklemde paal zal de belasting zich door de relatief kleine afmeting in de breedte spreiden. Hiervoor

gaat Blum uit van een wig of schelp grond welke de passieve grondreactie levert. Zie afbeelding 16. De grondreactie wordt door een $b + t_0$ brede wig geleverd. De toename van de horizontale gronddruk, door de belasting spreiding in de grond, ten opzichte van de situatie zonder spreiding (damwand) kan uitgedrukt worden in een schelpfactor. Voor de schelpfactor S kan worden afgeleid dat deze lineair met de diepte toeneemt en wel volgens:

$$S = 1 + \frac{t_0}{2 * b} \quad (6.3)$$

De schelpwerking volgens Blum is in afbeelding 16 aangegeven.

6.5 Doorbuiging.

Voor de doorbuiging wordt uitgegaan van een ingeklemde ligger waarvan de lengte benaderd wordt met:

$$L_1 = h + 0.78 * t_0$$

waarin:

h = hoogte van aangrijpen van kracht boven de bodem

t_0 = inheidiepte

Bij een ontwerp voor een dukdalf is er sprake van een op te nemen tros- en stootkracht van een schip. Vooral de stootkracht is in werkelijkheid een dynamische belasting. Deze belasting moet tot een statische belasting geschematiseerd worden.

Wanneer de parameters van de ondergrond bekend zijn en een diameter van de dukdalf is aangenomen kan direct de inheidiepte van de paal berekend worden. Uit het maximale optredende moment kan de minimale wanddikte afgeleid worden.

Voor de energie berekening moet uitgegaan worden van een kracht waarbij de doorbuiging berekend wordt. Door vervolgens aan te nemen dat de paal een lineaire veer karakteristiek bezit is de door de paal verrichte arbeid eenvoudig te bepalen.

Voor een lineaire veer geldt:

$$A = \frac{1}{2} * \delta * F \quad (6.4)$$

Waarin:

A = arbeid geleverd door de veer [Nm]

δ = indrukking veer [m]

F = kracht [N]

Iteratief is de maximale kracht op de scheepshuid vast te stellen.

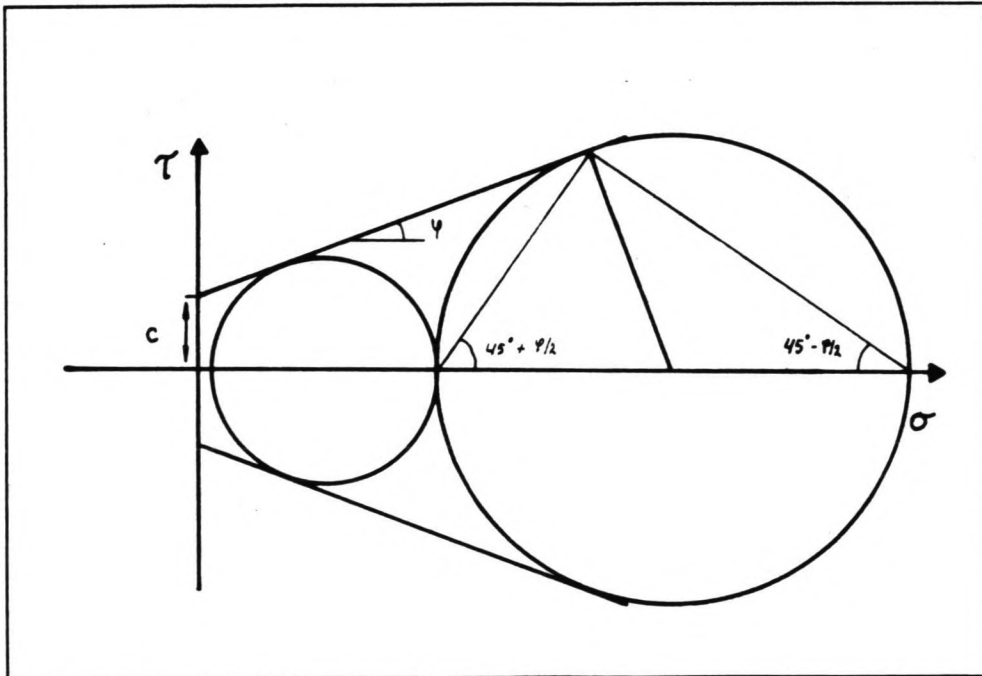
Er kan nog opgemerkt worden dat indien men de wrijving tussen de grond en de paal alsmede tussen de af te schuiven schelp en de ondergrond verwaarloost en men ter compensatie met γ_n rekent de uitkomst vrijwel identiek is aan de eerder gemaakte berekening, i.c. met wrijving en het effectief volumegewicht van de grond onderwater.

Aanpassingen volgens de E.A.U.'90.

De EAU baseert de ontwerpberekening van dukdalven op de methode van Blum. Daarbij zijn enige facetten aangepast. Er wordt nu de mogelijkheid geboden cohesieve lagen in de berekening toe te passen. Daarbij worden schelpfactoren voorgeschreven voor zowel de cohesie als de verticale korrelspanning. De grootte van deze factoren wijkt af van Blum, maar berusten in beginsel op hetzelfde principe.

- Voor de berekening met cohesieve grondlagen kan gebruik gemaakt worden van de formule van Rankine. Deze voldoet ook aan het Mohr-Coulomb criterium, zie afbeelding 18. Rankine:

$\sigma_h = \sigma_v * K_p + 2c\sqrt{K_p}$ <p style="text-align: center;">or</p> $\sigma_h = \gamma' h K_p + 2c\sqrt{K_p}$	(6.5)
--	-------



Afbeelding 18

- Er wordt voorgesteld een wandwrijving van maximaal $2/3 * \phi$ in rekening te brengen. Hierbij wordt gesteld dat rekening gehouden moet worden met het vertikaal evenwicht van de constructie, waarbij gelet moet worden op de richting van wandwrijving, en het eigengewicht. Het is aan te bevelen voor de wrijving aan te houden:

$$\begin{aligned} \delta_{\max} &= - \frac{1}{3} * \phi \\ \delta'_{\max} &= + \frac{1}{3} * \phi \end{aligned} \quad (6.6)$$

- De passieve grondruk coëfficiënt kan nu met de formule van Müller-Breslau berekend worden. Zie bijlage V. Hierin kunnen diverse parameters meegenomen worden, zoals: adhesie (hoek), bodem helling, helling paal/wand.
- Voor het soortelijk gewicht van de grond wordt nu uitgegaan van het effectief volumegewicht onderwater. De wrijvingshoek tussen de grond en de paal wordt meegenomen in de berekening van de grondruk coëfficiënt.

$$\gamma' = \gamma_n - 10 \quad [kN/m^3] \quad (6.7)$$

- De virtuele puntlast op de onderzijde van de dukdalf wordt nu:

$$C = \gamma' * K_p * \cos(\delta) * t_0 * \frac{(3D + t_0)}{6} - H \quad (6.8)$$

Hierin is D de diameter van de paal, welke gelijk is aan breedte b in afbeelding 16.

- Uitgaande van de maximale passieve grondruk ter hoogte van de onderzijde van de paal kan de inheidiepte berekend worden uit de puntlast. Dit komt in de plaats van $20\% * t_0$ voor de extra inheidiepte.

$$\Delta t = \frac{C}{\gamma' * K'_p * \cos(\delta') * t_0 * (2D + t_0)} \quad (6.9)$$

De inheidiepte wordt nu:

$$t = t_0 + \Delta t \quad (6.10)$$

7 Gelaagde bodem.

In de E.A.U. 1990 wordt een alternatief geboden voor gelaagde bodem opbouw. Hierbij worden per laag de maximale gronddrukken berekend. De methode kan ook worden toegepast voor cohesieve grondlagen. De gronddruk wordt vermenigvuldigd met een schelp factor welke afhankelijk van de diepte is. Er is voor het cohesieve aandeel een aparte schelp factor.

De betekenis van de parameters in de volgende formules:

S = schelffactor [-]

x = diepte [m]

D = diameter paal [m]

Voor een klein stukje langs de paal kan worden afgeleid worden dat de schelffactor de volgende gedaante heeft:

$$S = 1 + \frac{x}{2 \cdot D} \quad (6.11)$$

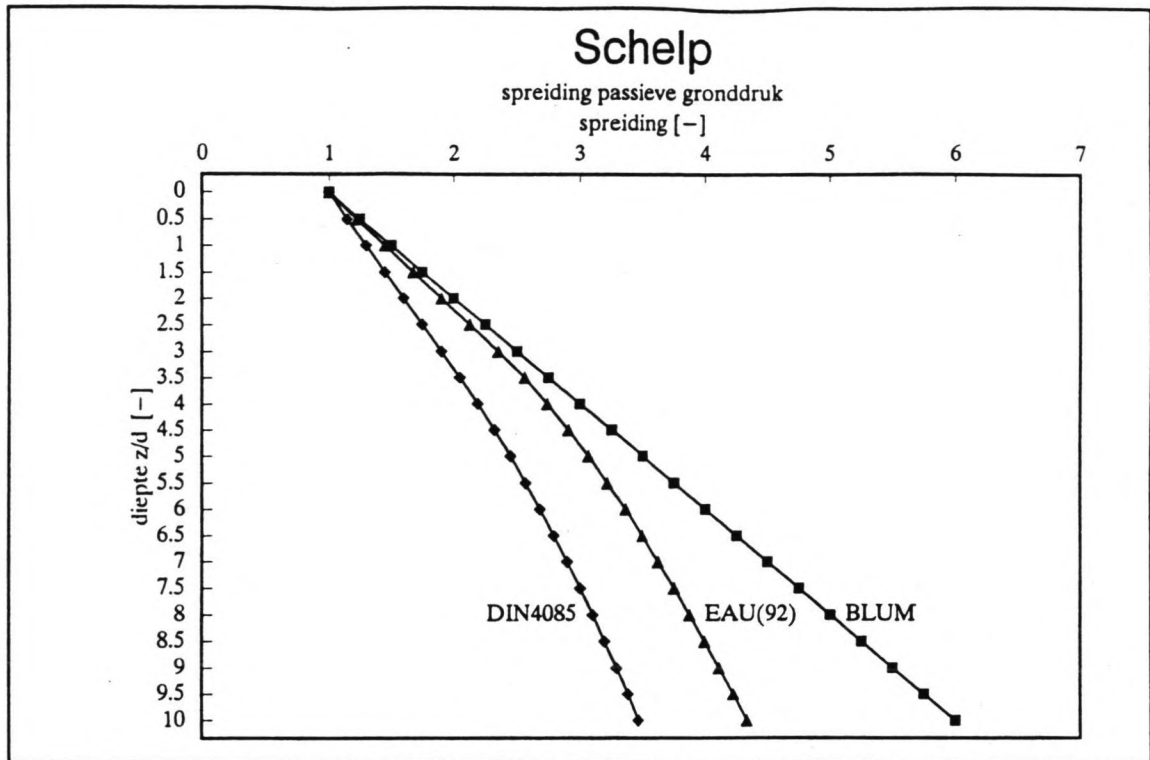
Voor de schelffactoren bij gelaagde bodem opbouw verwees de E.A.U. naar de DIN 4085. Dit is echter recent gewijzigd [5]. Zie afbeelding 19. Er zijn twee uitdrukkingen voor schelf factoren, waarbij onderscheid gemaakt is tussen een bovenlaag en een diepe laag. De grens tussen deze lagen ligt op $\frac{1}{3}D$. Voor niet cohesieve grond geldt, DIN 4085 (oud):

$$\begin{aligned} S &= 1 + 0.30 \cdot \frac{x}{D} && \text{voor } \frac{x}{D} < \frac{10}{3} \\ S &= 1.095 \cdot \sqrt{\frac{x}{D}} && \text{voor } \frac{x}{D} > \frac{10}{3} \end{aligned} \quad (6.12)$$

De nieuwe schelffactoren welke de E.A.U. aanbeveelt in het Technisch Jahresbericht 1992 staan in bijlage VI.

8 Cohesieve grond.

De methode van Blum is in principe niet opgezet voor cohesieve grond doch alleen voor zuiver zand. Het programma, werkend volgens de methode Blum, bevat dan ook geen mogelijkheid om cohesie in te voeren, maar wel de mogelijkheid om een bovenbelasting in rekening te brengen, zie form. (6.13). Om toch berekeningen met deze methode te maken, moet de cohesie omgerekend worden naar een bovenbelasting. Dat deze manipulatie verdedigbaar is kan met de het Mohr-Coulomb diagram aangetoond worden. In geval van cohesie is het diagram over een afstand $c/\tan(\varphi)$ op geschoven. Zie afbeelding 18. De cohesie verhoogt de grondspanning (vertikaal) met een constante waarde. Dit kan vertaald worden naar een bovenbelasting. De schelpwerking blijft het zelfde. Bij de bodem is deze 1 en neemt toe met toenemende diepte. Doordat het Mohr-Coulomb diagram verschoven is tenopzichte van de oorsprong blijft alles wiskundig en dus schematisch hetzelfde. Het betreft in het geval van klei een gedraineerd belastinggeval. Dit is bij een scheepsstoot tegen een dukdalf niet het geval. Een berekening voor de ongedraineerde situatie



Afbeelding 19, schelffactoren.

is met Blum niet mogelijk.

$$p = \frac{2c}{\sqrt{K_p}} \quad (6.13)$$

Waarin:

p = bovenbelasting [kN/m²]

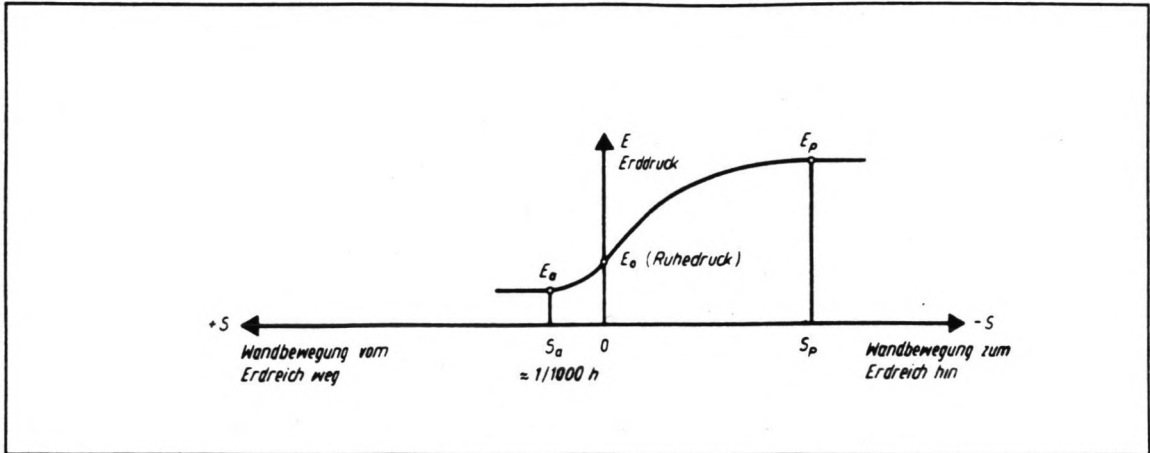
6.9 Berekeningen met de methode Blum.

In dit hoofdstuk is de methode Blum beschreven. Daarbij zijn de veranderingen, voorgesteld door de E.A.U. [5], vermeld. Voor de berekeningen volgens de hierna genoemde Methode Blum zijn gemaakt met een programma dat volgens de originele wijze zoals voorgesteld door Blum rekend. Hierbij wordt iteratief de inheidiepte berekend en tevens de doorbuiging. Er kan in dit programma geen cohesie, maar wel een bovenbelasting ingevoerd worden. Voor de berekening van de passieve gronddruk coëfficiënt wordt gebruikgemaakt van de formule volgens Müller-Breslau.

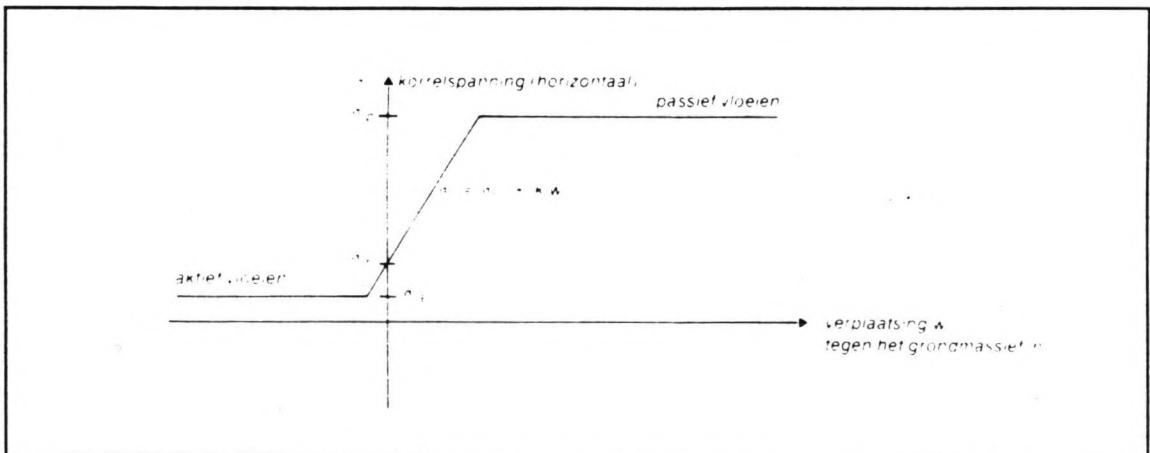
7 Berekeningsmethode volgens de continu verend ondersteunde ligger.

7.1 Inleiding.

Het gedrag van de grond rond de paal wordt geschematiseerd tot een groot aantal ongekoppelde veren, het zogenaamde Winkler model. Voor deze veren moet dus een veer karakteristiek worden opgegeven. De veer karakteristiek is afgebeeld in afbeelding 20 en 21.



Afbeelding 20, veer karakteristiek.



Afbeelding 21, benadering in berekening.

Er is dus sprake van een ligger met een buigstijfheid welke "rust" op elasto-plastische veren.

2 Gronddruk.

Wanneer de paal niet verplaatst is de druk op de paal gelijk aan de neutrale gronddruk, σ_n . Indien de paal verplaatst zal afhankelijk van de richting de gronddruk af- of toenemen. De gronddruk wordt dan berekend met:

$$\sigma'_h = \sigma'_n + w * k \quad (7.1)$$

Waarin: w = verplaatsing (wand of paal) [m]
 k = beddingsconstante [kN/m³]

De neutrale gronddruk kan berekend worden met:

$$K_0 = 1 - \sin(\phi) \quad (7.2)$$

De minimale en maximale gronddruk is begrensd door de vloeigrens welke gelijk is aan respectievelijk de actieve en passieve gronddruk. Deze horizontale gronddruk wordt berekend met:

$$\begin{aligned} \sigma'_{h,\min} &= \sigma'_v * K_a - 2c * \sqrt{K_a} \\ \sigma'_{h,\max} &= \sigma'_v * K_p + 2c * \sqrt{K_p} \end{aligned} \quad (7.3)$$

Dit is hetzelfde als bij de methode Blum, formule (6.5) De K waarden kunnen met de bekende formule van Müller-Breslau of Rankine berekend worden. Er wordt dan uitgegaan van rechte glijvlakken. In geval van hoge waarden voor de wrijvingshoek van zand of indien de bodem onder een helling ligt met de horizon kan voor de passieve waarde een maximum aangehouden worden van bijvoorbeeld 7.

Het is tevens mogelijk gebruik te maken van gekromde glijvlakken volgens Kötter, waarbij in eerste instantie gesteld wordt dat de grond geen massa heeft. Hij stelt:

$$\sigma'_h = q * K_q + c * K_c \quad (7.4)$$

De invloed van het soortelijk gewicht kan worden meegenomen zoals door Brinch Hansen is voorgesteld:

$$\begin{aligned} \sigma'_h &= q * K_q + c * K_c + (\gamma * d - w_p) * K_\gamma \\ \text{met} & \\ K_\gamma &= K_q + 0.007 (e^{9 \sin \delta} - 1) \end{aligned} \quad (7.5)$$

De exponentiële bijdrage van het eigengewicht bij een $\delta = \frac{1}{3}\varphi$ met $\varphi = 30^\circ$ is ca. 3% en dus te verwaarlozen.

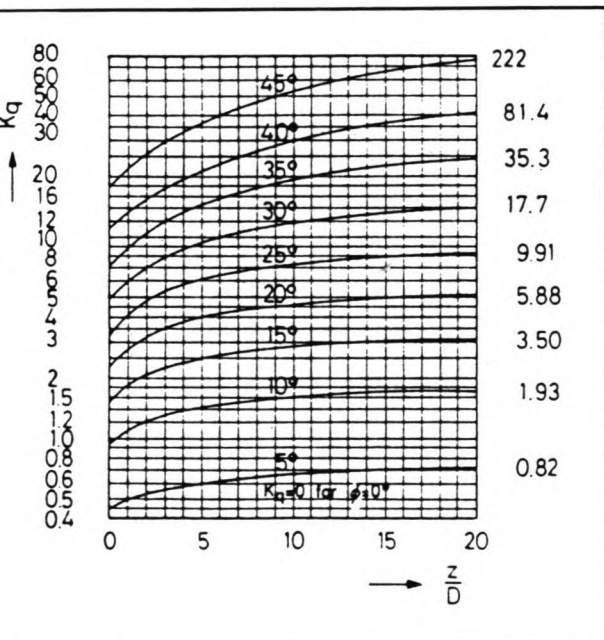
Er volgt nu:

$$\sigma'_h = \sigma'_v * K_q + c * K_c \quad (7.6)$$

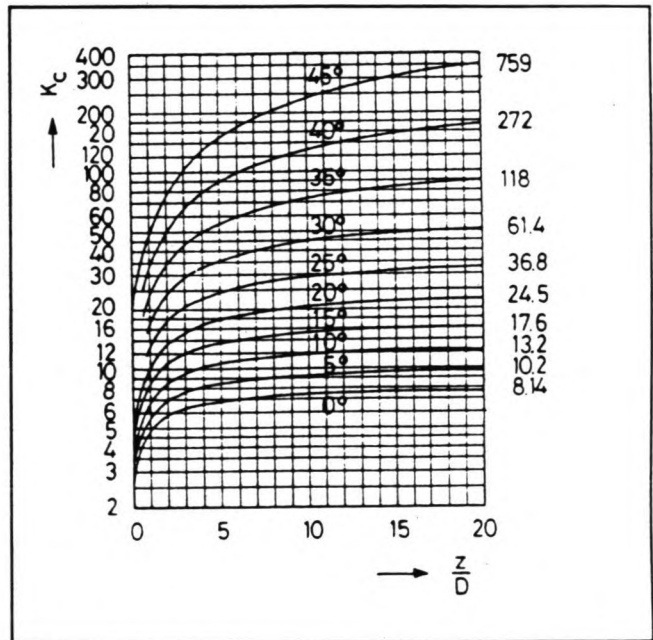
Daar rekenprogramma's uitgaan van de formules zoals weergegeven in (7.3) moet voor de waarden van Brinch Hansen gebruik gemaakt worden van een fictieve waarde voor de cohesie:

$$c_{fic} = c * \frac{K_c}{2 * \sqrt{K_{a,p}}} \quad (7.7)$$

De waarden voor K_q en K_c kunnen uit grafieken worden afgelezen als functie van de verhouding diepte/diameter en de wrijvingshoek van de grond. Zie afbeeldingen 22 en 23.



Afbeelding 22



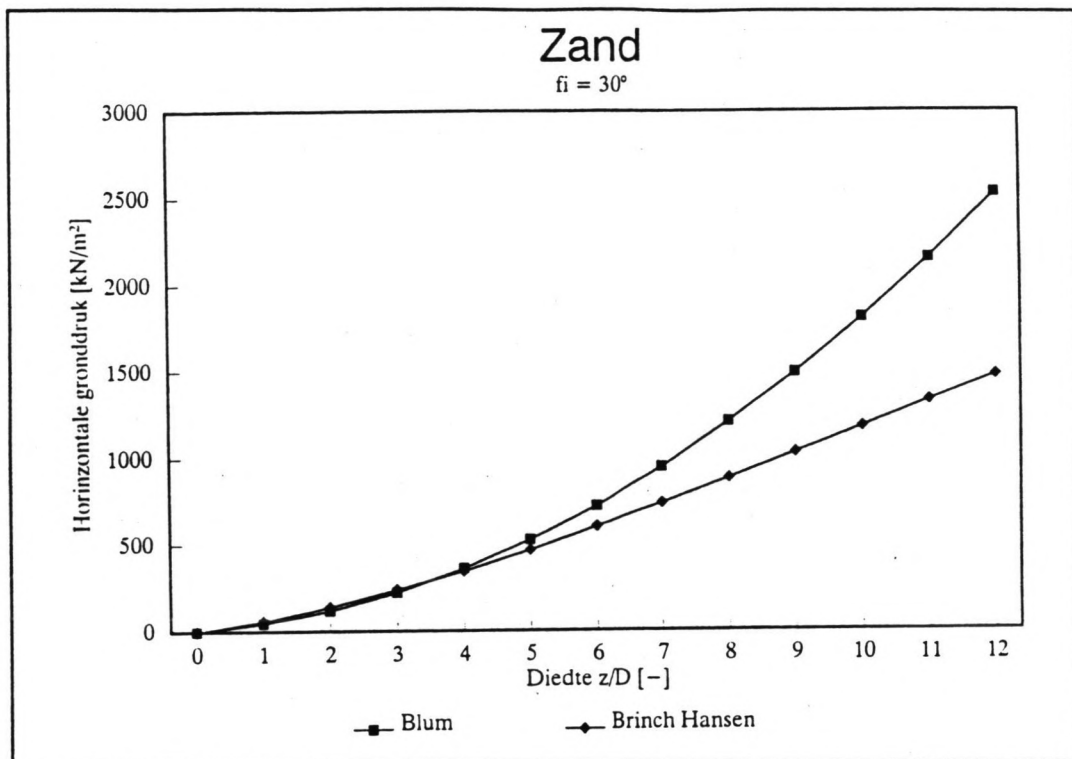
Afbeelding 23

Wanneer Blum en Brinch Hansen met elkaar vergeleken worden ontstaat een beeld als in de figuren 24 en 25. Er is een situatie voor grond zonder cohesie met $\phi = 30^\circ$ en een situatie met cohesie: $\phi = 30^\circ$ en $c = 10 \text{ kN/m}^2$ opgenomen. Uitgangspunten vormen verder:

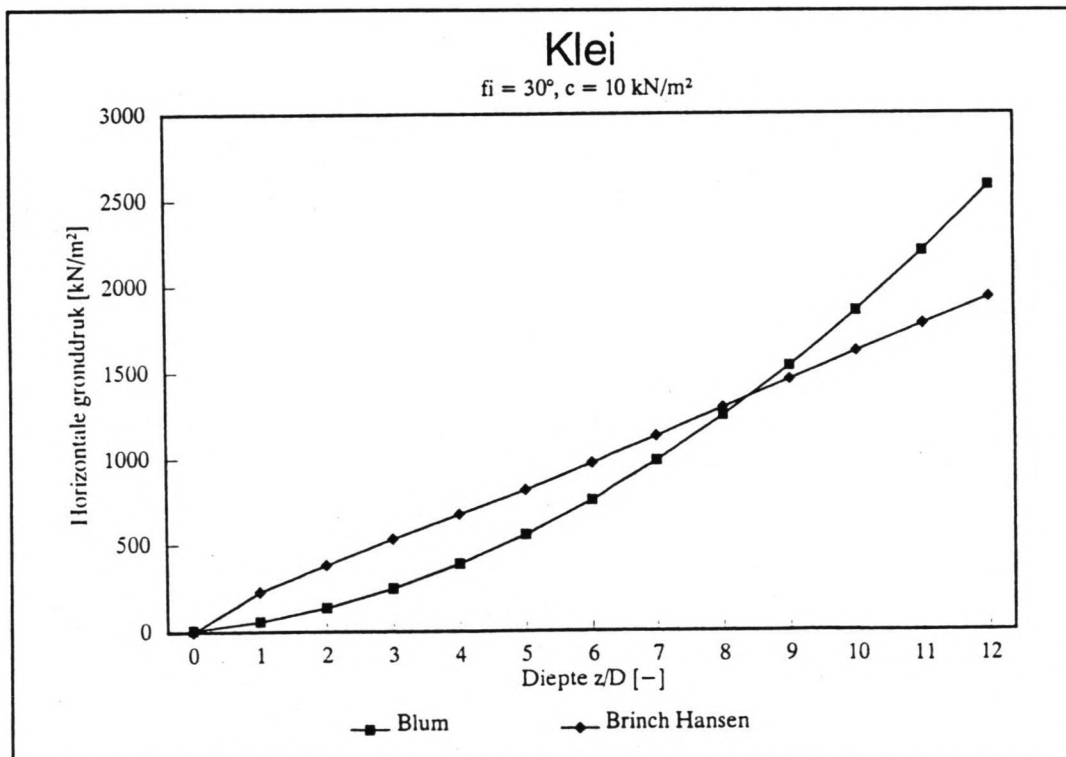
- diameter paal = 1.00 m
- s.g. grond_{nat} = 20 kN/m³

De methode volgens Brinch Hansen is vooral in Denemarken en Scandinavië populair. Over het algemeen wordt Blum meer toegepast. Uit de figuren blijkt dat Blum in zandgrond hogere bezwijkwaarden berekend. Bij cohesieve grond zijn de verschillen gering. Een inheidiepte van 10 maal de diameter is

een reële waarde voor een dukdalf.



Afbeelding 24, zand.



Afbeelding 25, klei.

Veerkonstante.

.1 Inleiding.

De veer- of beddingsconstante geeft het verband aan tussen de spanningstoename op bijvoorbeeld een funderingsplaat en de indrukking van deze plaat in de grond, formule (7.11). De beddingsconstante is afhankelijk van de breedte van de plaat en wel zodanig dat de stijfheid afneemt bij een toenemende breedte van de plaat. Dit is te verklaren uit de herverdeling van spanningen in de grond aan de randen van de plaat. Bij een brede plaat spreidt de belasting zich aan de randen, maar in het midden van de plaat is van deze spreiding vrijwel niets te merken. Bij een smalle plaat werkt deze randstoring door onder de volledige breedte.

.2 Methode Ménard.

De Fransman Ménard heeft voor damwanden en palen een relatie voor de horizontale beddingsconstante opgesteld als functie van de pressiometer modulus. Voor palen gaat hij uit van een referentie paal met een diameter van 0.60m. De methode is bruikbaar voor zowel cohesieve als niet cohesieve grondsoorten.

De formule luidt:

$$\frac{1}{k_{s,h}} = \frac{1}{E_m} * [1.3 * R_0 * (2.65 * \frac{R}{R_0})^\alpha + \alpha * R] \quad (7.8)$$

Hierin is:

- E_m = Pressiometer modulus (kPa)
- R_0 = referentie straal (0.30 m)
- R = halve diameter paal (m)
- α = grondparameter (-)

De formule is geldig voor $Inheidiepte_{paal} > 10 * D$.

Voor E_m wordt de volgende relatie met de sonderwaarde aangenomen:

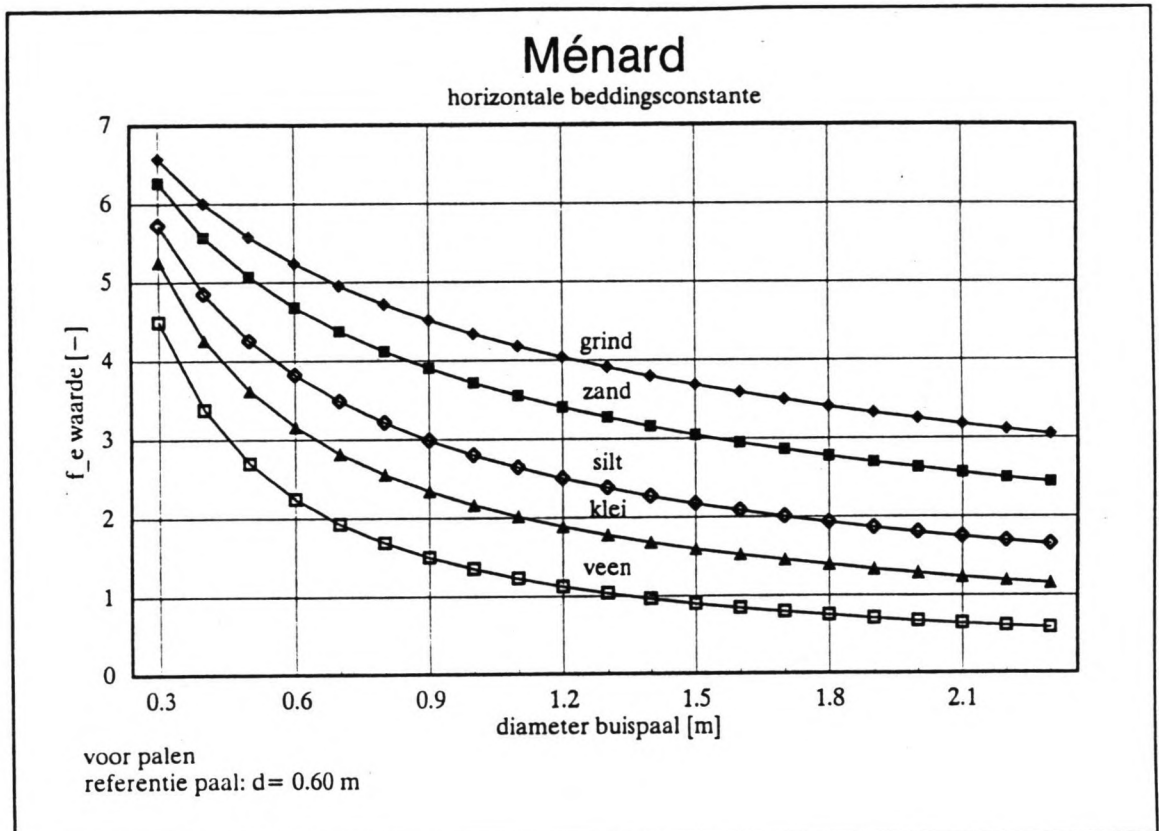
$$E_m = \beta * q_c * 1000 \quad [kN/m^2] \quad (7.9)$$

Hierin is:

- q_c = conusweerstand (MPa)
- β = grondparameter (-): relatie (E_m ; q_c)

grondsoort	α	β
veen	1	3.0
klei	2/3	2.0
silt	1/2	1.0
zand	1/2	0.7
grind	1/4	0.5

Tabel V.



Afbeelding 26.

De formule kan omgezet worden in een grafiek waar als functie van de diameter en grondsoort een hulpparameter f_e afgelezen kan worden.

De beddingsconstante volgt nu uit:

$$k_{s,h} = f_e * \beta * q_c * 1000 \quad [\text{kN/m}^3] \quad (7.10)$$

q_c = conusweerstand (MPa)

De waarde van f_e is uit afbeelding 26 af te lezen.

3.3 Terzaghi.

Terzaghi gaat voor de horizontale beddingsconstante uit van een lineaire toename met de diepte. In formule vorm:

$$k_h = I_h \frac{z}{D} \quad (7.11)$$

Waarin:

k_h = beddingsconstante [kN/m³]

I_h = constante [kN/m³]

z = diepte [m]

D = diameter [m]

Voor de constante I_h worden de volgende waarden voorgesteld:

I_h [MN/m ³]	relatieve dichtheid D_r		
	laag 0.15-0.35	middel 0.35-0.65	hoog 0.65-0.85
droog zand	2.5	8	22
nat zand	1.5	6	14

Tabel VI

Hierin is D_r de relatieve dichtheid van het zand. Deze kan als volgt uit de insitu, maximum en minimum porositeit (n) berekend worden:

$$D_r = \frac{n_{\max} - n}{n_{\max} - n_{\min}} \quad (7.12)$$

Bij klei is er geen relatie aangenomen tussen de beddingsconstante en de diepte zoals bij zand.

Voor klei kan men gebruik maken van de waarden, betrekking welke voor een plaat 0.3 * 0.3 m² gelden:

klei	slap	middel matig	vast	zeer vast	hard
conusweerstand q_c [MN/m ²]	<0.5	0.5- 1	1-2	2-4	>4
beddingsconstante k_s [MN/m ³]	<7.5	7.5-15	15-30	30-60	>60

Tabel VII

7.3.4 Methode B25.*

De beddingsconstante kan berekend worden indien men de veerlengte van het elastische traject weet of schat. Daar de neutrale gronddruk bekend is evenals de bezwijksterkte van de grond (inclusief schelpwerking), is de veer- of beddingsconstante te berekenen. Voor damwanden wordt wel aangenomen dat deze lengte ongeveer 0.02m is, of deze orde van grootte heeft. Het (oefen) damwand programma SPW, werkt op basis van dit principe. Door een veerlengte van bijvoorbeeld 1 tot 3 cm te nemen, afnemend met de diepte, kan een beddingsconstante berekend worden.

7.3.5 Evaluatie methoden ter bepaling beddingsconstante.

De uitgangspunten waarop de bovenstaande methoden berusten om tot een waarde van de beddingsconstante te komen verschillen duidelijk. Voor het maken van een keuze welke methode toe te passen hangt af van de beschikbare grond gegevens. De methode volgens B25 is afhankelijk van interpretatie en inschatting van de gebruiker en maakt in principe geen onderscheid in de grondsoort en de insitu spanningstoestand. Dit is bij de overige twee methoden in meer of mindere mate wel het geval. Indien er over een sondering beschikt kan worden kan met de methode Ménard afhankelijk van de sondeerwaarde, grondsoort en paaldiameter een beddingsconstante berekend worden. Deze methode komt door gebruik van insitu grondspanning, weliswaar met een aangenomen relatie tussen sondeerwaarde en pressiometer modulus, betrouwbaar over. Indien geen sondering voor handen is kan de methode van Terzaghi gebruikt worden.

7.4 Ongedraineerde situatie.

Bij klei zal er altijd sprake zijn van een ongedraineerd belasting geval. De tijdsduur van de stoot is immers zeer kort. Voor de berekening houdt dit in dat er uitgegaan moet worden van de ongedraineerde schuifsterkte van klei. Deze zogenaamde schijnbare cohesie (c_u) kan in het laboratorium met een vin- of triaxiaalproef gemeten worden. Een andere mogelijkheid is deze aan de hand van sondeergegevens te bepalen[7]. Onderzoek heeft aangetoond dat er een verband bestaat tussen de sondeerwaarde en de ongedraineerde schuifsterkte. Ruwweg wordt er gesteld dat:

normaal geconsolideerde klei : $c_u = 1/15 q_c$
overgeconsolideerde klei : $c_u = 1/20 q_c$

Waarin:

c_u = ongedraineerde schuifsterkte [kN/m²]
 q_c = sondeerwaarde [kN/m²]

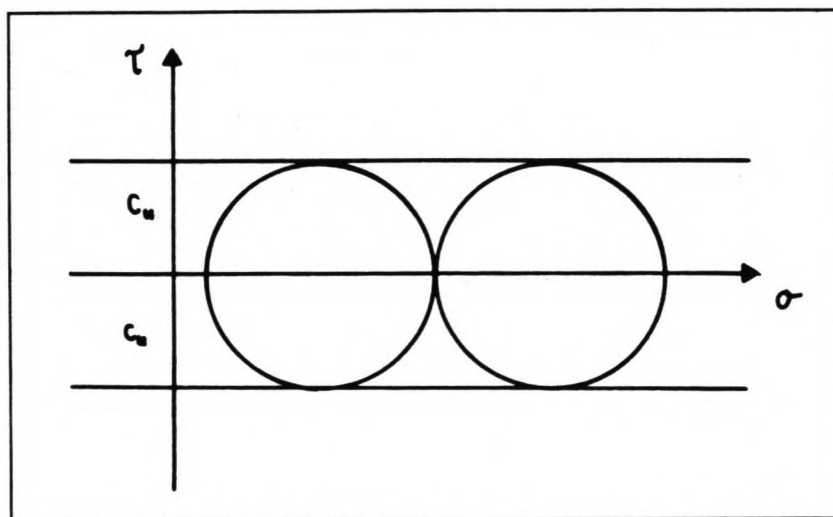
Het bezwijkmechanisme van klei is anders dan bij zand. Er is aangetoond [23] dat de grond om de paal heen vloeit, waarbij de bezwijksterkte $\approx 9 \cdot c_u$. Dit ligt in de orde van 2 maal de bezwijkbelasting van een stripfundering op klei.

* Bron: College dictaat B25, A. Verruijt.

Het in berekening brengen van dit bezwijk mechanisme vergt enige aanpassingen ten opzichte van een normale situatie van een paal in klei. Doordat de bezwijksterkte onafhankelijk van de diepte is moet het soortelijkgewicht van de grond omlaag gebracht worden. Zie afbeelding 27. De passieve gronddruk-coef. K_p wordt 1. Van formule (7.3) resteert nu:

$$\begin{aligned} \sigma'_v &\approx 0 \\ K_p &= 1 \\ \sigma'_{h,max} &= 2c_u \end{aligned} \quad (7.13)$$

In verband met de factor 2 in de formule (ingebouwd in het rekenprogramma) volgt nu voor de schelpfactor: $9/2 = 4.5$. Vlak onder de bodem zal de bezwijk waarde lager zijn dan deze waarde en hiervoor wordt dan de schelpfactor volgens de E.A.U. gebruikt tot de diepte waarop deze 4.5 is.



Afbeelding 27, schijnbare cohesie c_u .

Berekeningen volgens de Methode E.A.U.

Voor iedere lokatie zijn berekeningen gemaakt met drie programma's. Eén daarvan berust op het principe van de elastisch ondersteunde ligger, zoals in de paragrafen hiervoor beschreven. In combinatie hiermee zijn de schelpfactoren volgens de E.A.U.'90 toegepast.

Daar bij dit programma de schelpwerking door de gebruiker moet worden opgegeven, wordt de grond in lagen opgedeeld i.v.m. de diepte afhankelijke schelpfactoren en eventueel door veranderende eigenschappen van de grond. Voor de dikte van deze lagen wordt 1 à 2 maal de diameter van de paal aangehouden.

Naast de door de E.A.U. voorgestelde factoren kan ook de schelpwerking volgens Blum ingevoerd worden.

Het programma bleek deze controle goed te doorstaan. De uitkomsten waren identiek. De beddingsconstante heeft een kleine invloed op de stabiliteit van de paal. Op de stijfheid

van het paal-grondsysteem is de invloed groter. De veerstijfheid is maximaal 40% lager dan in de situatie van een ∞ hoge beddingsconstante (Blum).

Bij de berekeningen volgens de methode E.A.U. wordt gebruikgemaakt van:

- schelpfactoren volgens de E.A.U.
- beddingsconstanten (Ménard of evt. Terzaghi)
- eventueel cohesie

P-Y curven.

Inleiding.

Het American Petroleum Institute [6] geeft in rapport RP 2A aan hoe het laterale draagvermogen van grond met betrekking tot vrijstaande palen benaderd kan worden. De aanbeveling is opgezet voor de berekening van paalfunderingen van offshore platforms.

De paalfunderingen van deze platforms moeten horizontale en verticale belastingen kunnen opnemen welke zowel statisch als dynamisch kunnen zijn. In de gegeven formules zijn geen veiligheidsfactoren opgenomen. Verder wordt gesteld dat het gedrag van de bovenste grondlagen een grote invloed heeft op het paal ontwerp. Hierbij dient in ogenschouw genomen te worden dat de palen zoals in het rapport bedoeld de fundering van platforms vormen en dus een heel andere functie vervullen dan dukdalven. De palen onder een platform zijn over het algemeen langer en worden zowel axiaal als lateraal belast. Een dukdalf daarentegen is relatief kort en wordt alleen horizontaal belast.

Het grondgedrag wordt beschreven met last-verplaatsings curven, p-y curven genaamd. De curven beschrijven een vloeiend verband tussen de verplaatsing van de paal en de horizontale grondreactie. Met het discrete elementen model is het mogelijk dit grondgedrag in een rekenmodel te vertalen. Hierbij worden de curven voor een aantal diepten berekend en vervolgens met drie elastoplastische veren benaderd. De paal wordt als een buiglijger in het programma Tilly met discrete elementen gemodelleerd.

In dit hoofdstuk komen eerst de p-y curven aanbod. Vervolgens wordt het rekenmodel kort toegelicht. Aansluitend volgt de benadering van de p-y curven door de veren in het model.

A.P.I.: p-y curven voor zand.

Gesteld wordt dat de bezwijksterkte van zand afhangt van de diepte. In vroegere publikaties werd dit verschil duidelijk uit de aangenomen schematisatie ter bepaling van de bezwijksterkte. Nu wordt volstaan met twee formules waarbij de laagste waarde voor de bezwijksterkte van toepassing is voor de betreffende diepte.

Ter verduidelijking zal eerst nog kort de strekking van de publicatie van Reese, Cox en Koop [24] (1974) gegeven worden. Er wordt van uitgegaan dat het gedrag van de grond benaderd kan worden met last-verplaatsing diagrammen. Hiervoor moet eerst de bezwijkwaarde van de grond vastgesteld worden. Er wordt verondersteld dat er twee mechanismen kunnen optreden bij het bezwijken van de grond rond de paal:

- 1 een wig grond levert de horizontale bezwijkdruk, waarbij uitgegaan wordt van rechte glijvlakken.
- 2 de grond stroomt om de paal naar de zijde waar een gap dreigt te ontstaan als gevolg van de horizontale verplaatsing.

Voor deze twee gevallen is het mogelijk, met enige vereenvoudigende aannamen, om de maximaal optredende gronddruk te

berekenen. Het wigvormig bezwijkpatroon treed op nabij de bodem en in de diepere lagen zal de grond eerder de paal omstromen. Er is een zekere grensdiepte te berekenen waar beide mechanismen een zelfde waarde voor de bezwijksterkte van de grond geven.

Deze afleiding kan in gedachte gehouden worden bij het toepassen van de formules van het A.P.I.

8.3 Bezwijksterkte van zandgrond

Ondiepe lagen:

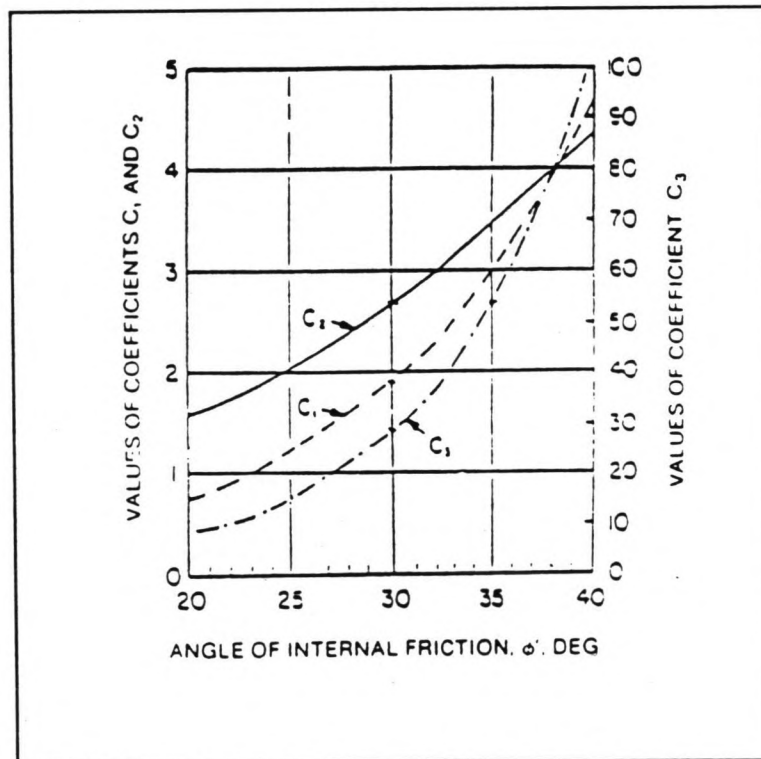
$$p'_{us} = (C_1 * H + C_2 * D) * \gamma' * H \quad (8.1)$$

Diepe lagen:

$$p'_{ud} = C_3 * D * \gamma' * H \quad (8.2)$$

Waarin:

$$\begin{aligned} p_u &= \text{bezwijkwaarde grond [kN/m]} \\ \gamma' &= \text{effectief volumegewicht [kN/m}^3] \\ H &= \text{diepte [m]} \\ \phi' &= \text{hoek van inwendige wrijving van zand [}^\circ] \\ C_1, C_2, C_3 &= \text{coefficient } f(\phi') \text{ uit figuur 28} \\ D &= \text{diameter [m]} \end{aligned} \quad (8.3)$$



Afbeelding 28, coëfficiënten als functie van ϕ' .

Last-verplaatsing curve (zand)

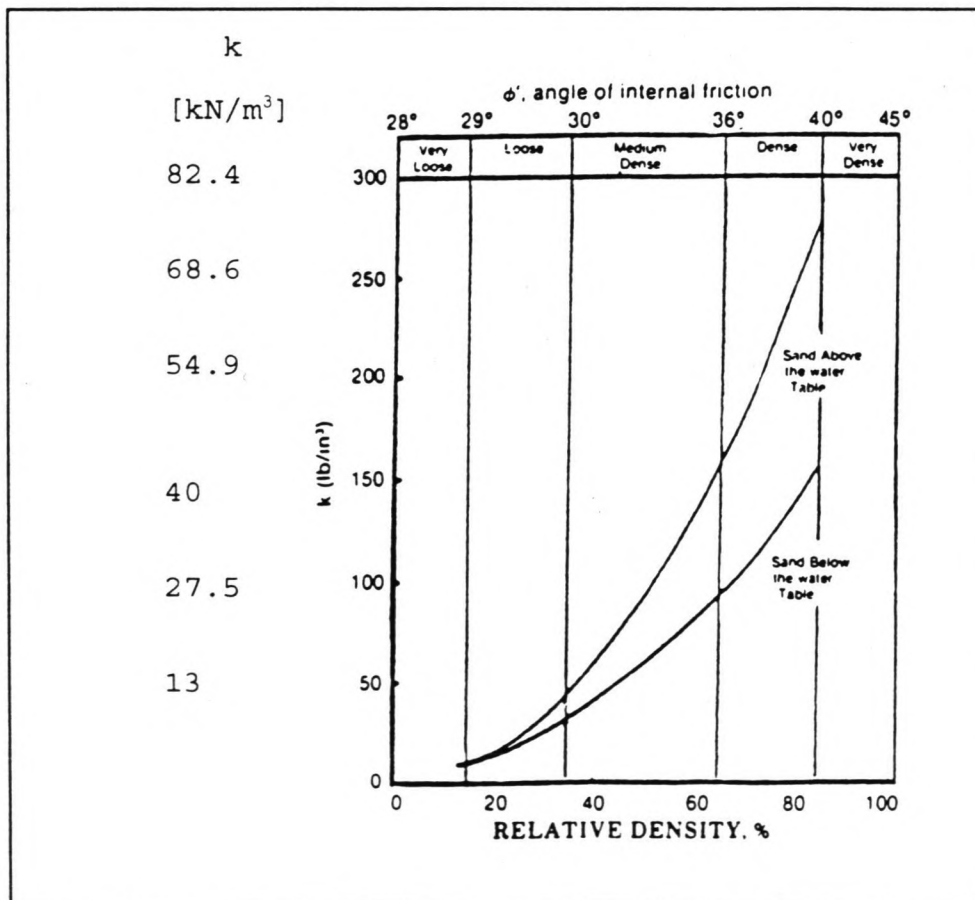
De laterale grondreactie als functie van de verplaatsing is niet lineair net als de bezwijksterkte. De grondreactie kan voor alle diepten, bij gebrek aan meer informatie, benaderd worden met de volgende kromme:

$$p = A \cdot p'_u \cdot \tanh \left[\frac{k \cdot H}{A \cdot p'_u} \cdot y \right] \quad (8.4)$$

Waarin:

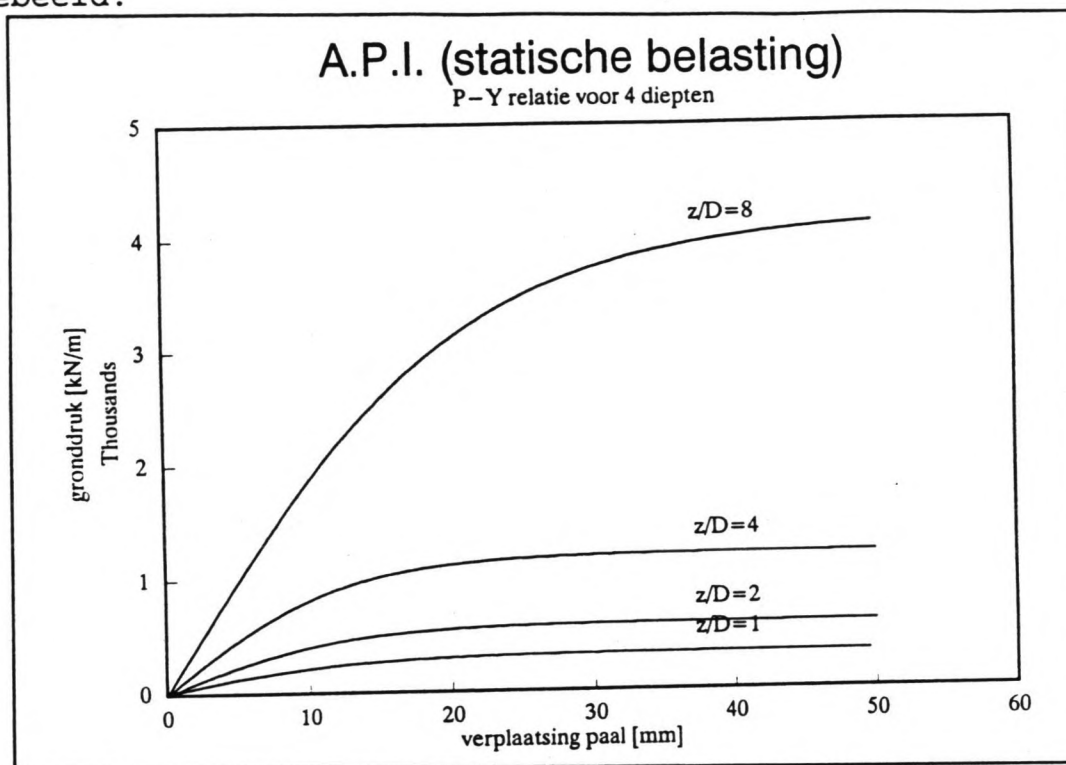
$A = \text{factor}$
 $A = 0.9$ dynamische belasting
 $A = (3.0 - 0.8 \cdot \frac{H}{D}) \geq 0.9$ statische belasting
 $p'_u = \text{bezwijksterkte grond [kN/m]}$
 $k = \text{veerstijfheid f(rel. dichtheid) [kN/m}^3]$
 $y = \text{laterale verplaatsing [m]}$
 $H = \text{diepte [m]}$

(8.5)



Afbeelding 29, veerconstante als functie van de rel. dichtheid.

De waarde van k kan uit afbeelding 29 afgelezen worden als functie van de relatieve dichtheid of als functie van ϕ' . Voorbeelden van p - y relaties van zand zijn in figuur 30 afgebeeld.



Afbeelding 30, p - y relaties voor zand, 4 diepten.

8.5 Normaal geconsolideerde kleisoorten.

De bezwijksterkte van klei ligt voor statische belastingen tussen de $8c_u$ en $12c_u$. Voor kleine diepten is dit lager, door een ander bezwijkcriterium. Door cyclische belastingen neemt de bezwijksterkte af en is lager dan voor statische belastingen. De waarden voor de bezwijksterkte hangen wederom af van de diepte.

Bovenste lagen:

p_u neemt toe van $3c_u$ tot $9c_u$ als X (diepte) toeneemt van 0 tot X_R .

$$p'_u = 3 * c_u + \gamma' * X + J * \frac{c_u * X}{D} \quad (8.6)$$

Diepe lagen:

$$p'_u = 9c_u \quad X \geq X_R \quad (8.7)$$

Waarin:

$$\begin{aligned} p'_u &= \text{bezwijksterkte [kN/m}^2\text{]} \\ c_u &= \text{ongedraineerde schuifsterkte [kN/m}^2\text{]} \\ D &= \text{diameter [m]} \\ \gamma' &= \text{effectief volumegewicht [kN/m}^3\text{]} \\ J &= \text{parameter: } 0.25 \geq J \geq 0.50 \text{ [-]} \\ X &= \text{diepte [m]} \\ X_R &= \text{grensdiepte [m]} \end{aligned} \quad (8.8)$$

De grensdiepte X_R kan berekend worden met:

$$X_R = \frac{6D}{\left[\frac{\gamma' D}{c_u} + J \right]} \quad (8.9)$$

Last-verplaatsing curve klei.

De last-verplaatsing curven voor normaal geconsolideerde klei-soorten zijn net als de curven voor zand niet lineair. In het geval van een statische belasting wordt uitgegaan van een parabool. De stijfheid is aanvankelijk hoog, maar neemt af bij toenemende verplaatsing. Als de verplaatsing een arbitraire waarde overschreidt blijft de kracht constant.

In het dynamische geval neemt de sterkte voor ondiepe lagen aanvankelijk toe tot een maximum. Bij grotere verplaatsing loopt de sterkte van de grond terug. Voor kleilagen gelegen onder de grensdiepte wordt geen afnemende sterkte aangenomen.

Voor de constructie van de p-y curven voor lateraal belaste palen in licht geconsolideerde klei is uit gegaan van de publicatie van H. Matlock [23] (1970). Het A.P.I. heeft de aanbevelingen zoals die hierin zijn weergegeven overgenomen. Hierbij zijn de p-y curven in tabel vorm weergegeven. In de publicatie [23] is de voor gestelde curve in formule vorm weergegeven, wat helaas in de aanbeveling van het A.PI. niet het geval is. Voor de parabool kan uit gegaan worden van:

$$\frac{p}{p_u} = 0.50 \left(\frac{y}{y_c} \right)^{\frac{1}{3}} \quad (8.10)$$

Waarin:

$$y_c = 2.5 \epsilon_c D \quad (8.11)$$

Verklaring van de parameters:

$p = \text{laterale grondweerstand [kN/m}^2\text{]}$ $p_u = \text{laterale bezwijksterkte [kN/m}^2\text{]}$ $y = \text{laterale verplaatsing [mm]}$ $D = \text{diameter [mm]}$ $\epsilon_c = \epsilon_{50} \text{ volgend uit laboratorium proeven [-]}$	(8.12)
--	--------

In tabel vorm zien de curven er als volgt uit (overgenomen uit de A.P.I. aanbeveling):

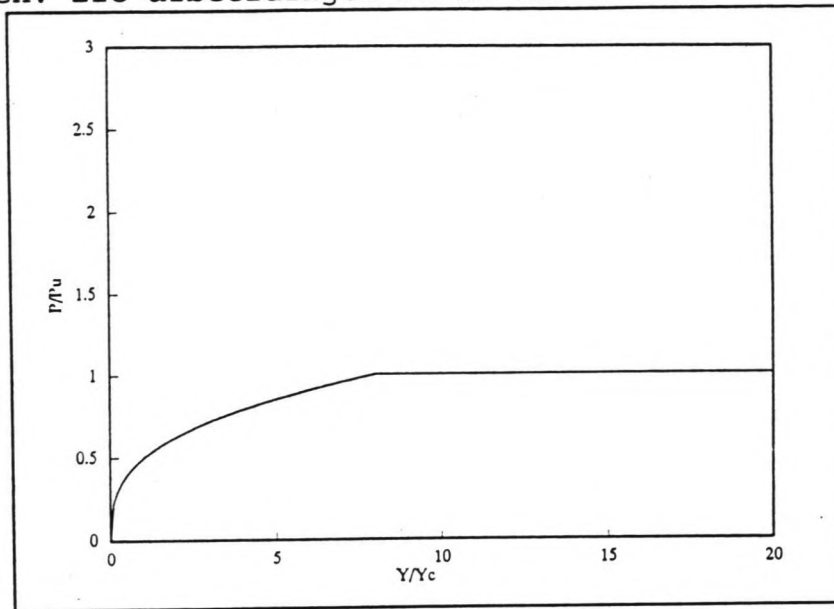
statische belasting	
p/p_u	y/y_c
0	0
0.5	1.0
0.72	3.0
1.00	15.0
1.00	∞

Tabel VIII.

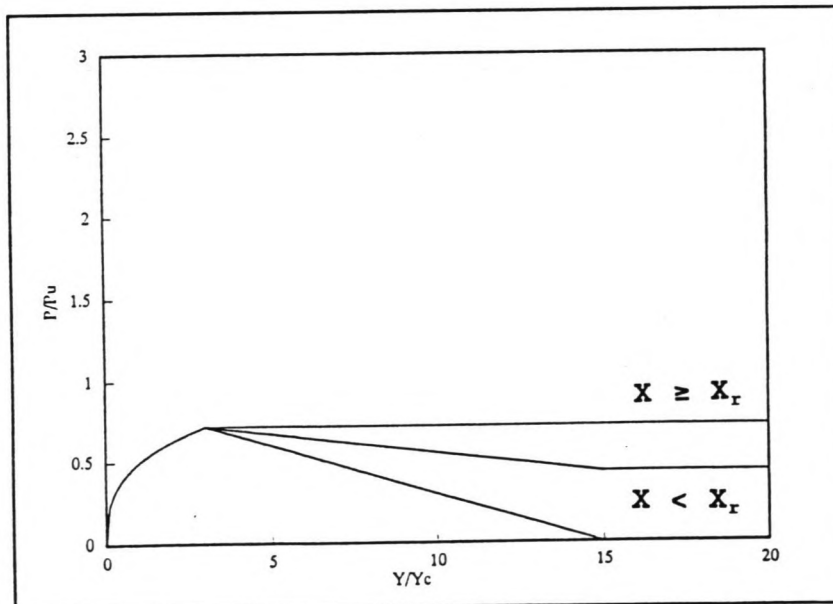
cyclische belasting			
$X > X_R$		$X < X_R$	
p/p_u	y/y_c	p/p_u	y/y_c
0	0	0	0
0.5	1.0	0.5	1.0
0.72	3.0	0.72	3.0
0.72	∞	$0.72 * X/X_R$	15.0
		$0.72 * X/X_R$	∞

Tabel IX.

Voor de duidelijkheid zijn een aantal p-y curven, betrekking hebbend op klei, afgebeeld voor zowel statische als dynamische belastingen. Zie afbeeldingen 31 en 32.



Afbeelding 31, p-y curve, statisch belasting geval.



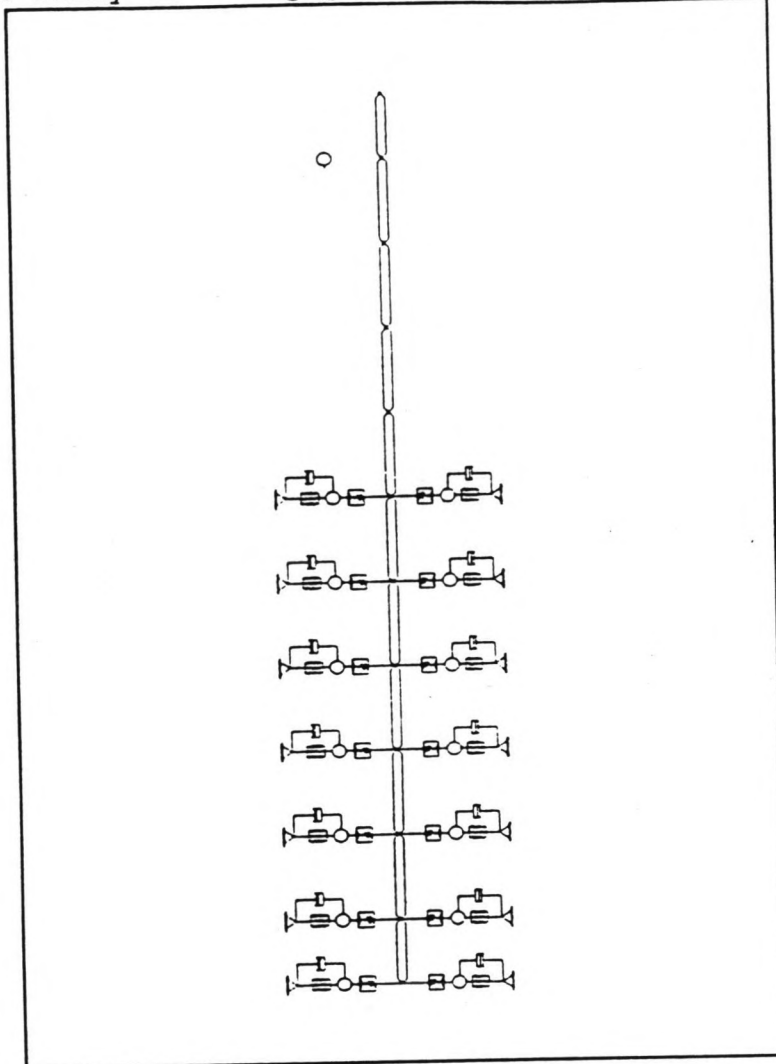
Afbeelding 32, p-y curve, dynamisch belasting geval.

7 Overgeconsolideerde klei.

Het A.P.I. vermeldt het de mogelijkheid ten aanzien van overgeconsolideerde kleigronden hiervoor speciale p-y curven toe te passen. Deze gelden voor c_u waarden $> 100 \text{ kN/m}^2$. Deze p-y curven beschrijven een pieksterkte en vervolgens een lagere eindsterkte bij grote verplaatsingen. Dit gedrag, teruglopende sterkte, kan niet in Tilly gesimuleerd worden. Deze curven zijn niet toegepast.

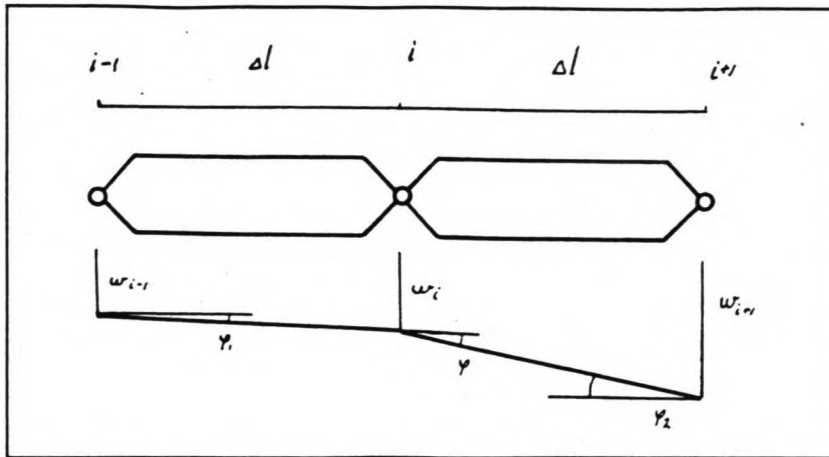
8.8 Model in Tilly.

Het model in Tilly is weergegeven in afbeelding 33.



Afbeelding 33, model in Tilly.

De paal wordt als een buiglijger gemodelleerd. De buiglijger wordt opgedeeld in secties, de starre elementen, welke met elkaar verbonden zijn in de knopen. Zie afbeelding 34. In de knopen bevinden zich rotatie veren. De veerstijfheid van de rotatieveer hangt af van de lengte en de buigstijfheid van de elementen aan weerszijden van de knoop. Het buigendmoment volgt uit de veerstijfheid en de hoekverdraaiing φ . De hoekverdraaiing wordt berekend uit de knoop verplaatsingen. Zie ook bijlage VIII.



Afbeelding 34, rotaties uit verplaatsingen.

Grondlagen in Tilly.

De grondlagen in Tilly worden door middel van drie elasto-plastische veren gemodelleerd. Zie afbeelding 35.

In de afbeelding is maar één zijde van de grondlaag in een knoop afgebeeld. In het reken model is een dergelijke set zowel aan de rechterzijde als aan de linkerzijde van de paal aanwezig, zoals in afbeelding 33 te zien is.

Parallel aan deze veren is een demper gemodelleerd. Deze wordt in de berekeningen buiten beschouwing gelaten. Er is geen informatie met betrekking tot de invloed van de belastingssnelheid op de stijfheid en sterkte van de grond. Daardoor ontbreekt tot nu toe een basis voor het geven van een dempingswaarde voor de grond c.q. een grondlaag. Deze vier elementen werken parrallel aan elkaar. Een massa en een gap element maken de modellering van de grondlaag compleet. Daar er naast de massa van de paal ook een zekere grondmassa in beweging gezet wordt bij de botsing is het mogelijk een massa in de berekening mee te nemen. In het algemeen wordt hiervoor een cilinder grond met een dikte gelijk aan de paaldiameter genomen. De invloed is gering door de zeer kleine versnelling en de in verhouding tot de scheepsmassa geringe paal- en grondmassa.

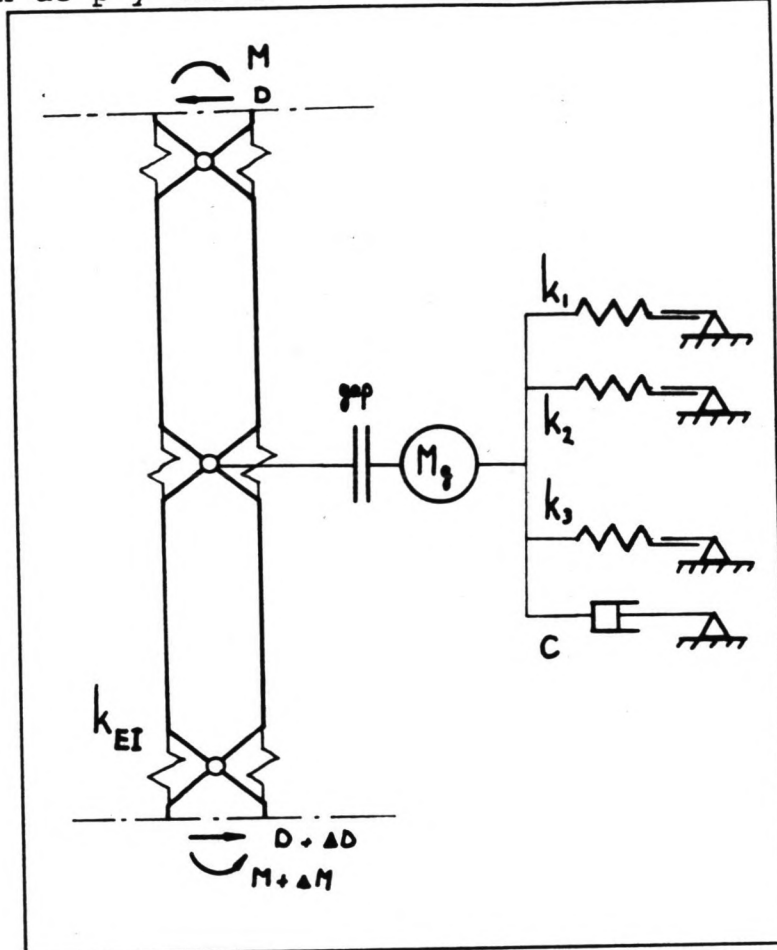
Daar er er geen trekspanningen in de grond opgenomen kunnen worden wordt er een gap element toegevoegd. Daardoor kan de grond aan de actieve zijde geen trekbelasting op de paal uitoefenen. Een grondlaag kan alleen op druk belast worden. De actieve zijde van de grondlaag werkt dus niet mee. In werkelijkheid zal de actieve zijde ook niet tegen de paal steunen doordat schuifspanningen in de grond de actieve gronddruk zijdelings aan het grondmassief afdragen. Bij het belasten van de veren tot in het plastische gebied zal bij ontlasten met de aanwezigheid van het gap element er tevens geen trekkracht resulteren. De voorgaande belastingen zijn dus van invloed op de veer karakteristiek van de grond en bepalen dus het grondgedrag bij volgende belastingen van de paal. Zie afbeelding 35.

Door dit irreversibele gedrag ontstaat bij het belasten van een dukdalf een hysteresese. Zonder gebruik te maken van de dempers in de grondlagen is de paal karakteristiek met een

veer en een demper te beschrijven.

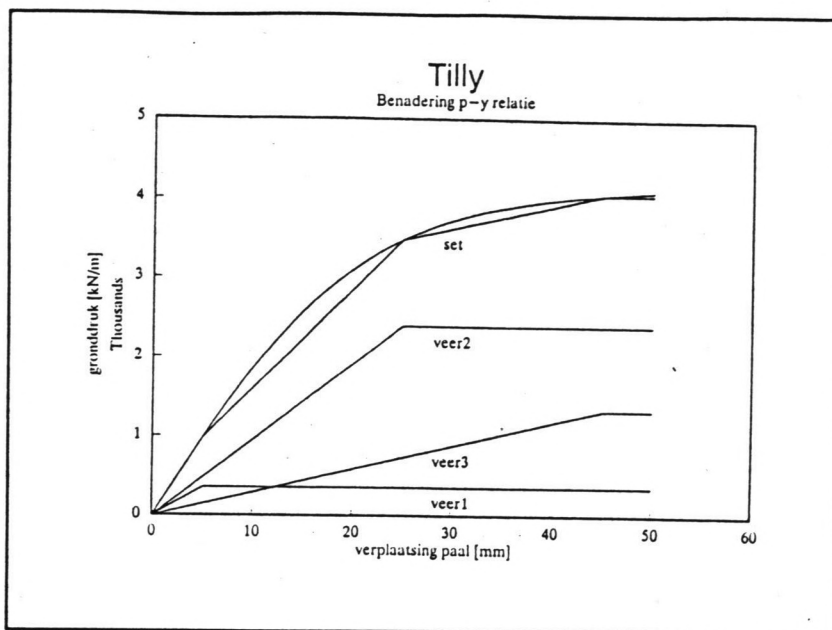
In het model van afbeelding 33 is een model afgebeeld met 7 grondlagen. De berekeningen zijn uitgevoerd met een model waarin 9 grondlagen gedefinieerd kunnen worden.

In de berekeningen zijn deze 9 grondlagen gebruikt. Voor deze lagen worden de p-y curven en de veerconstanten bepaald.

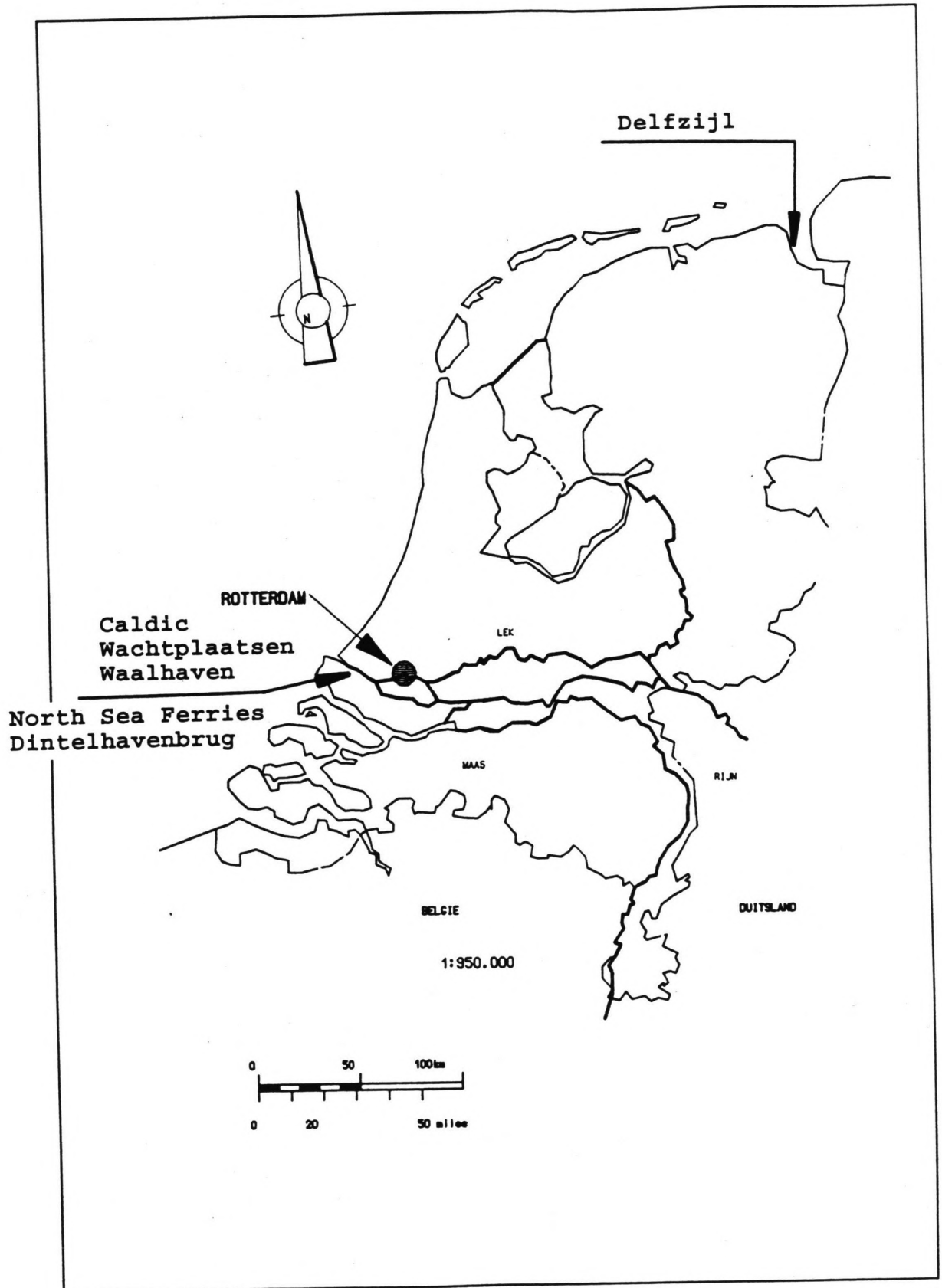


Afbeelding 35, grondlaag in Tilly.

De veercharacteristieken worden voor de situatie in het hart van de betreffende grondlaag bepaald. De benadering van een p-y curve met drie veren (demper wordt niet gebruikt) is in afbeelding 36 weergegeven.



Afbeelding 36, benadering p-y curve, met 3 veren, in Tilly.



Afbeelding 37, Nederland.

Berekeningsresultaten.

Inleiding.

Het afstudeerwerk bestaat naast de literatuurstudie uit het maken van een aantal ontwerpberekeningen voor dukdalven met de methode Blum, de methode E.A.U. en het discrete elementen programma Tilly. De ontwerpberekeningen worden gemaakt voor een aantal lokaties in het Rotterdamse havengebied en voor de Eemshaven in Delfzijl. Oorspronkelijk zijn in het Rotterdamse havengebied drie lokaties gekozen waar de bodemopbouw duidelijke verschillen vertoond. Hieraan zijn twee schade gevallen, in het Rotterdamse havengebied, toegevoegd.

Gegevens verzameling.

Voor iedere lokatie zijn de benodigde gegevens verzameld. Het gaat hierbij om:

- resultaten grondmechanisch onderzoek
- lokatie (waterdiepte, ligging ed.)
- gegevens van het schip
- soort aanlegplaats

In de bijlagen X t/m XV zijn de gegevens, per lokatie, opgenomen. In een belasting schema is de bodem ligging en de hoogte van de stoot aangegeven alsmede de waterdiepte. Tevens is in de bijlage XVI een kaart van het Rijnmondgebied opgenomen, waar de alle lokaties, behalve Delfzijl, op te vinden zijn. Zie ook afbeelding 37.

Uit de gegevens worden de benodigde parameters bepaald. Aangevangen is met een berekening met de methode Blum. Het ontwerp voor de dukdalf dat hieruit volgt is de basis voor de berekeningen volgens de verend ondersteunde ligger en het model in Tilly.

***** Stap 1, methode Blum

Vastgesteld worden:

- afmeer energie van het schip.
Hierbij wordt gebruik gemaakt van de methode met constante coëfficiënten (hoofdstuk 3).
- Grondparamters worden afgeleid voor de berekening met Blum en een statische kracht aangenomen.

Iteratief wordt nu een afmeting van het buisprofiel bepaald, waarbij de kracht, buigstijfheid en diameter gevarieerd worden. Een ontwerp volgt en de momentendekkinglijn kan getekend worden.

***** Stap 2, methode E.A.U.

Een berekening met het principe volgens de verend ondersteunde ligger wordt gemaakt. De grondparameters zijn hetzelfde als bij Blum. De beddingsconstante wordt met methode Menard berekend. Voor de schelpwerking werking wordt nu de E.A.U. gevolgd. Het profiel van de dukdalf wordt uit stap 1 overgenomen, waarna een berekening gemaakt kan worden. De kracht wordt aangepast in verband met de veranderde stijfheid.

***** Stap 3, Tilly.

Met het model in Tilly wordt nu de laatste berekening gemaakt. De energie van het schip wordt hier door een massa met een snelheid in berekening gebracht. Voor de grootte van de excentriciteit en watermassa worden de relaties volgens Vrijburcht aangehouden. Het doel van de Tilly berekening is het tot bezwijken brengen van de paal, waarna de veer karakteristiek in het programma Bots wordt ingevoerd om het krachtsverloop bij de afmeermanoeuvre te berekenen volgens de methode Fontijn en/of Kolkman (hoofdstuk 4).

***** Stap 4, Bots.

Het maken van berekeningen met Bots waarbij de veer karakteristiek van de paal volgens Tilly of Blum wordt ingevoerd.

Berekeningen.

9.3 Wachtplaatsen in de Hartelhaven.

In de Hartelhaven bevinden zich wachtplaatsen voor duwconvoeien en binnenvaartschepen in gericht. Deze wachtplaatsen bestaan hoofdzakelijk uit dukdalven en loopsteigers. In de Hartelhaven bevindt zich de kade van de E.M.O. voor de binnenvaart. Aan deze kade worden duwconvoeien geladen met erts voor de industrie in het Ruhrgebied. De bodem bestaat hier vrijwel alleen uit zand met een redelijk dichte pakking, maar heeft niet meer de oorspronkelijke opbouw. In de afgelopen tijd is de haven als winput en opslagplaats van zand gebruikt.

Schip: Duwconvooi, 6 bakken, Europa IIa.

leeg:
 L*B*D: 153*34.2*0.56 m³
 Snelheid: 0.35 m/s
 Massa: 29300 kN
 Energie: 360 kNm
 Coefficienten:
 Ce: 0.41
 Cm: 1.03 (Costa)
 Cs: 0.95
 Cc: 1.0
 f = Ce*Cm*Cs*Cc = 0.40

Ed = f * Energie
 Ed: 142 kNm
 In berekening: (gevoeligheid snelheid)
 Ed = 150 kNm.

vol:
 L*B*D: 153*34.2*3.9 m³
 Snelheid: 0.15 m/s
 Massa: 204000 kN
 Energie: 230 kNm

Coefficienten:
 Ce: 0.41
 Cm: 1.20 (Costa)
 Cs: 0.95
 Cc: 1.0
 f = Ce*Cm*Cs*Cc = 0.45

Ed = f * Energie
 Ed = 103 kNm

Berekening met Blum:
 Diameter buispaal: 1020 mm

Inheidiepte:	10000	mm
leeg:		
Maximale kracht:	800	kN
Doorbuiging:	0.36	m
Maximaal Moment:	8825	kNm
Opneembare energie:	145	kNm
Fictieve veerconstante:	2222	kN/m
vol:		
Maximale kracht:	1000	kN
Doorbuiging:	0.2	m
Maximaal Moment:	7990	kNm
Opneembare energie:	103	kNm
Fictieve veerconstante:	5000	kN/m

Methode E.A.U.:

Resultaten voor een 2 m langere paal.

Maximale kracht:	750	kN
Doorbuiging:	1.0	m
Maximaal Moment:	8440	kNm
Opneembare energie:	210	kNm
Fictieve veerconstante:	750	kN/m

De paal gaat onderuit bij een inheidiepte van 10 m. Reeds bij een zeer lage kracht, ca. 1000kN wordt geen evenwicht gevonden. De grond bezwijkt. Bij de berekening is vervolgens de inheidiepte met 2 m vergroot. Dit is een gevolg van de lage schelpfactoren. Deze schelpfactoren uit DIN 4085 zijn beduidend lager dan die in de Methode Blum verwerkt is. Zie hiervoor tevens afbeelding 19.

De nieuwe schelpfactoren van de E.A.U. geven wel een verhoging van de toelaatbare stootkracht te zien, maar dit is beperkt. Een langere paal blijft noodzakelijk om een voldoende inklemming te realiseren.

Tilly:

leeg:		
Snelheid:	0.45	m/s
Maximale kracht:	800	kN
Doorbuiging:	0.69	m, waarvan 0.02 m plastisch
Maximaal Moment:	8000	kNm
Opneembare energie:	180	kNm
Fictieve veerconstante:	1160	kN/m

vol:

Snelheid:	0.15	m/s
Maximale kracht:	920	kN
Doorbuiging:	0.49	m, waarvan 0.02 m plastisch
Maximaal Moment:	7850	kNm
Opneembare energie:	230	kNm
Fictieve veerconstante:	1930	kN/m

Het verschil in veerconstante kan verklaard worden uit de hoogte van de stoot. Bij laagwater is de belasting van een dukdalf op een scheepsstoot maatgevend. Bij de berekening is onderscheid gemaakt tussen een leeg en een geladen convoi. De stoot van een lege bak is hoger bij een zelfde waterstand dan bij een geladen bak. Bij een lagere stoot reageert de dukdalf stijver. De situatie waarin sprake is van een hoge stoot met lege duwbakken is verder niet nader uitgewerkt, maar diende ter indicatie voor de optredende belasting, met de daarbij behorende momenten.

Voor de berekening van de massa en de energie van het schip bij de botsing zijn bij de berekening in Tilly de formules van Vrijburcht toegepast. De resultaten van de berekeningen zijn

in bijlage X weergegeven.

- 9.4 **Caldic, gelegen aan het Calandkanaal in het Europoortgebied.**
In dit kanaal is ten behoeve van het chemisch bedrijf Caldic een steiger gebouwd waar binnenvaarttankers en zeegaande chemicalientankers aanleggen. De bodem bestaat hoofdzakelijk uit zand met dunne kleilaagjes. In de bijlage is een sondering en boring opgenomen welke terplaatse van de steiger gemaakt zijn. Hieronder volgen voor de lokatie Caldic de gegevens van het schip en de resultaten voor de drie berekeningsmethoden.

Schip:	55000	DWT
L*B*D:	230*32*12.5	m ³
Snelheid:	0.15	m/s
Massa:	770.000	kN
Energie:	830	kNm

Coefficienten:

Ce:	0.41
Cm:	1.63 (Costa)
Cs:	0.95
Cc:	1.0
f= Ce*Cm*Cs*Cc=	0.63

Ed = f * Energie

Ed = 530 kNm. Dit wordt afgerond op 600 kNm.

Blum:

Diameter buispaal:	1820	mm
Inheidiepte:	17300	mm
Maximale kracht:	2070	kN
Doorbuiging:	0.59	m
Maximaal Moment:	38580	kNm
Opneembare energie:	605	kNm
Fictieve veerconstante:	3540	kN/m

Methode E.A.U.:

Maximale kracht:	1500	kN
Doorbuiging:	0.90	m
Maximaal Moment:	27500	kNm
Opneembare energie:	675	kNm
Fictieve veerconstante:	1670	kN/m

De momenten, volgend uit de berekening volgens de E.A.U., blijven ver onder de waarden berekend met Blum. De paal vertoont de neiging onderuit te gaan. De paalvoet vertoont een aanzienlijke verplaatsing bij een geringe doorbuiging. Er is sprake van star paalgedrag. De grond bezwijkt. Bij de berekening waarbij de E.A.U. gevolgd wordt, mobiliseerd een kleinere grondwrig de passieve grondreactie.

Tilly:

Maximale kracht:	1620	kN
Doorbuiging:	0.60	m
Maximaal Moment:	41000	kNm
Opneembare energie:	486	kNm
Fictieve veerconstante:	2400	kN/m

Bij toenemende sloopssnelheid neemt de veerconstante af tot 2400 kN/m. De paal gaat bij hogere belastingen onderuit. De grond bezwijkt. De paal staat aan de voet van het talud. Bij de berekening met Blum en E.A.U. wordt dit meegenomen in de factor K_p (= 7.0) welke met de formule van Müller-Breslau

berekend wordt. Voor de P-Y curven uit de A.P.I. is dit niet mogelijk.
De resultaten van de berekeningen zijn in bijlage XI weergegeven.

Waalhaven in Rotterdam-Zuid.

De bodem bestaat hier uit slappe lagen zoals klei en veen met hier tussen wat zandlagen. Dieper gelegen bevindt zich het pleistocene zandpakket met dichtgepakt zand.

Schip:	50000	DWT
L*B*D:	290*32.5*12.5	m ³
Snelheid:	0.10	m/s
Massa:	739.000	kN
Energie:	370	kNm

Coefficienten:

Ce:	0.41
Cm:	1.8 (Costa)
Cs:	0.95
Cc:	1.0

$f = C_e * C_m * C_s * C_c = 0.7$

$E_d = f * \text{Energie}$
 $E_d = 260 \text{ kNm.}$

Blum:

Diameter buispaal:	1220	mm
Inheidiepte:	10500	mm
Maximale kracht:	760	kN
Doorbuiging:	0.67	m
Maximaal Moment:	13355	kNm
Opneembare energie:	255	kNm
Fictieve veerconstante:	1135	kN/m

Methode E.A.U.:

Maximale kracht:	600	kN
Doorbuiging:	1.06	m
Maximaal Moment:	10760	kNm
Opneembare energie:	318	kNm
Fictieve veerconstante:	566	kN/m

Tilly:

Maximale kracht:	610	kN
Doorbuiging:	0.65	m
Maximaal Moment:	10500	kNm
Opneembare energie:	185	kNm
Fictieve veerconstante:	995	kN/m

Bij het ontwerp met Blum is de inheidiepte afhankelijk van de grootte van de stoot. In de bijlage XI is dit te zien aan de momenten lijn. Doordat bij de methode Blum de grond i.h.a. stijf is en een grote inklemming geeft leidt dit bij een berekening met methode E.A.U. tot een slap paalgedrag. De wig in de grond is hier aanmerkelijk kleiner. De p-y curven, in Tilly, geven in het algemeen ook een kleinere bezwijksterkte dan Blum waardoor de stootkracht vooral door het bezwijkende grondmassief is beperkt.

De resultaten van de berekeningen zijn in bijlage XII weergegeven. Ook hier is net als bij de lokatie Hartelhaven (wachtplaatsen) een langere paal nodig om een voldoende inklemming te realiseren.

9.6 Eemshaven in Delfzijl.

In deze haven bevinden zich een drijvende steiger waarmee wachtplaatsen gecreëerd zijn. De kaden aan deze haven worden voornamelijk voor overslag van stukgoed gebruikt. De bodem bestaat uit een dik kleipakket met daaronder het pleistocene zandpakket. De kleilaag heeft een dikte van ca. 40m is in de laatste ijstijd voorbelast. Hiermee is het sterk overgeconsolideerde gedrag van de klei verklaard.

Met Blum is met een kleine kunstgreep een berekening voor gedraineerd grondgedrag gemaakt. Het is beter van de ongedraineerde schuifsterkte uit te gaan. Met de verend ondersteunde ligger zijn zowel voor de gedraineerde als de ongedraineerde situatie berekeningen gemaakt. De p-y relaties in Tilly berusten alleen op de ongedraineerde schuifsterkte, zoals in hoofdstuk 8 beschreven is.

Schip:	25000	DWT
L*B*D:	170*15*10	m ³
Snelheid:	0.15	m/s
Massa:	300.000	kN
Energie:	672	kNm

Coefficienten:

Ce:	0.41
Cm:	1.8 (Costa)
Cs:	0.95
Cc:	0.90
f = Ce*Cm*Cs*Cc =	0.68

Ed = f * Energie
Ed = 460 kNm.

Blum:		
Diameter buispaal:	1420	mm
Inheidiepte:	14000	mm
Maximale kracht:	1500	kN
Doorbuiging:	0.62	m
Maximaal Moment:	23220	kNm
Opneembare energie:	463	kNm
Fictieve veerconstante:	2430	kN/m

Methode E.A.U.: gedraineerd

Maximale kracht:	1000	kN
Doorbuiging:	0.67	m
Maximaal Moment:	15240	kNm
Opneembare energie:	670	kNm
Fictieve veerconstante:	1540	kN/m

Methode E.A.U.: ongedraineerd

Maximale kracht:	1000	kN
Doorbuiging:	0.60	m
Maximaal Moment:	14610	kNm
Opneembare energie:	600	kNm
Fictieve veerconstante:	1670	kN/m

Tilly:

Maximale kracht:	1600	kN
Doorbuiging:	0.75	m
Maximaal Moment:	21000	kNm
Opneembare energie:	1200	kNm
Fictieve veerconstante:	2680	kN/m

7 North Sea Ferries (NSF), Beneluxhaven in de Europoort.

7.1 Inleiding.

De RoRo steiger van NSF is gelegen in de Beneluxhaven en is ca. 2 jaar in gebruik. Op dit moment wordt deze steiger van een tweede aanlegplaats voorzien. Wanneer het schip zich in afgemeerde toestand bevindt staan er 6 dukdalven langs zij en 2 dukdaven met een fenderbeam aan de achterzijde.

Naar aanleiding van een bezwiken dukdalf bij de RoRo steiger van NSF is het ontwerp van de paal nader onderzocht.

De scheepsgegevens:

Schip:	Norsun: ro-ro schip, 20.000 ton.
L*B*D:	179*25.1*6.23 m ³
Snelheid:	0.40 m/s
Massa:	200.000 kN
Energie:	1600 kNm

Coefficienten:

Ce:	0.50
Cm:	1.50 (Costa)
Cs:	0.90
Cc:	1.0
f= Ce*Cm*Cs*Cc=	0.68

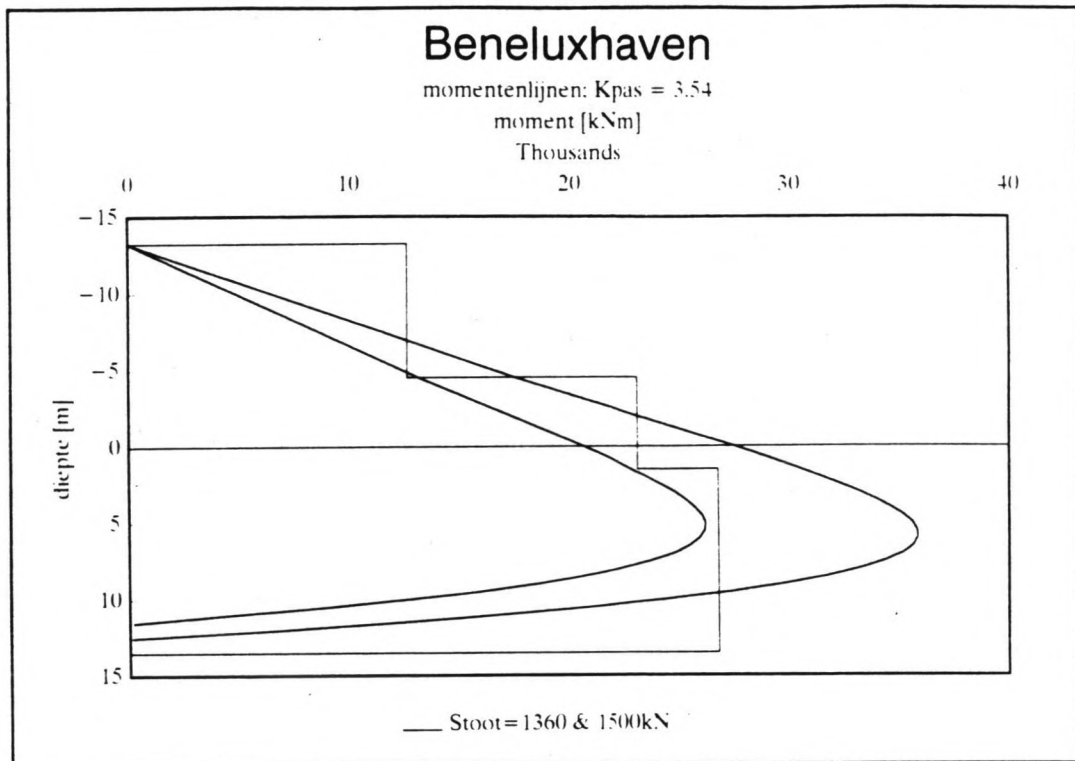
Ed = f * Energie
Ed = 1080 kNm.

7.2 Schade.

Bij het afmeren heeft het schip dukdalf no. 4 geraakt. De koers van het schip was bijna evenwijdig aan de lijn waarop de dukdalven staan. De dukdalf werd aan de zijkant van het wrijfhout belast. De dukdalf heeft de energie van het schip opgenomen en vertoonde na de aanvaaring een blijvende scheefstand met een uitwijking aan de bovenzijde van ca. 1.0 m ten opzichte van de oorspronkelijke stand. De paal bleek op 4.0 meter boven de bodem geplooid te zijn. Deze plooi bevond zich juist boven een verjonging. De hoogte van de scheepsstoot was door verfresten op het wrijfhout nauwkeurig vast te stellen. Gegevens van de paal zijn uit de rapportage van het ontwerp verkregen.

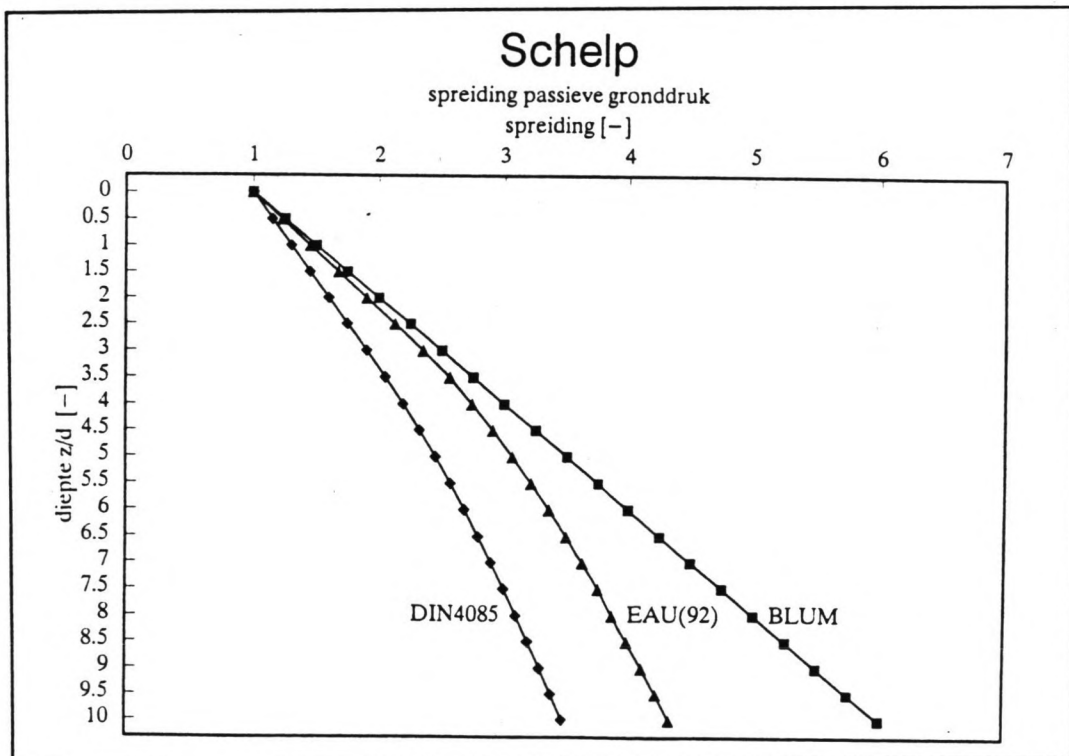
7.3 Berekeningen Beneluxhaven.

Een berekening met Blum geeft aan dat met de beschikbare gegevens bezwijken van de paal optreedt. De momentenlijn overschrijdt ter plaatse van de verandering van de wanddikte op 4.0 m boven de bodem de momentendekkinglijn. Zie afbeelding 38. De paal is op een te laag energieniveau ontworpen ≈ 500 kNm (belasting ca. 1080 kNm.), waardoor de vloeispanning bij verjonging van de wanddikte op 4 meter boven de bodem bereikt wordt.



Afbeelding 38, Blum.

Een berekening met de schelpfactoren volgens de DIN norm is achterwege gelaten daar bij andere berekeningen vaak een te geringe grondreactie van de bodem in instabiel gedrag resulteerde. Er was geen evenwicht mogelijk.



Afbeelding 39, aanvulling van de nieuwe E.A.U.

In een recente aanvulling op de E.A.U.'90, het technisch jaarbericht '92, zijn de schelpfactoren voor de berekening van dukdalven verhoogd. Zie afbeelding 39. Er kan nu voldoende grondreactie gemobiliseerd worden, zodat instabiel gedrag niet optreedt. Dit is in overeenstemming met de praktijk. Hierbij speelt het talud tevens een rol, daar de passieve gronddrukcoëfficiënt mede afhankelijk is van de helling van de bodem. Dit is in Tilly niet het geval.

Het model in Tilly vertoonde voor dit geval in eerste instantie instabiel gedrag. Bij toenemende snelheid van het schip trad een toenemende verplaatsing van de paalvoet op. De belasting kon niet hoog genoeg oplopen om de paal door de vloeigrens van het staal te bereiken te laten bezwijken. Dit geldt zowel voor de statische als dynamische benadering van het grondgedrag.

Het grondgedrag bij dynamische belastingen is door de ontwikkelaars van dit model gewijzigd, waardoor de stijfheid en sterkte hoger wordt. Uitgegaan wordt van ongedraineerd grondgedrag, waarbij wateronderspanning gegenereerd wordt. Bij een toenemende vervorming van de grond wordt bij dichtere initiële pakkingen van zand een toename van het porienvolume waargenomen. Dit toenemen van het porienvolume kan alleen wanneer water toestroomt. Wanneer dit maar gedeeltelijk geschied tijdens de duur van de belasting, ontstaat wateronderspanning.

Dit gedrag, dilatantie, zou gerechtvaardigd zijn door de snelle belasting. Het aandeel van de kleine korrelfractie speelt een rol evenals sliblaagjes.

Als gevolg hiervan vertoont de grond een stijver en steviger gedrag. In het model tred nu bezwijken van de paal op ter plaatse van de verjonging op 4.0 m boven de bodem. De resultaten van de berekeningen zijn in bijlage XII weergegeven.

Botsberekening.

Met het programma Bots is geprobeerd het schip tegen de dukdalf te laten botsen zoals bij het schadegeval. Dit blijkt niet mogelijk. Het schip heeft met de achterzijde de dukdalf geraakt zodat er in principe sprake is van een loodrechte botsing in plaats van een zijdelingse afmeermanoeuvre. Alleen voor dit laatste doel is Bots ontwikkeld.

Ontwerp.

Uit de ontwerpberekening blijkt dat de dukdalven 3 en 4 ontworpen zijn op een kleinere stoot dan de overige dukdalven. Er is geen rekening gehouden met de mogelijkheid dat de dukdalf op een dergelijke manier belast kan worden en de totale energie van het schip moet opnemen.

Dintelhavenbrug over het Hartelkanaal in het Europoortgebied.
Eén pijler van deze brug staat in het midden van het Hartelkanaal en wordt aan weerszijden met een dukdalf beschermd. De dukdalf aan de noordzijde is in korte tijd tweemaal aangevaren door een duwconvooi. Er is voor deze lokatie een berekening met Tilly gemaakt welke in bijlage XIII is opgenomen. Er is

gebleken dat de op te nemen energie van het duwconvooi op deze lokatie zeer hoog is. In een onderhoud met een stuurman blijkt de vaarsnelheid beduidend hoger te zijn dan aanvankelijk in de berekening is aangenomen. De in rekening te brengen energie is ca. het 10 voudige dan bij het ontwerp is toegepast.

9.9 Resume.

De resultaten van de berekeningen voor het paal-grondsysteem zijn in de onderstaande tabel samengevoegd. Het betreft de volgende grootheden:

- de veerconstante, welke in het programma Bots ingevoerd wordt en waarmee de stoot van het schip als functie van de tijd berekend wordt.
- de maximale kracht in het botspunt. Deze is voor de berekeningen met Blum het uitgangspunt. Uit de berekening volgt de opneembare energie, welke gelijk moet zijn aan de op te nemen energie. Het ontwerp dat volgde uit de berekening met de methode Blum is gebruikt als uitgangspunt voor de twee andere methoden.
- Bij de berekening met het Winklermodel zijn de schelpfactoren volgens de DIN norm toegepast. Dit is de voornaamste oorzaak van het slappe grondgedrag, wat resulteerde in lage belastingen i.v.m. instabiliteit. Voor deze gevallen wordt de gewenste energie opname dan ook niet gerealiseerd. Bij de berekening van het schade geval bij North Sea Ferries is gebruik gemaakt van de gewijzigde factoren volgens de E.A.U. Hierbij is het gedrag oveeenkomstig dat van Blum.
- De modellen in Tilly geven voor de schade gevallen resultaten waarbij de paal bezweken is. De waarden hangen in geringe mate af van de posities van de knopen. Bij de cases bezwijken de palen door instabiliteit van het grond massief, wat in het geval van de lokatie Waalhaven reeds bij een lage belasting het geval is.

Tabel X, waarin rekenresultaten zijn samengevat.

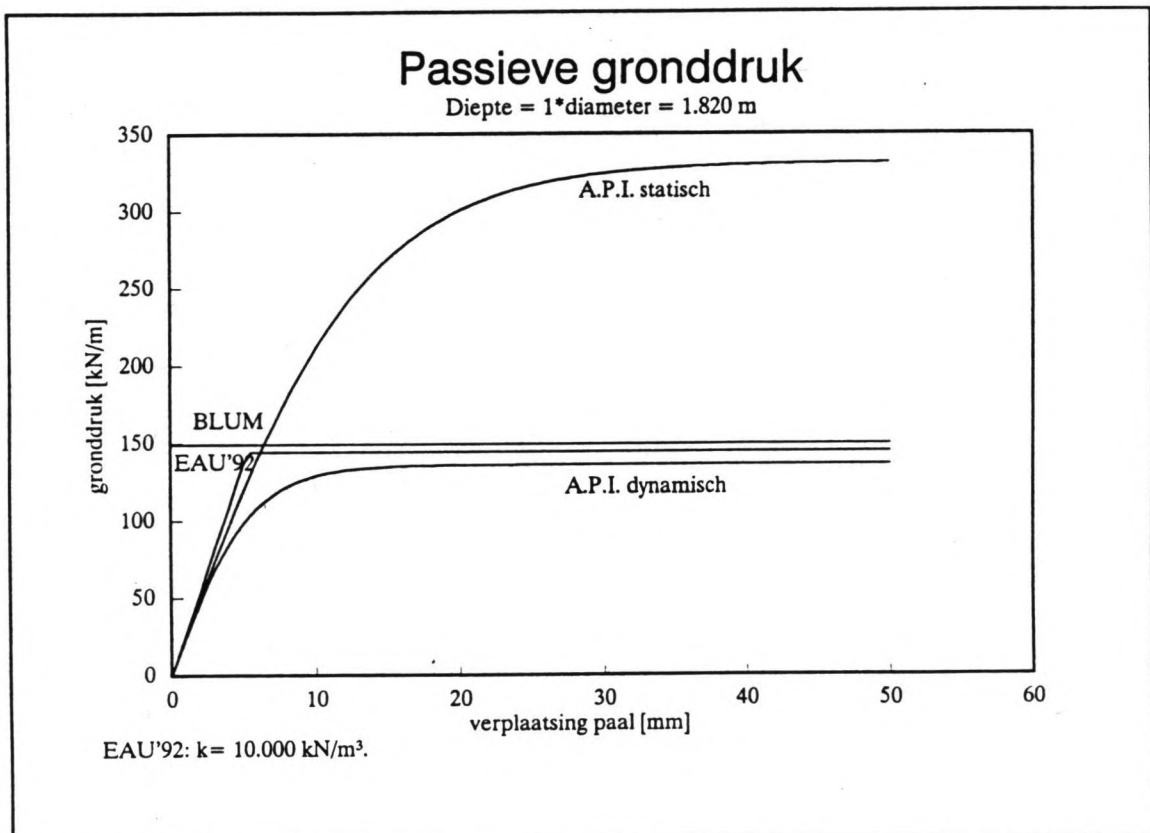
Veerconstante		[kN/m]		
		Blum	E.A.U.	Tilly
lokatie:				
Caldic		3540	1670	2400
Wachtplaatsen		5000	750	1930
Waalhaven		1135	460	995
Delfzijl	gedraineerd	2430	1540	-
	ongedraineerd	-	1670	2680
NSF		1720	1260	2140
Dintelhavenbrug		29000	-	17200

Maximale kracht		[kN]		
		Blum	E.A.U.	Tilly
lokatie:				
Caldic		2070	1500	1620
Wachtplaatsen		1000	750	920
Waalhaven		760	600	610
Delfzijl	gedraineerd	1500	1000	-
	ongedraineerd	-	1000	1600
NSF		1360	1360	1395
Dintelhavenbrug		7600	-	7000

Maximaal moment		[kNm]		
		Blum	E.A.U.	Tilly
lokatie:				
Caldic		38600	27525	41000
Wachtplaatsen		7990	8440	7850
Waalhaven		13355	10760	10500
Delfzijl	gedraineerd	23220	15240	-
	ongedraineerd	-	14610	21000
NSF		24000	16050	22000
Dintelhavenbrug		103200	-	101000

9.10 Vergelijking maximale gronddruk.

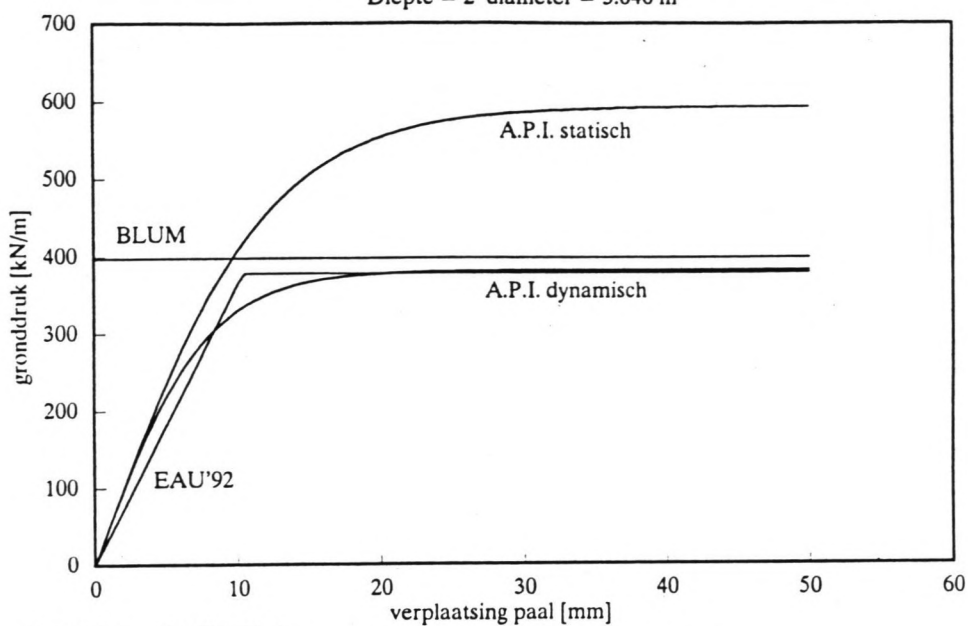
De resultaten van de berekening voor de fictieve veerstijfheden hangen in belangrijke mate af van de laterale bezwijksterkte van de grond. Door de verschillende aannamen voor de schelp werking verschillen de maximaal bereikbare horizontale gronddruk spanningen. Deze verschillen zijn de oorzaak van het instabiele gedrag van een aantal berekeningen volgens de methode E.A.U., waarbij de paal als verende ondersteunde ligger wordt berekend. Van een tweede orde is de beddingsconstante. Deze veroorzaakt de lagere veerstijfheden volgend uit de Tilly berekeningen in vergelijking tot die van Blum. In de volgende afbeeldingen is te zien dat de laterale bezwijksterkte van de grond bij Blum en de p-y relaties vrijwel hetzelfde is. De beddingsconstante moet dus hier het verschil in veerstijfheid van de paal veroorzaken.



Afbeelding 40

Passieve gronddruk

Diepte = 2 * diameter = 3.640 m

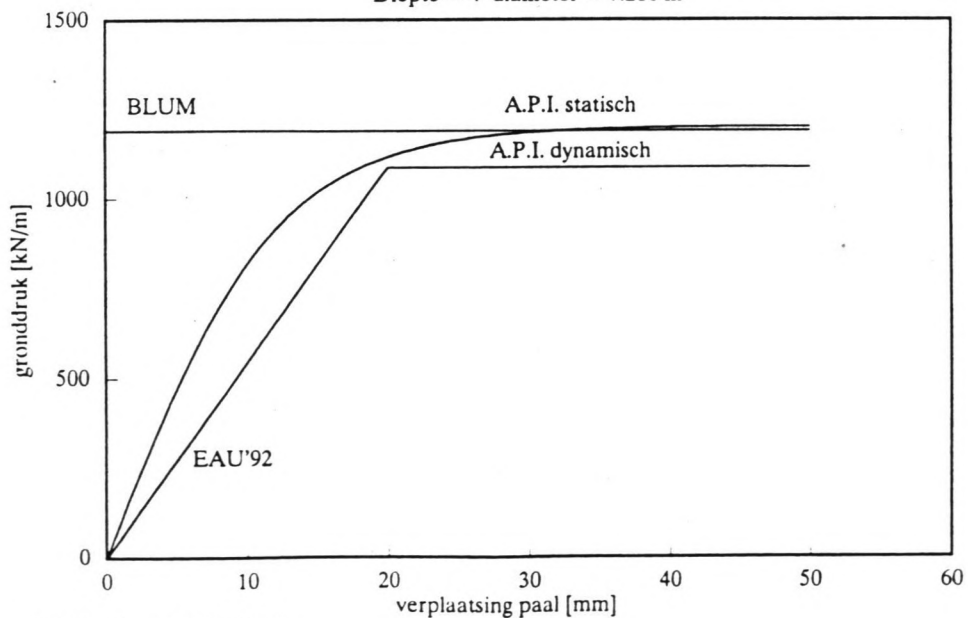


EAU'92: $k = 10.000 \text{ kN/m}^3$.

Afbeelding 41

Passieve gronddruk

Diepte = 4 * diameter = 7.280 m

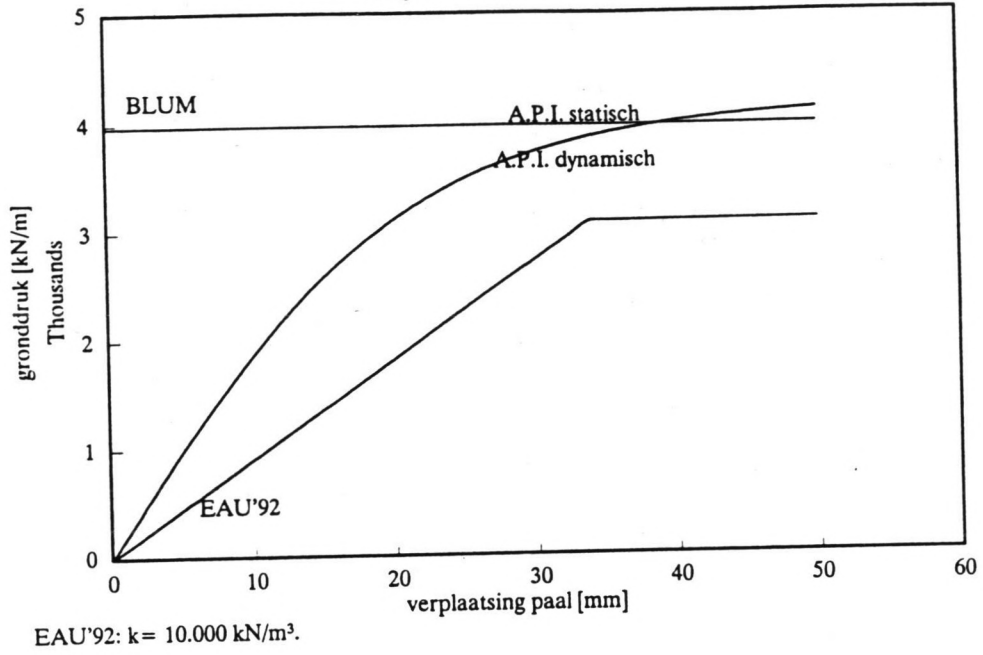


EAU'92: $k = 10.000 \text{ kN/m}^3$.

Afbeelding 42

Passieve gronddruk

Diepte = 8 * diameter = 14.560 m



Afbeelding 43

Analyse.

1 Inleiding.

In Tabel X op blz. 71 zijn drie karakteristieke grootheden voor de ducdalf weergegeven. Deze grootheden, te weten: de veerconstante, de maximale kracht en het maximale moment, zijn voor de verschillende lokaties met de drie rekenmethoden, Blum, E.A.U. en Tilly, berekend. In de resultaten komen duidelijk de verschillende benaderingen voor het grondgedrag naar voren. De analyse van de resultaten volgt in de volgende paragrafen met de daaruit getrokken conclusies. Vervolgens zullen de resultaten van de berekeningen met het programma Bots aan de orde komen. Het hoofdstuk wordt afgesloten met de aanbevelingen.

2 Uitgangspunten.

Bij de berekeningen is ten behoeve van de vergelijking van de resultaten van dezelfde waarden uitgegaan. De grondparameters zijn hetzelfde, echter per methode kunnen een of meerdere grondlagen ingevoerd worden. Bij Blum is dit één laag, waarbij ingeval van een gelaagde bodem deze zo goed mogelijk door één representatieve laag vervangen moet worden. Bij de E.A.U. waren dit er meestal 7 à 8 i.v.m. de toename van de schelpfactor met de diepte. Tevens is het hierdoor mogelijk een gelaagde grondopbouw in te voeren.

In Tilly is gebruikgemaakt van 9 grondlagen, welke of zand- of kleilagen zijn. In Tilly wordt gerekend met de ongedraineerde schuifsterkte van klei. In Blum kan met gedraineerd grondgedrag gerekend worden en met de methode E.A.U. kan met beide gerekend worden.

De energie en hoogte van de stoot is constant gehouden. In Tilly echter wordt de excentriciteit met een andere formule berekend waardoor er een gering verschil ontstaat. Voor de vergelijking zijn de snelheden hetzelfde aangenomen op een uitzondering in Tilly na. Ter bepaling van de maximaal toelaatbare kracht is bij de wachtplaatsen de snelheid bij de hoe stoot iets verhoogd. De hoge stoot bij de Wachtplaatsen is verder buiten beschouwing gebleven.

3 Veerstijfheid.

Het eerste deel van Tabel X bevat de veerstijfheid van het paal-grond systeem. De veerstijfheid van de ducdalf wordt bepaald door de stijfheid van de stalen buispaal en de laterale gronddruk. De veerstijfheid is het quotient van de kracht en de doorbuiging. Uit de tabel blijkt de methode Blum overwegend de hoogste veerstijfheid op te leveren dit in tegenstelling tot de methode E.A.U. waaruit overwegend de laagste volgt.

Dit is als volgt te verklaren. Blum berekent de doorbuiging in beginsel analytisch, waarbij van de standaard differentiaal vergelijking voor de buiglijger wordt uitgegaan. Ongeacht of de paal in werkelijkheid langer is dan de minimale inheidiepte wordt een zelfde doorbuiging gevonden. De horizontale gronddruk bereikt de maximale passieve waarde.

In het geval van de E.A.U. is er sprake van een lagere maxima-

le horizontale gronddruk op de paal door de kleinere schelp-factor. Hierbij wordt de laterale gronddruk tevens berekend uit de horizontale verplaatsing van de paal op basis van de beddingsconstante. De laterale gronddruk op de paal is dus altijd kleiner en hoogstens gelijk aan die in het geval van Blum. Dit resulteert in een grotere doorbuiging bij oplossing van de (zelfde) differentiaal vergelijking. Doordat uitgegaan wordt van een ontwerp volgend uit de methode Blum kan bij een berekening volgens de E.A.U. een situatie optreden waarbij geen evenwicht gevonden wordt bij gelijke kracht. Dit houdt in dat de energie van de stoot (vertaald in een kracht) reeds bij een lage kracht met daarbij grote verplaatsing opgenomen wordt. De lengte van de paal beïnvloedt de veerstijfheid, doordat het ontwerp volgend uit Blum relatief kort is. Bij gebruik van de oude schelpfactor (DIN 4085) speelt dit een zeer grote rol. Bij de lokaties Waalhaven en Wachtplaatsen kon onvoldoende gronddruk gemobiliseerd worden, zodat in principe de paal te kort was. Bij de nieuwe schelpfactoren van de E.A.U. speelt dit minder zij het dat deze nog steeds lager zijn dan volgens Blum.

De uitkomsten van de Tilly berekening laten een lagere veerstijfheid van de ducdalf zien dan Blum. Doordat de maximale gronddruk over het algemeen dezelfde grootte heeft als Blum, maar ook hier een veertraject van toepassing is volgt een lagere waarde voor de veerstijfheid van de ducdalf. Uit publicaties [19] blijkt dat de de p-y curven van de A.P.I., welke toegepast zijn in Tilly, een redelijk goede benadering van de momenten en verplaatsingen geven. Aan een serie metingen uit de praktijk zijn de methoden getoetst. Dit betreft echter langere palen dan bij ducdalven het geval is. De belasting kan in Tilly opgevoerd worden totdat instabiliteit ontstaat door onvoldoende gronddruk of bezwijken van de paal door overschrijding van de vloeigrens. Een duidelijk verloop van het kracht verplaatsings diagram wordt verkregen. Dit is in de meeste gevallen een hysteresis door het niet-lineaire grondgedrag. Een nadeel van deze methode is het niet kunnen invoeren van een bodem onder een helling, zoals bij Caldic en N.S.F. het geval is. Instabiliteit van de paal ontstond alleen bij de case N.S.F. In de overige gevallen werd dit met hogere aanvaarsnelheden bereikt.

Voor de berekeningen met Bots kan van het verloop van de veerstijfheid gebruikgemaakt worden. Tevens kan met de uitvoer van Tilly een dempingswaarde van de ducdalf berekend worden t.b.v. Bots.

10.4 Maximale kracht bij de botsing.

In het tweede deel van de tabel zijn de krachten weergegeven welke bij de botsing optreden. De krachten volgen het beeld van de veerstijfheden. Dit is eenvoudig te verklaren voor een ideaal veergedrag en constante energie. De kracht is evenredig met de wortel uit de veerstijfheid bij constante energie. Uit de tabel blijkt dat bij een hoge veerstijfheid ook een hoge kracht volgt. Door het grondgedrag is veerstijfheid niet met een ideale veer te vergelijken waardoor de genoemde evenredigheid niet exact opgaat. De orde ervan komt wel terug in de resultaten.

5 Maximaal moment.

Blum geeft de grootste buigende momenten in de ducdalf. Deze wordt gevolgd door Tilly en de E.A.U. geeft de laagste waarden. Dit is het gevolg van de lagere botskrachten bij Tilly en E.A.U. Het moment in de paal bij de bodem is hierdoor lager. De gronddruk is voor geringe diepte, 2 à 3 maal de diameter, voor de drie methoden vrijwel gelijk. De verplaatsing van de paal is hier groot genoeg om de volledige passieve gronddruk te mobiliseren in het geval van de methoden E.A.U. en Tilly. De verdeelde belasting en dus de afname van de dwarskracht is over dit deel van de paal, voor de drie rekenmethoden, nagenoeg hetzelfde. Het moment neemt dus voor iedere methode met dezelfde waarde af waardoor het maximale moment bij een lage kracht ook laag is.

6 Schade gevallen.

6.1 North Sea Ferries.

De twee schade gevallen zijn, zoals aangeduid, een apart geval. Bij North Sea Ferries is de bezwijksterkte van de paal bekend. Dit geldt ook met enige zekerheid voor de aanvaarsnelheid en de diepgang van het Ro-Ro schip, de Norsun. Daar echter sprake is van een paal welke aan de voet van een talud staat geeft dit enige complicaties bij de berekening, doordat aanvaarrichting vrijwel evenwijdig met het talud is. Indien het grondmassief sterk genoeg is zal door de hoge stoot de vloiegrens bij de eerste verjonging boven de bodem bezwijken. De passieve gronddruk bij de "normale" rekenwaarde voor de wrijvingshoek van het zand ($\approx 27.5^\circ$) is niet voldoende om de paal te laten bezwijken. Wanneer deze hoek groter gekozen wordt zal in de volgorde: Blum, Tilly en E.A.U. de paal bezwijken. Bij Blum en Tilly is dit bij $\varphi \approx 30^\circ$ en bij de E.A.U. $\varphi \approx 33^\circ$. Bij de waarde van de passieve gronddruk coefficient K_p speelt het talud een rol, evenals φ . De waarde van φ volgt uit het grondonderzoek. Bij een berekening van een ducdalf voor de afmeer energie is een conservatieve inschatting van de waarde van de grondparameters geen goed uitgangspunt. Daar het een vervormingsprobleem betreft (in tegenstelling tot de stabiliteit ingeval van een troskracht) zullen de waarden meer de gemiddelde waarden uit het grond- en laboratorium onderzoek moeten benaderen en niet de ondergrens waarden. De energie van het schip bij de aanvaring was waarschijnlijk twee maal zo hoog als waarop de paal berekend was. Hieruit kan afgeleid worden dat bij het ontwerp de analyse van de belasting gevallen niet volledig was. Op twee punten moet het ontwerp aangepast worden:

- 1 De aanvaarrichting komt niet overeen met de aanname van het ontwerp.

- 2 De snelheid is hoger dan aangenomen.

Bij Ro-Ro steigers zijn in het algemeen de snelheden hoger dan normaal bij normale steigers. Dit komt door de tijdsdruk als gevolg van het tijdschema waaraan de veerdienst zich dient te houden. Dit geven het PIANC [4] en de Britse normen [28] aan. Wat de aanvaarrichting betreft zal aangenomen kunnen worden dat het schip niet puur zijdelings zal zijn, maar het schip tevens in verhouding tot de dwarssnelheid een hoge langssnel-

heid heeft. De ducdalf kan in principe hierop ontworpen worden.

Aangetekend kan worden dat de omstandigheden waaronder de schade optrad als exceptioneel beschouwd kan worden. De aanvaring vond plaats in het donker, hoewel de steiger verlicht is en bij een stevige wind.

De schade is verhaald op de verzekering van de gebruiker.

10.6.2 Dintelhaven.

De ducdalf bij de Dintelhaven is er een van grote afmetingen. De diameter is ruim 3 meter. De berekening met Blum en Tilly geven een vrijwel zelfde resultaat. De lage veerstijfheid uit de Tilly berekening is hierop een uitzondering. Dit is reeds eerder uiteen gezet. Het moment en de kracht zijn voor beide methoden vrijwel even groot. Dit is het gevolg van de grote lengte van de paal en dezelfde bezwijksterkte van de grond. Een "exacte" berekening voor de aanvaarsituatie is niet mogelijk. Op de lokatie staan twee dukdalven vlak voor elkaar. Juist boven de waterlijn is een juk tussen de palen aangebracht. De energie van het convooi is door de grote massa aanzienlijk geweest. Bij de aanvaring is de energie door de twee dukdalven en een duwbak opgenomen. Hierbij is de vloeigrens van beide palen overschreden. De duwbak is zwaarbeschadigd en ca. 1.50 m ingedrukt! Tevens zijn de koppelingen van de bak met het convooi gebroken, zodat waarschijnlijk een deel van de energie in rotatie-energie van de bak en het convooi is omgezet. Bij het verwijderen van de aangevaren buispaal bleek deze niet geplooid te zijn, maar wel plastisch vervormd. De ducdalven zijn sterk genoeg om de peiler van de brug voor een aanvaring te beschermen. Dit neemt niet weg dat de doorvaart opening onder de brug te nauw is. Verandering van deze situatie wordt verwacht bij realisatie van de Betuwespoorlijn. Net als bij North Sea Ferries is deze schade verhaald op de rederij.

10.7 Berekeningen met Bots.

De berekeningen met Bots zijn gemaakt voor veerstijfheden zoals die gevonden zijn met de methode Blum en Tilly. Met deze laatste kan tevens de demping van de dukdalf berekend worden welke in Bots ingevoerd kan worden. De resultaten zijn in de onderstaande tabellen afgedrukt.

Voor alle berekeningen geldt dat de hydrodynamische coëfficiënten op basis van de potentiaal theorie berekend zijn. In één geval is ter vergelijking ook een berekening met de langegolf theorie gemaakt. Daarnaast is een berekening met een grotere waterdiepte uitgevoerd om de invloed hiervan op het resultaat duidelijk te maken. De demperwaarden zijn met Tilly berekend op basis van het snelheids verschil van de massa (schip) voor en na de botsing. Door uit te gaan van de differentiaal vergelijking voor een gedempt massa-veer systeem kan de demper waarde berekend worden.

In de tabellen zijn per lokatie afgedrukt: de afmeer energie - berekend met de constante coëfficiënten-, de waterdiepte en de diepgang. Tevens is in de onderste tabel de verhouding waterdiepte / diepgang weergegeven.

Caldic; E = 600 kNm waterdiepte = 14.0 m; diepgang = 12.5 m			
Methode	Veer [kN/m] Demper [kNs/m]	Energie [kNm]	Kracht [kN]
Blum	k = 3540	E = 1140	F = 2850
Tilly	k = 2400 c = 2600	E = 1200	F = 2390
Tilly langegolf theorie	k = 2400 c = 2600	E = 1100	F = 2310

Wachtplaatsen; E = 100 kNm Waterdiepte = 5.0 m; diepgang = 3.9 m			
Methode	Veer [kN/m] Demper [kNs/m]	Energie [kNm]	Kracht [kN]
Blum	k = 5000	E = 127	F = 1100
Tilly	k = 1900 c = 1900	E = 150	F = 640

Waalhaven; E = 260 kNm waterdiepte = 14.50 m; diepgang = 12.5 m			
Methode	Veer [kN/m] Demper [kNs/m]	Energie [kNm]	Kracht [kN]
Blum	k = 1150	E = 925	F = 1460
Tilly	k = 1000 c = 200	E = 950	F = 1380
Tilly Waterdiepte = 20.0 m	k = 1000 c = 200	E = 540	F = 1040

Delfzijl; E = 460 kNm waterdiepte = 11.0 m; diepgang = 10 m			
Methode	Veer [kN/m] Demper [kNs/m]	Energie [kNm]	Kracht [kN]
Blum	k = 2425	E = 650	F = 1780
E.A.U.	k = 1500	E = 825	F = 1570
Tilly	k = 2680 c = 1850	E = 540	F = 1700

Verhouding: waterdiepte / diepgang	
Caldic	1.12
Wachtplaatsen	1.28
Waalhaven	1.16 & 1.33
Delfzijl	1.10

Veerconstante		[kN/m]		
		Blum	E.A.U.	Tilly
lokatie:				
Caldic		3540	1670	2400
Wachtplaatsen		5000	750	1930
Waalhaven		1135	460	995
Delfzijl	gedraineerd	2430	1540	-
	ongedraineerd	-	1670	2680
NSF		1720	1260	2140
Dintelhavenbrug		29000	-	17200

Maximale kracht		[kN]		
		Blum	E.A.U.	Tilly
lokatie:				
Caldic		2070	1500	1620
Wachtplaatsen		1000	750	920
Waalhaven		760	600	610
Delfzijl	gedraineerd	1500	1000	-
	ongedraineerd	-	1000	1600
NSF		1360	1360	1395
Dintelhavenbrug		7600	-	7000

Maximaal moment		[kNm]		
		Blum	E.A.U.	Tilly
lokatie:				
Caldic		38600	27525	41000
Wachtplaatsen		7990	8440	7850
Waalhaven		13355	10760	10500
Delfzijl	gedraineerd	23220	15240	-
	ongedraineerd	-	14610	21000
NSF		24000	16050	22000
Dintelhavenbrug		103200	-	101000

Caldic; E = 600 kNm waterdiepte = 14.0 m; diepgang = 12.5 m			
Methode	Veer [kN/m] Demper [kNs/m]	Energie [kNm]	Kracht [kN]
Blum	k = 3540	E = 1140	F = 2850
Tilly	k = 2400 c = 2600	E = 1200	F = 2390
Tilly lange golf theorie	k = 2400 c = 2600	E = 1100	F = 2310

Wachtplaatsen; E = 100 kNm Waterdiepte = 5.0 m; diepgang = 3.9 m			
Methode	Veer [kN/m] Demper [kNs/m]	Energie [kNm]	Kracht [kN]
Blum	k = 5000	E = 127	F = 1100
Tilly	k = 1900 c = 1900	E = 150	F = 640

Waalhaven; E = 260 kNm waterdiepte = 14.50 m; diepgang = 12.5 m			
Methode	Veer [kN/m] Demper [kNs/m]	Energie [kNm]	Kracht [kN]
Blum	k = 1150	E = 925	F = 1460
Tilly	k _i = 1000 c = 200	E = 950	F = 1380
Tilly Waterdiepte = 20.0 m	k = 1000 c = 200	E = 540	F = 1040

Delfzijl; E = 460 kNm waterdiepte = 11.0 m; diepgang = 10 m			
Methode	Veer [kN/m] Demper [kNs/m]	Energie [kNm]	Kracht [kN]
Blum	k = 2425	E = 650	F = 1780
E.A.U.	k = 1500	E = 825	F = 1570
Tilly	k = 2680 c = 1850	E = 540	F = 1700

Verhouding: waterdiepte / diepgang	
Caldic	1.12
Wachtplaatsen	1.28
Waalhaven	1.16 & 1.33
Delfzijl	1.10

Veerconstante		[kN/m]		
		Blum	E.A.U.	Tilly
lokatie:				
Caldic		3540	1670	2400
Wachtplaatsen		5000	750	1930
Waalhaven		1135	460	995
Delfzijl	gedraineerd	2430	1540	-
	ongedraineerd	-	1670	2680
NSF		1720	1260	2140
Dintelhavenbrug		29000	-	17200

Maximale kracht		[kN]		
		Blum	E.A.U.	Tilly
lokatie:				
Caldic		2070	1500	1620
Wachtplaatsen		1000	750	920
Waalhaven		760	600	610
Delfzijl	gedraineerd	1500	1000	-
	ongedraineerd	-	1000	1600
NSF		1360	1360	1395
Dintelhavenbrug		7600	-	7000

Maximaal moment		[kNm]		
		Blum	E.A.U.	Tilly
lokatie:				
Caldic		38600	27525	41000
Wachtplaatsen		7990	8440	7850
Waalhaven		13355	10760	10500
Delfzijl	gedraineerd	23220	15240	-
	ongedraineerd	-	14610	21000
NSF		24000	16050	22000
Dintelhavenbrug		103200	-	101000

De energie berekend met Bots uit gedrukt in verhouding tot de methode met de constante coëfficiënten is in de volgende tabel weergegeven. De rekenmethode geeft aan welke methode aan de bepaling van de gebruikte veerconstante (of demper) ten grondslag ligt.

Energie	Blum	E.A.U.	Tilly
Caldic	1.9	-	2.0
Wachtplaatsen	1.3	-	1.5
Waalhaven	3.6	-	3.7
Delfzijl	1.4	1.8	1.2

Voor de optredende maxiamle kracht ontstaat het volgende beeld:

Kracht	Blum	E.A.U.	Tilly
Caldic	1.4	-	1.5
Wachtplaatsen	1.1	-	0.7
Waalhaven	1.9	-	2.3
Delfzijl	1.2	1.6	1.1

Net als bij de energie is de optredende maximale stootkracht afhankelijk van de veerstijfheid van de ducdalf. Dit is voorspelbaar daar de energie en veerconstante de doorbuiging en dus de kracht bepalen.

Wanneer de veerconstante $k > 2400 \text{ kN/m}$ is, is de afwijking van de bij het begin van de berekening bepaalde energie kleiner dan ca. 30%.

De berekening met Bots blijkt hogere stootkrachten te berekenen dan uit Tilly en Blum volgden. De energie van het schip is vrijwel altijd hoger dan volgens de methode met de constante coëfficiënten wordt berekend. Doordat de keelclearance een belangrijke rol speelt bij een Bots berekening en dit bij methode met de constante coëfficiënten buiten beschouwing wordt gelaten is dit resultaat te verklaren.

Uit de resultaten blijkt tevens de invloed van de stijfheid van de constructie waar tegen wordt afgemeerd. Bij een hogere stijfheid is de op te nemen energie door de ducdalf lager. Er wordt meer energie in de rotatie energie van het schip omgezet. Hoewel het programma enige beperkingen heeft wordt de invloed van de waterdiepte en de diepgang aangetoond. Wanneer de resultaten van de berekeningen met Bots meegenomen worden in het ontwerp zal dit tot een duurdere constructie leiden. Wanneer meer zekerheid over de veerstijfheid van de constructie is verkregen zal dit tot een beter ontwerp leiden. Door aanpassing van de uitgangspunten (probabilistisch vastgesteld) kan het ontwerp van de ducdalf met het programma Bots geoptimaliseerd worden.

10.8 Conclusies rekenmethoden.

Uit de resultaten en ervaring opgedaan met het maken van de berekeningen met de betreffende programmatuur kunnen de volgende conclusies getrokken worden:

- 1 Met de methode Blum kan snel (programmeerbare rekenmachine) een ontwerp voor een ducdalf gemaakt worden. Hierbij is de inheidiepte en de diameter van de buispaal bekend als mede de benodigde buigstijfheid en weerstandsmoment. Deze laatste hangt samen met de vloeispanning van het staal.
- 2 De methode is beperkt toepasbaar voor gelaagde grond en kan dan leiden tot een te geringe inheidiepte.
- 3 De methode Blum blijkt in het geval van de potklei op basis van gedraineerde schuifsterkte waarden tot een vrijwel identiek resultaat te komen als de methode Tilly waar van ongedraineerd gedrag wordt uitgegaan.
- 4 De methoden Tilly en E.A.U. lenen zich niet voor het maken van een ontwerp voor een ducdalf. Met Tilly kan aan de hand van het met Blum gemaakte ontwerp de veer- en demperstijfheid ten behoeve van een Bots berekening bepaald worden.
- 5 In de methode volgens de E.A.U. en Blum kan een bodem onder talud meegenomen worden in de berekening. Dit kan nog niet in Tilly.

- 6 De E.A.U. heeft terecht de schelpfactoren als weer-
gegeven in DIN 4085 vervangen, echter de nieuwe
schelpfactoren zijn waarschijnlijk nog te laag. Dit
leidt tot een grotere lengte van de paal. De schelp-
factoren voor cohesieve grond zouden betrekking
moeten hebben op de ongedraineerde schuifsterkte van
klei met een maximum van 9.
- 7 De p-y curven in Tilly maken deze methode geschikt
voor zowel zandgrond als (ongedraineerde) klei. Dit
integenstelling tot de methode Blum.
- 8 De schade gevallen geven onvoldoende informatie om
een methode aan te geven welke het de stijfheid van
de constructie in praktijk het best benaderd.
- 9 De Tilly berekening heeft als toegevoegde waarde:
 - het kracht-verplaatsing diagram als functie
van de tijd: een hysteresis
 - een op het theoretische vlak betere be-
nadering van het grondgedrag: invloed van de
lengte van de paal op de stijfheid
- 10 Bij methode volgens de E.A.U. en toegepast met een
aangepast damwand programma heeft net als bij Tilly
het voordeel dat de lengte van de paal van invloed is
op het resultaat. Tilly voegt echter meer toe en
laat minder vrijheden over voor de gebruiker. Dit
laatste kan ook als voordeel gezien worden, maar dit
is m.i. schijnbaar het geval. In principe is het met
een aangepast damwand programma zoals gebruikt moge-
lijk zowel Blum als de p-y curven in Tilly te be-
naderen. Dit vergt echter een aanzienlijke hoeveelheid
werk om de juiste parameters uit die methoden terug
te rekenen. Tilly levert evenals Blum volgens een
vaste procedure een resultaat, waar de gevolgde
methode E.A.U. in combinatie met het computer pro-
gramma teveel vrijheden overlaat.
- 11 De berekening met Tilly kan een tot 20% lager bui-
gend moment leiden t.o.v. Blum.
- 12 De optredende maximale krachten zijn in het algemeen ca.
25% lager dan berekend met Blum.
- 13 Op grond van de schade gevallen kan niet aangegeven
worden welke methode de praktijk het best benaderd.
- 14 Op grond van het schade geval bij N.S.F. moet gecon-
cludeerd worden dat de aangehouden waarden van de
parameters over het algemeen te conservatief zijn
wanneer het een stootbelasting betreft.

10.9 Conclusies Bots berekeningen.

- 1 De keelclearance heeft een grote invloed op de op-
tenemen energie.
- 2 Bij een zeer kleine keelclearance ten opzichte van
de diepgang neemt de afmeer energie fors toe.
- 3 Bij een ducdalf met een hoge veerstijfheid wordt
meer energie omgezet in rotatie energie van het
schip.
- 4 De methode met de constante coëfficiënten berekend
een te lage afmeerenergie.

- 5 Bij "diep" water zal de berekening volgens de constante coëfficiënten voldoen.
- 6 Een ontwerp van een dukdalf wordt bij "ondiep" water duurder indien het ontwerp aangepast wordt op grond van de resultaten van een Bots berekening.

10.10 **Aanbevelingen.**

Naar aanleiding van de resultaten en de conclusies die daaruit volgen kom ik tot de volgende aanbevelingen.

Onderzoek.

- 1 Er moet onderzoek gedaan worden naar de stijfheden van dukdalven. Op grond van die resultaten kan een methode gekozen of ontwikkeld worden welke de praktijk het best benaderd. Dit kan met modelproeven en schaalproeven 1:1.
- 2 Gezien de invloed van de keelclearance op de optredende maximale krachten (Bots berekeningen) en het aantal schade gevallen in de haven de laatste jaren kan er gesteld worden dat onderzoek naar de afmeersnelden in praktijk wenselijk is.
- 3 Het is zeer waarschijnlijk dat de belastingssnelheid van invloed is op de bezwijksterkte van de grond. Dit moet verder onderzocht worden.

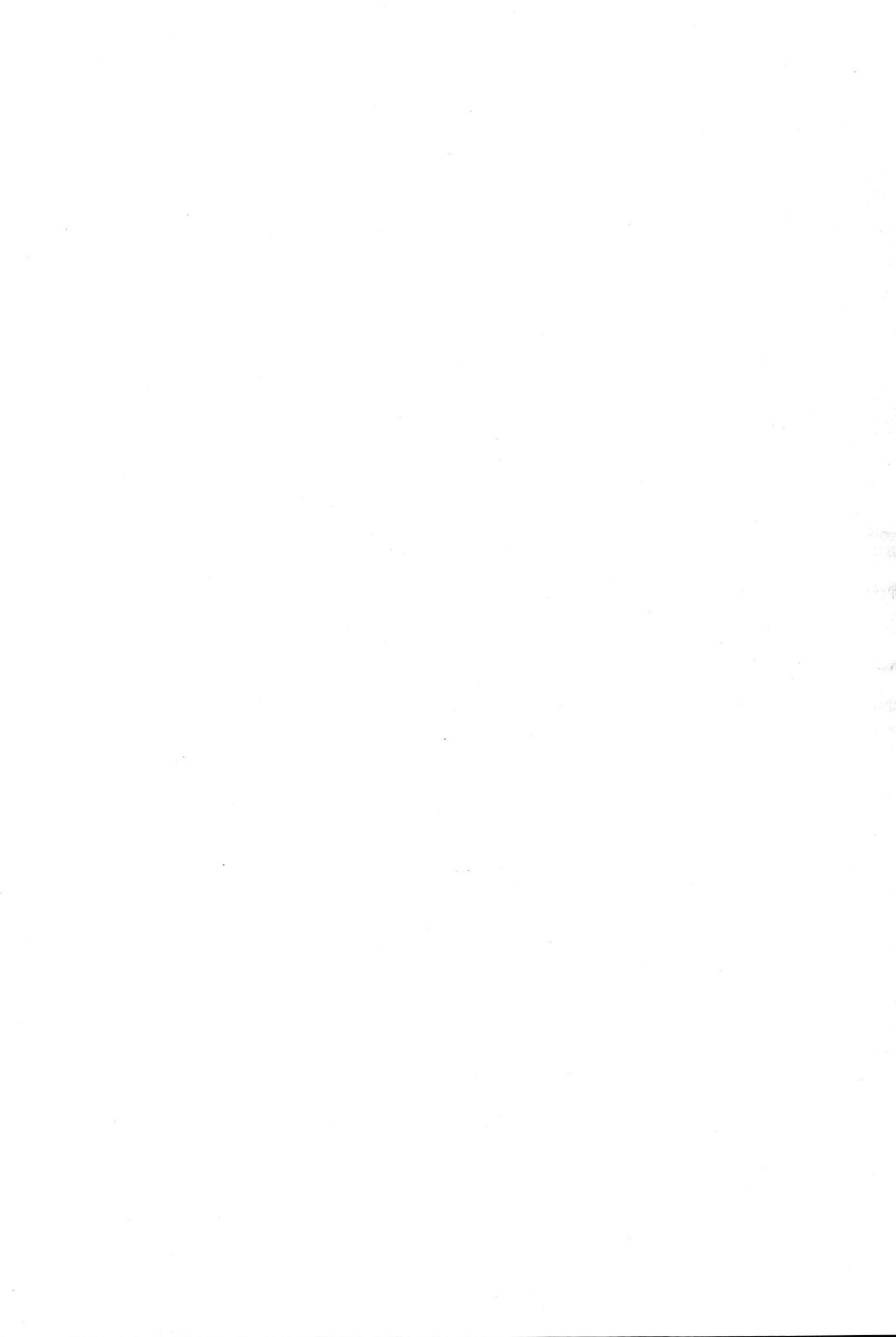
Rekenprocedure.

- 1 Maak voor het ontwerp van een dukdalf gebruik van Blum. Evalueer dit ontwerp verder met Tilly om tot een mogelijke reductie van de wanddikte te komen.
- 2 Bij een berekening op een stoot belasting zouden de waarden van de grondparameters de gemiddelde waarden moeten benaderen en niet de ondergrens waarden.
- 3 Voer bij een kleine keelclearance een berekening met Bots uit om de invloed hiervan goed mee te nemen in het ontwerp.

Literatuurlijst.

- [1] Wirtschaftliche Dalbenformen und deren Berechnung, Dr. ing. Blum, Die Bautechnik, januar 1932.
- [2] Grondmechanica, A. Verruijt, D.U.M., 1987.
- [3] Soil Mechanics, W. Lambe & R. Whitman, Wiley, 1969.
- [4] PIANC, Supplement to Bulletin no. 45, Brussel, 1984.
- [5] Empfehlungen des Arbeitsausschusses "Ufereinfassungen", (E.A.U.) + Technischer Jahresbericht 1992, Ernst & Sohn, 1990.
- [6] American Petroleum Institute (API) Recommended practice for planning, designing and constructing fixed offshore platforms (RP 2A), Washington, 1987.
- [7] CUR rapport 91-7, Vuist en rekenregels voor grondconstructies op sterk samendrukbare grond, Gouda, 1991.
- [8] Literatuurstudie Ducdalven, C. Buys, Grondmechanica Delft, 1988.
- [9] Ducbots, Dynamisch modelleren van ducdalven, J. Bijnage, Grondmechanica Delft, 1990.
- [10] Ducdalven numeriek II, eindrapport, J. Bijnage, Grondmechanica Delft, 1989.
- [11] Dynamisch en statisch gedrag van een ducdalf, A. Vrijer, augustus 1975, Toegepast Onderzoek Waterstaat (T.O.W.) R.W.S.
- [12] Loads on fender structures and dolphins by sailing ships, Dr. ir. A. Vrijburcht, (zie ook [22]), R.W.S., communications no. 49, 1991.
- [13] Bots, Belastingen op remmingwerken door varende schepen, Handleiding, juni 1983.
- [14] Tilly, User's manual v3.1, T.U. Delft, 1992.
- [15] Handleiding voor het gebruik BOTS en TILLY invoer modulus, H. van der Graaf, R.W.S. 1992.

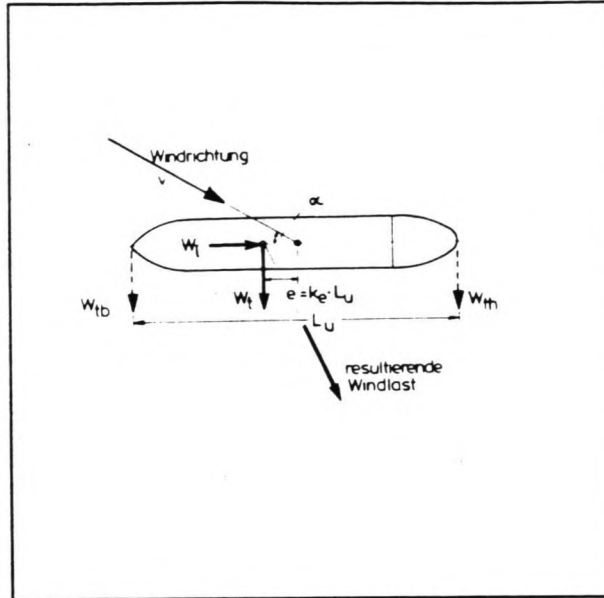
- [16] Dictaat f9A, Waterbouwkundige kunstwerken en constructies,
Prof. ir. A. Glerum, T.U. Delft, 1987.
- [17] Dictaat f12N, Binnescheepvaart en scheepvaartwegen,
Ir. J. Bouwmeester, T.U. Delft, 1987.
- [18] Dictaat f12N/f13N, Havens en scheepvaartwegen,
Prof. ir. H. Velsink, T.U. Delft, 1985.
- [19] Analysis and design of pile foundations:
proceedings of a ASCE Symposium,
San Francisco, October 1984.
Evaluation of p-y relationships in cohesiveless soils
&
Evaluation of p-y relationships in cohesive soils
- [20] Guidelines and recommendations for the safe mooring of
large ships at piers and sea islands,
Oil companies int. marine forum, London 1978.
- [21] Prediction of wind and current loads on VLCCs,
Oil companies int. marine forum, London 1977.
- [22] Belastingen op remmingwerken door varende schepen
Deel I en II,
A. Vrijburcht, juli 1983, TOW RWS.
- ***** Offshore Technology Conference (OTC):
- [23] OTC 1204: Correlations for design of laterally loaded
piles in soft clay,
Matlock, 1970.
- [24] OTC 2080: Analysis of laterally loaded piles in sand,
Reese, Cox, Koop, 1974.
- [25] OTC 2312: Field testing and analysis of laterally loaded
piles in stiff clay,
Reese, Cox, Koop, 1975.
- [26] OTC 5225: Nonlineair analysis of piles in stiff clay,
Budhu, Davies, 1986.
- ***** Normen:
- [27] DIN 4085,
Berechnung des Erddrucks,
Berlin, Februar 1987.
- [28] BS 6349, Part 2,
Code of practice for maritime constructions, design of
dolphins, 29/1/1988.



Bijlagen

Bijlage I. Windkrachten op schepen.

De E.A.U. geeft een richtlijn voor windkracht op afgemeerde schepen. De krachten en parameters zijn in de figuur aangegeven.



Afbeelding 44, windlast op afgemeerd schip.

Windlast componenten:

$$\begin{aligned} W_l &= (1 + 3.1 \cdot \sin \alpha) \cdot k_l \cdot H \cdot l_0 \cdot v^2 \\ W_t &= (1 + 3.1 \cdot \sin \alpha) \cdot k_t \cdot H \cdot L_0 \cdot v^2 \end{aligned} \quad (\text{I.1})$$

Troskrachten aan de boeg en het hek:

$$\begin{aligned} W_{tb} &= W_t \cdot (0.50 + k_e) \\ W_{th} &= W_t \cdot (0.50 - k_e) \end{aligned} \quad (\text{I.2})$$

Gebruikte parameters:

H = grootste vrijboordhoogte van het schip
(leeg danwel in ballast) [m]

L_u = over-all lengte [m]

v = maatgevende windsnelheid [m/s]

W_l en W_t = windlasten in langs (l) en dwars (t) richting [kN]

k_l en k_t = coëfficiënten voor de windlast [kNs^2/m^4]

k_e = excentriciteits coëfficiënt [-]

De maatgevende windsnelheid kan uit meetgegevens verkregen worden. Er wordt uitgegaan van de maximale snelheid optredend bij windstoten, bepaald uit meetgegevens over meerdere jaren. De maatgevende windsnelheid volgt uit de maximale windsnelheid gedeeld door 1.1.

De coëfficiënten van de windlast en exentriciteit kunnen in de onderstaande tabellen gevonden worden.

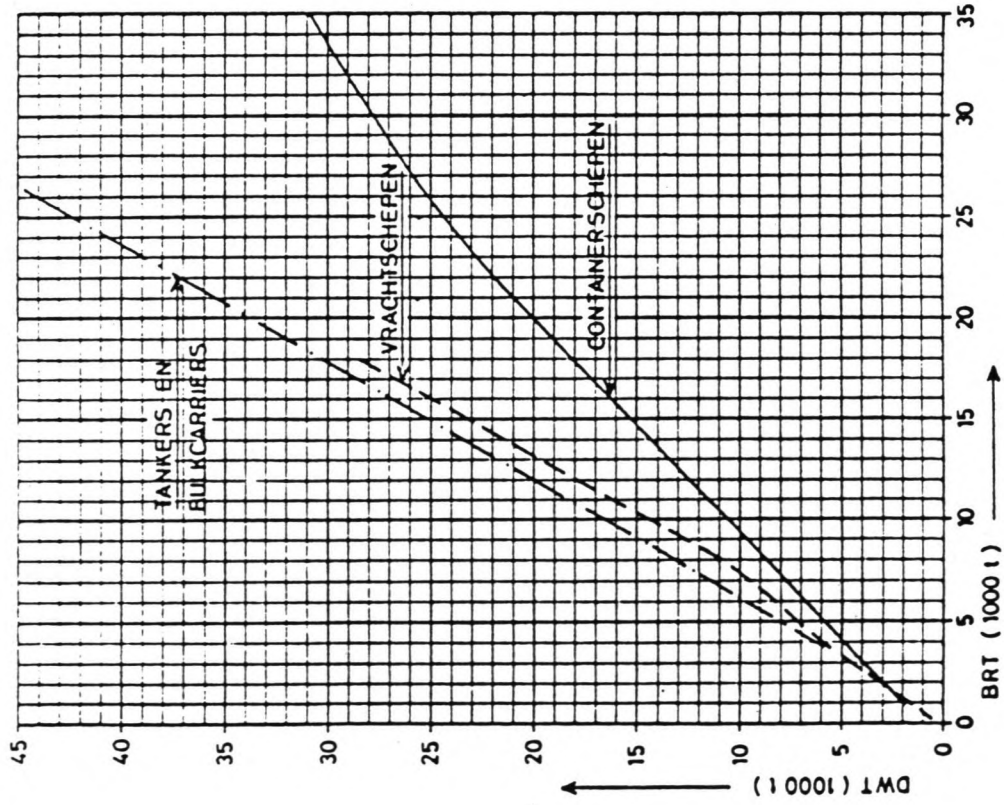
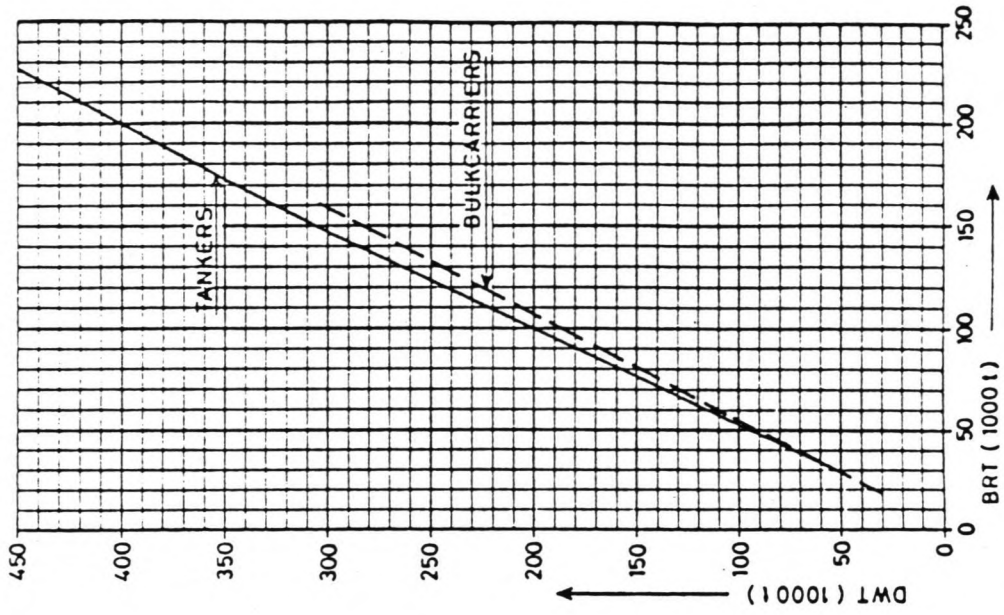
Tabel XX, last- en exentriciteitscoëf. voor schepen tot 50.000 dwt.

Schiffe bis zu 50000 dwt			
α°	$k_1 \left[\frac{\text{kN} \cdot \text{s}^2}{\text{m}^4} \right]$	$k_2 [1]$	$k_3 \left[\frac{\text{kN} \cdot \text{s}^2}{\text{m}^4} \right]$
0	0	0	$9,1 \cdot 10^{-5}$
30	$12,1 \cdot 10^{-5}$	0,14	$3,0 \cdot 10^{-5}$
60	$16,1 \cdot 10^{-5}$	0,08	$2,0 \cdot 10^{-5}$
90	$18,1 \cdot 10^{-5}$	0	0
120	$15,1 \cdot 10^{-5}$	-0,07	$-2,0 \cdot 10^{-5}$
150	$12,1 \cdot 10^{-5}$	-0,15	$-4,1 \cdot 10^{-5}$
180	0	0	$-8,1 \cdot 10^{-5}$

Tabel XXI, last- en exentriciteitscoëf. voor schepen boven 50.000 dwt.

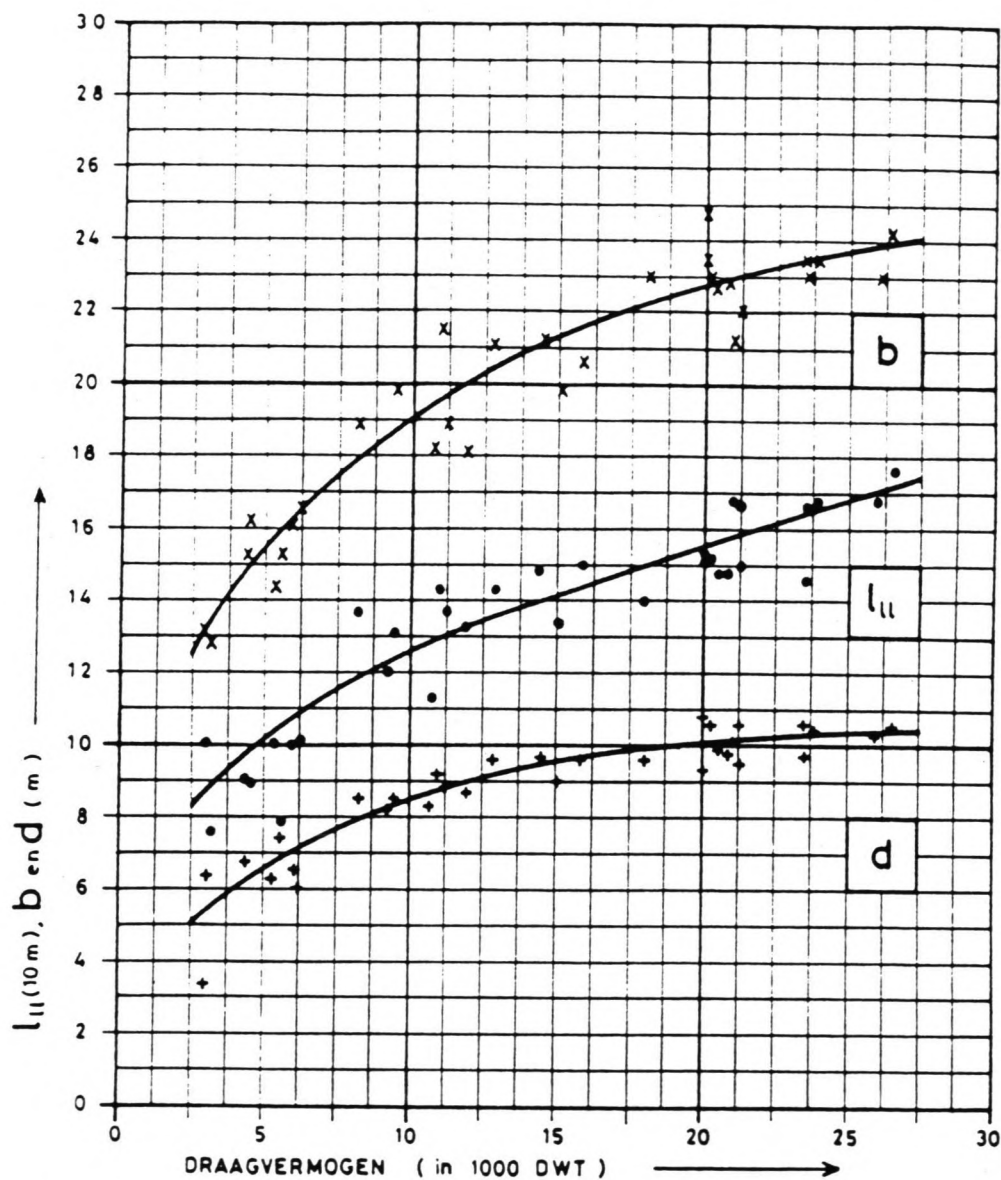
Schiffe über 50000 dwt			
α°	$k_1 \left[\frac{\text{kN} \cdot \text{s}^2}{\text{m}^4} \right]$	$k_2 [1]$	$k_3 \left[\frac{\text{kN} \cdot \text{s}^2}{\text{m}^4} \right]$
0	0	0	$9,1 \cdot 10^{-5}$
30	$11,1 \cdot 10^{-5}$	0,13	$3,0 \cdot 10^{-5}$
60	$14,1 \cdot 10^{-5}$	0,07	$2,0 \cdot 10^{-5}$
90	$16,1 \cdot 10^{-5}$	0	0
120	$14,1 \cdot 10^{-5}$	-0,08	$-2,0 \cdot 10^{-5}$
150	$11,1 \cdot 10^{-5}$	-0,16	$-4,0 \cdot 10^{-5}$
180	0	0	$-8,1 \cdot 10^{-5}$

Bijlage II. Verhouding BRT - DWT.



BRT versus DWT.

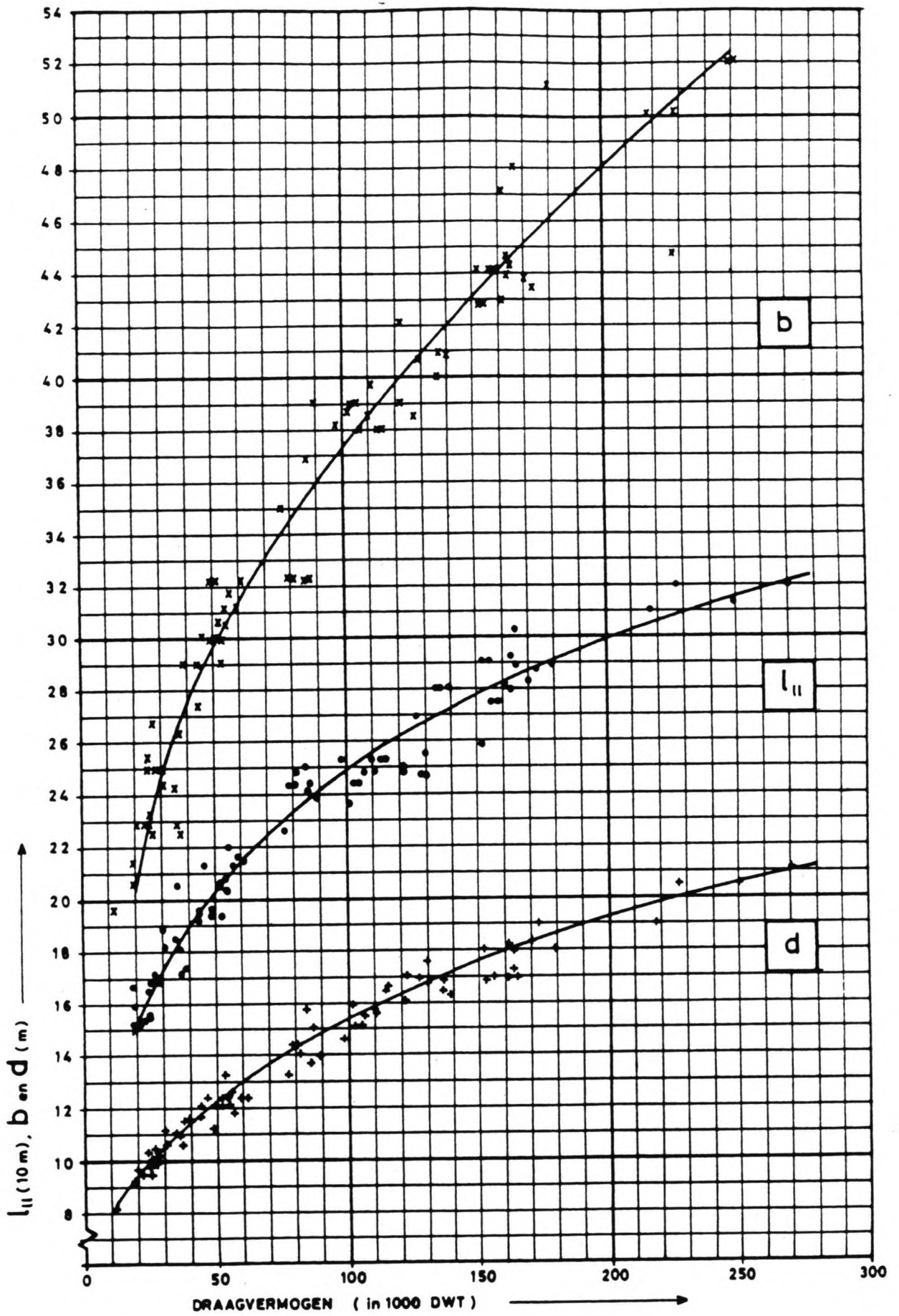
Bijlage III. Relatie DWT en scheepsafmetingen.



hoofdafmetingen:

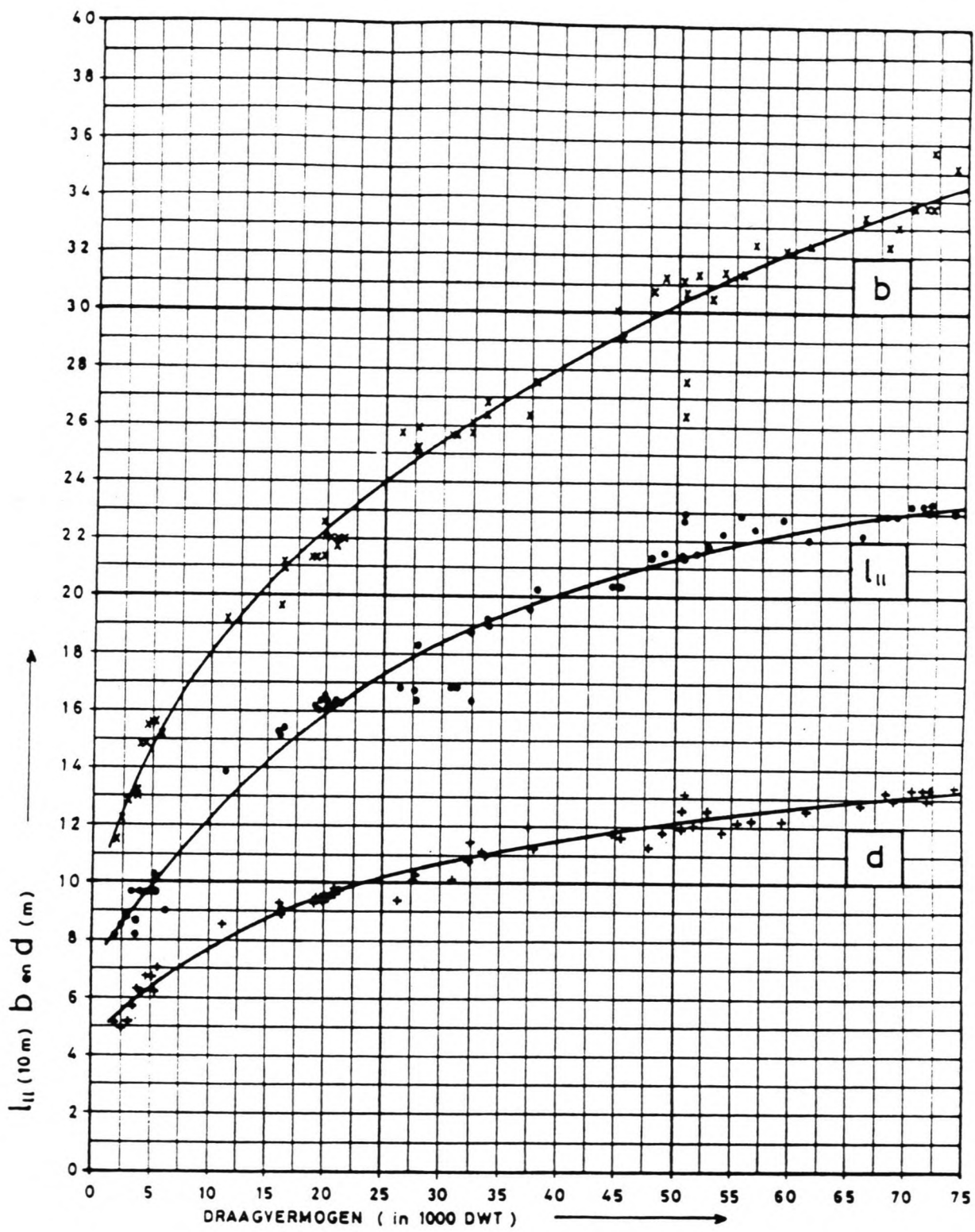
VRACHTSCHEPEN

december 1976

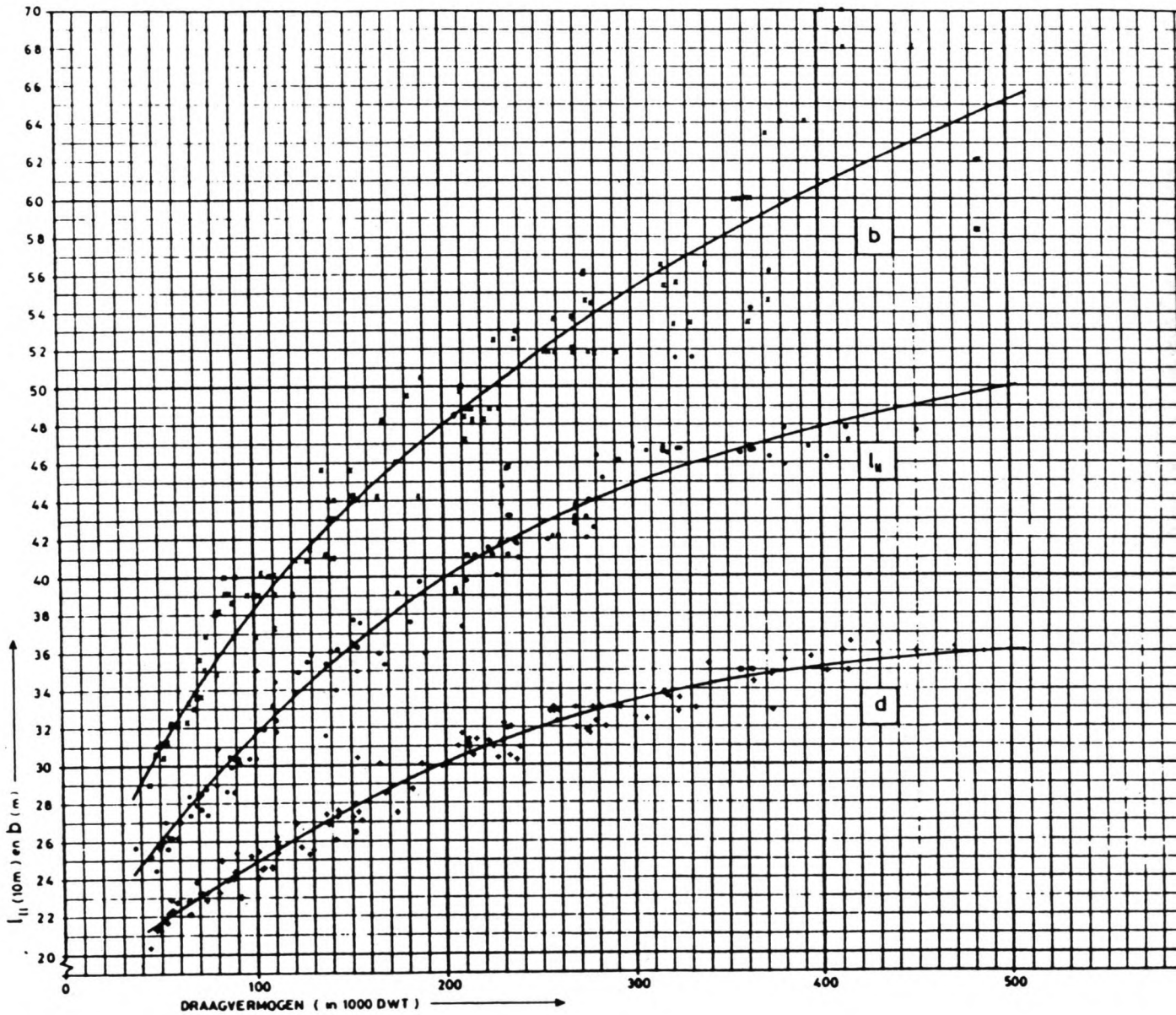


hoofdafmetingen:

BULKARRIERS



hoofdafmetingen:
TANKERS



hoofdafmetingen: **TANKERS** (draagvermogen \geq 40 000 DWT)

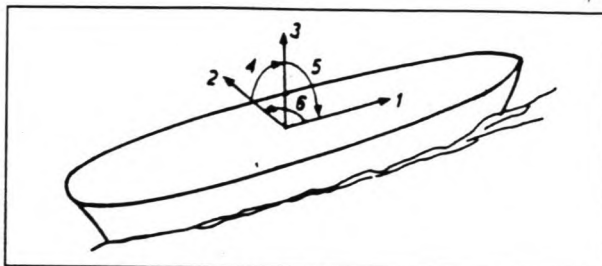
december 1976

Bijlage IV. Berekening van hydrodynamische coëfficiënten.

Notaties.

In paragraaf 4.2 staat vermeld dat bij bekende hydrodynamische coëfficiënten de krachten van het water op het schip bepaald kunnen worden. Uitgegaan wordt van een harmonische beweging van het schip. Hieruit kunnen bewegingsvergelijkingen in de horizontale richting afgeleid worden. Het schip heeft zes bewegingsrichtingen:

- horizontaal: 1 = schrikken
2 = vezetten
6 = gieren
- vertikaal: 3 = dompen
4 = slingeren
5 = stampen



Afbeelding 45

Er zijn drie horizontale bewegingsrichtingen en dus evenzoveel bewegingsvergelijkingen.

$$\sum_{\substack{j=1,2,6 \\ k=1,2,6}} \{(m_j + a_{jk}) \ddot{x}_j + b_{jk} \dot{x}_j\} = f_k \quad (\text{IV.1})$$

De termen a_{jk} en b_{jk} zijn de hydrodynamische coëfficiënten. Voor elk schip zijn voor de horizontale richtingen 9 massa- en 9 dempingstermen aanwezig. Indien de romp van het schip niet symmetrisch is, de vorm van de boeg wijkt af van de vorm van het hek van het schip, dan zijn de koppelcoëfficiënten waarbij $j \neq k$ niet gelijk aan 0 (nul). Bij het verzetten van het schip is er naast een verzetkracht ook een moment in gierrichting aanwezig.

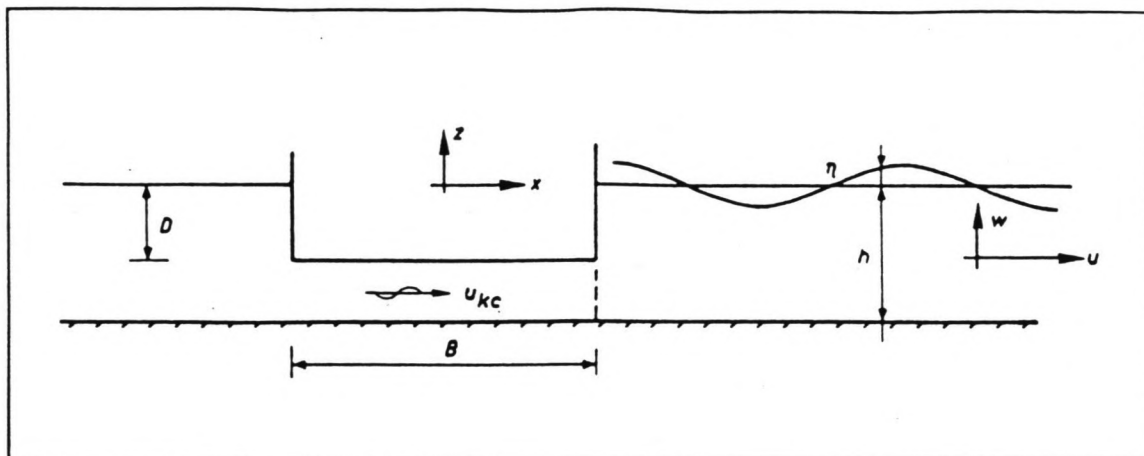
Om de hydrodynamische coëfficiënten te berekenen zijn er diverse methoden. Er is een methode die de waterbeweging (drukken) 3 dimensionaal in rekening brengt. Door uit te gaan van schepen met een grote lengte / breedte verhouding kan met 2 en 1 dimensionale modellen volstaan worden. In de volgende paragrafen worden kort twee methoden besproken.

Methode volgens Fontijn: potentiaal theorie.

Fontijn [22] heeft op basis van de potentiaal theorie een methode afgeleid om de hydrodynamische coëfficiënten te berekenen van een afmerend schip. Er wordt uit gegaan van een oneindig lange balk en een twee dimensionaal stromingsbeeld naast het schip.

Beschouwd wordt een verticale dwarsdoorsnede van een horizontaal oscilerend rechthoekig en oneindig lang schip. Zie afbeelding 46.

Het 2-dimensionale karakter komt tot uitdrukking in in de verticale en horizontale stroomsnelheden. De notaties in de afbeelding zijn:



Afbeelding 46

- u = horizontale snelheid (x-richting)
- w = verticale snelheid (z richting)
- u_{kc} = horizontale snelheid onder het schip
- η = golfhoogte
- B = breedte van het schip
- D = diepgang
- h = waterdiepte
- p = druk
- ρ = soortelijke massa water

Er wordt uitgegaan van een ideale vloeistof welke niet samendrukbaar is. Voor een instationaire stroming in het x-z vlak geldt:

$$\frac{\partial u}{\partial t} + u \frac{\partial u}{\partial x} + w \frac{\partial u}{\partial z} = -\frac{1}{\rho} \frac{\partial p}{\partial x} \quad (\text{IV.2})$$

$$\frac{\partial w}{\partial t} + u \frac{\partial w}{\partial x} + w \frac{\partial w}{\partial z} = -\frac{1}{\rho} \frac{\partial p}{\partial z} - g \quad (\text{IV.3})$$

Kontinuiteits vergelijking:

$$\frac{\partial u}{\partial x} + \frac{\partial w}{\partial z} = 0 \quad (\text{IV.4})$$

Er wordt nu vanuit gegaan dat de stroming rotatie vrij is en er sprake is van een potentiaal stroming.

Er is nu een potentiaal ϕ , waarvoor geldt:

$$\begin{aligned} u &= \frac{\partial \phi}{\partial x} \\ w &= \frac{\partial \phi}{\partial z} \end{aligned} \tag{IV.5}$$

Door nu de continuïteitsvergelijking in te vullen (4) in (3) volgt de vergelijking van Laplace:

$$\frac{\partial^2 \phi}{\partial x^2} + \frac{\partial^2 \phi}{\partial z^2} = 0 \tag{IV.6}$$

Met het optellen van (1) en (2) volgt na integratie over x en z onder verwaarlozing van de kwadratische termen:

$$\frac{\partial \phi}{\partial t} + \frac{1}{\rho} p - gz = 0 \tag{IV.7}$$

De randvoorwaarden voor het gebied $x \geq B/2$ luiden:

- aan de bodem is de snelheid w nul:

$$w = \frac{\partial \phi}{\partial z} = 0 \quad z = -h \tag{IV.8}$$

- de uitwijking van het wateroppervlak in de tijd:

$$\frac{\partial \eta}{\partial t} + \frac{\partial \phi}{\partial z} = 0 \quad z = \eta \tag{IV.9}$$

voor de druk aan het oppervlak geldt $p=0$, in (6)

$$\frac{\partial \eta}{\partial t} - \frac{1}{g} \frac{\partial^2 \phi}{\partial t^2} = 0; \quad z = \eta \tag{IV.10}$$

randvoorwaarde aan het oppervlak wordt nu na invullen van (8) in (9):

$$\frac{\partial \phi}{\partial z} + \frac{1}{g} \frac{\partial^2 \phi}{\partial t^2} = 0; \quad z = \eta \tag{IV.11}$$

Aan de rand $x = B/2$:

- het schip oscilleert in horizontale richting. Bij de scheepshuid is de snelheid van het water gelijk aan dat

van het schip:

$$\dot{x} = u = \frac{\partial \phi}{\partial x} = \bar{u} e^{i\omega t} ; \quad -D < z < 0 \quad (\text{IV.12})$$

- aangenomen wordt dat onder het schip de snelheid overal gelijk is:

$$u_{kc} = \frac{\partial \phi}{\partial z} = \bar{u}_{kc} e^{i(\omega t - \Phi)} ; \quad -h < z < -D \quad (\text{IV.13})$$

Er is sprake van een fase verschil tussen de kolom water onder en naast het schip, wat in Φ tot uitdrukking komt.

De potentiaalvergelijking bestaat uit een tijdsafhankelijk en een tijdsafhankelijk deel:

$$\phi(x, z, t) = \phi(x, z) \cdot e^{i\omega t} \quad (\text{IV.14})$$

Invullen in voorgaande formules geeft:

$$\frac{\partial^2 \phi}{\partial x^2} + \frac{\partial^2 \phi}{\partial z^2} = 0 \quad (\text{IV.15})$$

$x \geq B/2$:

$$w = \frac{\partial \phi}{\partial z} = 0 \quad z = -h \quad (\text{IV.16})$$

$$\frac{\partial \phi}{\partial z} + \frac{1}{g} \frac{\partial^2 \phi}{\partial t^2} = 0 ; \quad z = \eta \quad (\text{IV.17})$$

$x = B/2$:

$$\dot{x} = u = \frac{\partial \phi}{\partial x} = \bar{u} e^{i\omega t} ; \quad -D < z < 0 \quad (\text{IV.18})$$

$$u_{kc} = \frac{\partial \phi}{\partial z} = \bar{u}_{kc} e^{i(\omega t - \Phi)} ; \quad -h < z < -D \quad (\text{IV.19})$$

Fontijn [22] heeft voor de potentiaalfunctie $\phi(x, z)$ een oplossing afgeleid die aan deze randvoorwaarden voldoet. In de oplossing bevinden zich nog twee onbekenden namelijk de snelheid onder het schip u_{kc} en het fase verschil Φ . De druk op de wand van het schip aan de rechterzijde wordt met de potentiaal bepaald. Hieruit is de resulterende kracht op het schip aan de rechterzijde te berekenen. Op de kolom wateronder het schip wordt de impuls wet toegepast, waarbij de kracht aan de linkerzijde van de kolom evengroot genomen wordt als aan de rechterzijde van de kolom. Nu kunnen de twee onbekenden u_{kc} en Φ opgelost worden. De potentiaalfunctie is nu geheel bekend. De kracht in verzet richting (hydrodynamische kracht) is nu bij een scheepslengte L :

$$f_w(t) = L \cdot 2 \int_0^{-D} p(B/2, z, t) dz \quad (\text{IV.20})$$

De hydrodynamische coëfficiënten zijn in de dynamische differentiaal vergelijking opgenomen:

$$f_w(t) = a_{22}\ddot{x} + b_{22}\dot{x} \quad (\text{IV.21})$$

Uit formule (19) en (20) zijn de hydrodynamische coëfficiënten te berekenen.

Er moet dan als volgt te werk worden gegaan. Uit een berekening of uit modelonderzoek worden de parameters $a(\omega)$ en $b(\omega)$ over een groot frequentie gebied bepaald. $A(t)$ en $B(t)$ kunnen nu berekend worden als functie van $a(\omega)$ en $b(\omega)$. Er wordt weer uitgegaan van een harmonische beweging.

$$\begin{aligned} x &= X e^{i\omega t} \\ \dot{x} &= i\omega X e^{i\omega t} \\ \ddot{x} &= -\omega^2 X e^{i\omega t} \end{aligned} \quad (\text{IV.22})$$

waarin: X = amplitude
 ω = hoekfrequentie

Invullen in (..) geeft:

$$\begin{aligned} f_w(t) &= \int_{-\infty}^t A(t-\tau) \cdot -\omega^2 X e^{i\omega\tau} d\tau + \int_{-\infty}^t B(t-\tau) \cdot i\omega X e^{i\omega\tau} d\tau \quad \leftrightarrow \\ &= \int_0^{\infty} A(t-\tau) e^{-i\omega(t-\tau)} \cdot -\omega^2 X e^{i\omega\tau} \\ &\quad + \int_0^{\infty} B(t-\tau) e^{-i\omega(t-\tau)} \cdot i\omega X e^{i\omega\tau} \quad \leftrightarrow \end{aligned} \quad (\text{IV.23})$$

$$f_w(t) = \int_0^{\infty} A(t-\tau) e^{-i\omega(t-\tau)} d(t-\tau) \cdot \ddot{x} + \int_0^{\infty} B(t-\tau) e^{-i\omega(t-\tau)} d(t-\tau) \cdot \dot{x}$$

Wanneer deze laatste uitdrukking vergeleken wordt met de harmonische beweging volgens formule (IV.22) dan volgt hieruit, met het vervangen van $(t-\tau)$ door (t) voor de parameters:

$$\begin{aligned} a(\omega) &= \int_0^{\infty} A(t) e^{-i\omega t} dt \\ b(\omega) &= \int_0^{\infty} B(t) e^{-i\omega t} dt \end{aligned} \tag{IV.24}$$

Terugtransformatie levert $A(t)$ en $B(t)$ als functie van de hydrodynamische coëfficiënten $a(\omega)$ en $b(\omega)$. Bij een gegeven willekeurige tijdfunctie van de snelheid en versnelling is nu de hydrodynamische kracht te berekenen.

Laatst genoemde formules kunnen omgeschreven worden tot: (terugtransformatie)

$$\begin{aligned} A(t) &= -\frac{1}{2\pi} \int_0^{\infty} a(\omega) e^{i\omega t} d\omega \\ B(t) &= -\frac{1}{2\pi} \int_0^{\infty} b(\omega) e^{i\omega t} d\omega \end{aligned} \tag{IV.25}$$

Voor de gierrichting wordt aangenomen dat het schip om het midden roteert. Hierbij wordt aangenomen dat de coëfficiënten evenredig afhangen van de afstand tot het rotatiecentrum zodat voor de hydrodynamische coëfficiënten in gierrichting volgt:

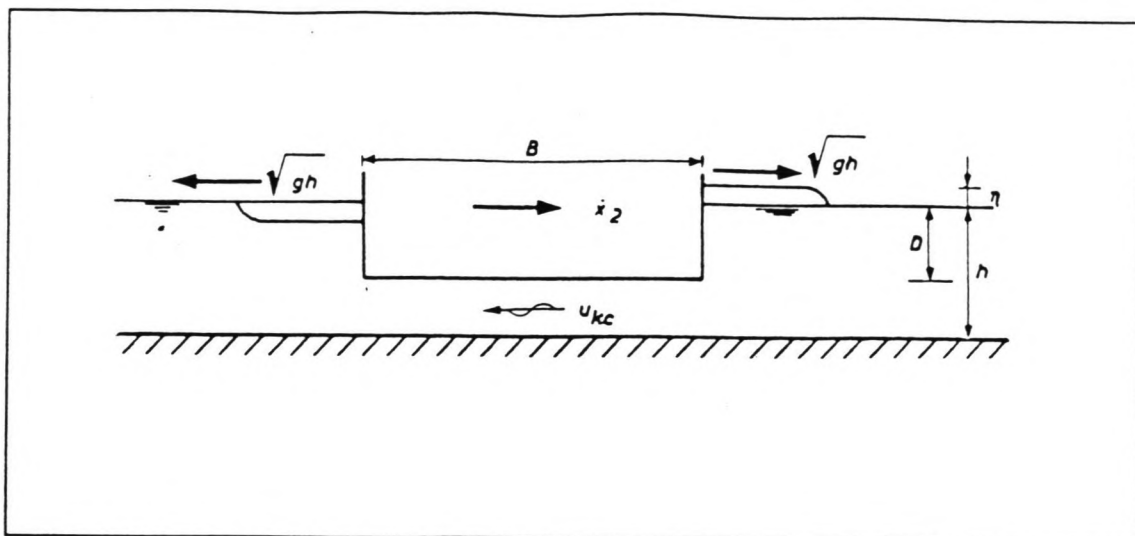
$$\begin{aligned} a_{66} &= a_{22} \cdot \frac{1}{12} L^2 \\ b_{66} &= b_{22} \cdot \frac{1}{12} L^2 \end{aligned} \tag{IV.26}$$

Dit is te vergelijken met het traagheidsmoment van een ligger.

Lange-golf theorie.

Kolkman [22] heeft op basis van de eendimensionale lange-golf theorie een berekeningsmethode voor hydrodynamische coëfficiënten afgeleid. Beschouw een schip, met een rechthoekige vormgeving, welke horizontaal oscilleert. Zie afbeelding 47.

De theorie is 1 dimensionaal, zodat alleen horizontale stroomsnelheden beschouwd worden en de verticale snelheden klein geacht worden. Dit is het geval bij ondiep water, een beperkte keelclearance. Bij een horizontale verplaatsing naar rechts wordt er aan de rechterzijde een positieve translatie golf opgewekt en aan de linkerzijde een negatieve golf. De voortplantingssnelheid van beide golven is $c' = \sqrt{gh}$, de voortplantingssnelheid van een lange golf. De translatie golven zijn alleen toepasbaar in ondiep water met $\omega < 0.65\sqrt{g/h}$.



Afbeelding 47

De continuïteits vergelijking luidt als volgt:

$$\dot{x}D = u_{kc}(h-D) + \eta\sqrt{gh} \quad (\text{IV.27})$$

Impuls vergelijking van de kolom water onder het schip:

$$-2\rho g\eta(h-D) = \rho B(h-D)\dot{u}_{kc} \quad (\text{IV.28})$$

De hydrodynamische kracht is:

$$f_w(t) = a_{22}\ddot{x} + b_{22}\dot{x} = 2\rho g\eta DL \quad (\text{IV.29})$$

De oscillerende beweging van het schip wordt beschreven met:

$$\dot{x} = u \sin(\omega t) \quad (\text{IV.30})$$

Voor de waterkolom onder het schip volgt eenzelfde uitdrukking met eigen amplitude u_{kc} en faseverschuiving Φ ten opzichte van de scheepssnelheid.

$$u_{kc} = \bar{u}_{kc} \sin(\omega t + \Phi) \quad (\text{IV.31})$$

Het uitwerken van de vergelijkingen (10) t/m (12) geeft de hydrodynamische coëfficiënten:

$$a_{22} = \frac{4\rho g B D^2 (h-D) L}{\omega^2 B^2 h + 4g (h-D)^2} \quad (\text{V.1})$$

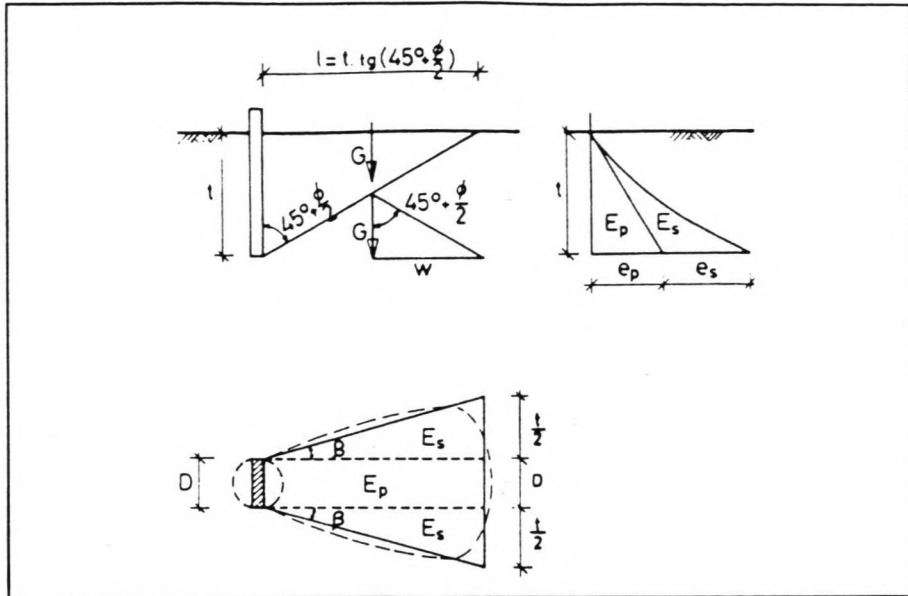
Met de formules in (III,21) zijn de coëfficiënten a_{66} en b_{66}

$$b_{22} = \frac{2\rho \omega^2 B^2 D^2 L \sqrt{gh}}{\omega^2 B^2 h + 4g(h-D)^2} \quad (\text{V.2})$$

voor de gierrichting te bepalen.

Bijlage V. Berekening volgens BLUM.

De schematisatie volgens Blum ziet er volgt uit:



Afbeelding 48, schematisatie volgens Blum.

Met deze schematisatie volgen de volgende uitdrukkingen. De gronddruk direct tegen de paal, werkend over een breedte B (=diameter):

$$E_p = f_w * b * \frac{t_0^2}{2} \quad (\text{V.1})$$

Met de resultante op $1/3 * t_0$ boven C, de vervangkracht.

Voor de schelpwerking volgt:

$$E_s = f_w * b * \frac{t_0^3}{12} \quad (\text{V.2})$$

Met resultante op $1/4 * t_0$ boven C.

Voor f_w geldt:

$$f_w = \gamma' * K_p \quad (\text{V.3})$$

De waarde van K_p kan berekend worden met de formule van Müller Breslau.

Voor horizontaal evenwicht geldt nu dat:

$$E_p + 2 * E_s - P = C$$

Voor het momenten evenwicht om C, volgt:

$$P \cdot (h + t_0) - E_p \cdot \frac{t_0}{3} - 2 \cdot E_s \cdot \frac{t_0}{4} = 0 \quad (\text{V.4})$$

Invullen van formule 2 en 3 in 4 geeft:

$$t_0^4 + 4 \cdot b \cdot t_0^3 - \frac{24}{f_w} \cdot P \cdot t_0 - \frac{24}{f_w} \cdot P \cdot h = 0 \quad (\text{V.5})$$

Hieruit kan de inheidiepte t_0 opgelost worden. Het maximale moment kan gevonden worden door de hoogte te berekenen van het dwarskrachten nulpunt. Het momentenverloop onder de bodem kan berekend worden met:

$$M_x = P(h+x) - f_w \left[\frac{bx^3}{6} + \frac{x^4}{24} \right] \quad (\text{V.6})$$

Deze hoogte van z voor het dwarskrachten nulpunt volgt uit:

$$\frac{z^3}{6} + \frac{b}{2} \cdot z^2 - \frac{P}{f_w} = 0 \quad (\text{V.7})$$

De doorbuiging wordt berekend volgens de differentiaal vergelijking van een ligger. De integraal van het momentenverloop in een ligger is evenredig met de verplaatsing. De doorbuiging volgt uit:

$$dEI = \frac{Ph^3}{3} + \int_0^{t_0} M_x(h+x) dx \quad (\text{V.8})$$

$$dEI = \frac{P(h+t_0)^3}{3} - f_w \left[\frac{bht_0^4}{24} + \frac{bt_0^5}{30} + \frac{ht_0^5}{120} + \frac{t_0^6}{144} \right]$$

De doorbuiging wordt goed benaderd met:

$$d = \frac{H}{3EI} \cdot (l_i)^3 \quad (\text{V.9})$$

$$l_i = h + 0.78 \cdot t_0$$

Voor de berekening van de passieve gronddruk coëfficiënt kan van de formule volgens Müller-Breslau gebruik gemaakt worden. Hierin is de bodem helling en wrijving tussen paal en grond opgenomen.

$$K_{pgh} = \frac{\cos^2(\phi)}{\left[1 - \sqrt{\frac{\sin(\phi-\delta) \cdot \sin(\phi+\beta)}{\cos(-\delta) \cdot \cos(\beta)}}\right]^2} \quad (\text{V.10})$$

Waarin: ϕ = hoek inwendige wrijving [°]
 β = bodem helling [°]
 δ = wandwrijving [°] ($\approx -\frac{1}{3}\phi$)

Bijlage VI. Schelffactoren volgens E.A.U. [5]

De E.A.U. maakte gebruik van de de schelffactoren uit de DIN 4085. In het onlangs verschenen Technischer Jahresbericht 1992 des Arbeitsausschusses "Ufereinfassungen" worden andere relaties gegeven voor de schelpwerking in de grond. Uitgegaan wordt van dezelfde vergelijking voor de horizontale gronddruk als welke in de E.A.U. weergegeven is. Deze luidt:

$$s_{pa} e_{ph} = \gamma z \mu'_{pgh} K_{pgh} + p \mu'_{pph} K_{pgh} + c \mu'_{pch} K_{pch} \quad [kN/m^2] \quad (VI.1)$$

Waarin:

- z = diepte [m]
- γ = gewicht grond [kN/m³]
- μ = schelpwaarde [-]
- K = gronddruk coeff. [-]
- p = bovenbelasting [kN/m²]
- c = cohesie [kN/m²]

Voor de Formbeiwert (Schelffactor) worden nu de volgende relaties voor gesteld:

	z/b < 3.33	z/b > 3.33
μ'_{pgh}	1 + 0.45 z/b	1.37√ z/b
μ'_{pph}	1 + 0.60 z/b	1.64√ z/b
μ'_{pch}	1 + 1.50 z/b	3.29√ z/b

Tabel XI

Bijlage VII. Het optreden van plooi bij buispalen.

Vanuit economisch oogpunt is het van belang het gewicht zo laag mogelijk te houden. De kostprijs is hoofdzakelijk afhankelijk van de hoeveelheid staal. Bij een gegeven diameter voor een buisprofiel leidt dit tot de keuze van een hoge staalkwaliteit (=treksterkte) met een kleine wanddikte.

Het bezwijkmechanisme van een buisprofiel is afhankelijk van de afmetingen. De diameter-wanddikte verhouding bepaalt in combinatie met de vloeispanning of er vloeit in de gehele doorsnede kan optreden, danwel dat de het profiel reeds bezwiken is door plooi. Het is zelfs mogelijk dat het profiel plooit voordat in de uiterste vezel de vloeispanning bereikt is. Hierbij tredt bezwijken op voordat het "elastisch" moment bereikt is.

In de figuur hieronder zijn de grenzen aangegeven van de drie mogelijke gebieden.

- In gebied A treedt het verschijnsel plooi zich voor, voordat het elastisch moment in de doorsnede bereikt is.
- In gebied B kan het elastisch buigmoment opgenomen worden, voordat plooi optreedt.
- In gebied C wordt het vol-plastisch moment bereikt. Plooi is niet maatgevend voor de bezwijksterkte van het profiel.

De gebruikelijke afmetingen en staalkwaliteiten van de toegepaste buizen zijn zodanig dat altijd minimaal de vloeispanning in de uiterste vezel kan optreden. De wanddikte die in verband met het heien aan een minimale afmeting gebonden is dusdanig groot dat een vloeispanning in de doorsnede kan optreden voordat plooi optreedt.

Parameters in de afbeelding:

R	=	straal (0.50*diameter)	[mm]
T	=	wanddikte	[mm]
$\sigma_{0.2}$	=	vloeispanning	[N/mm ²]
E	=	elasticiteitsmodulus	[N/mm ²]

Voor de grenzen tussen de gebieden zijn de volgende relaties aangehouden.

Boven:

$$\frac{\sigma_{0.2}}{E} * \frac{R}{T} = 0.12 \quad (\text{VII.1})$$

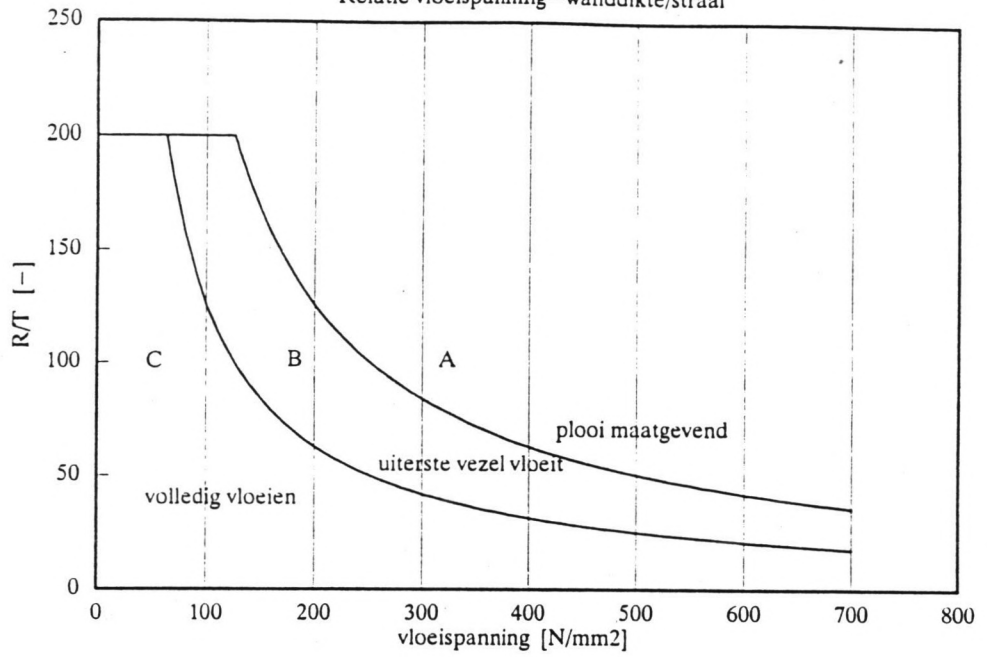
Onder:

$$\frac{\sigma_{0.2}}{E} * \frac{R}{T} = 0.06 \quad (\text{VII.2})$$

Bron: Mannesmann-Stahlform. (folder)

Bezwijkmechanisme buispaal.

Relatie vloeispanning – wanddikte/straal



Afbeelding 49

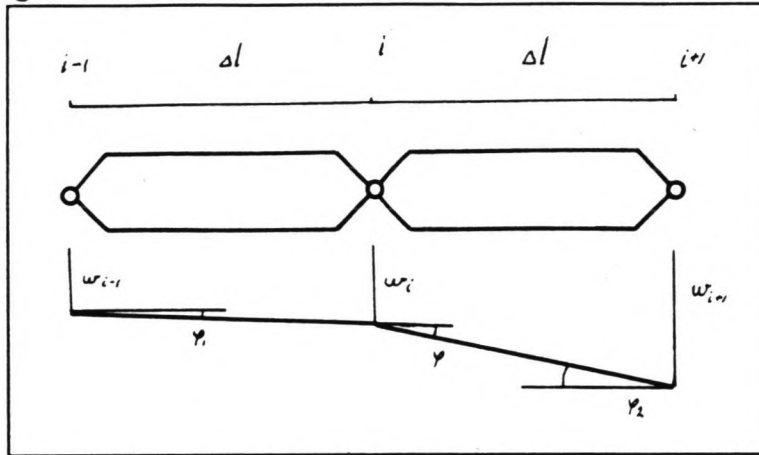
Bijlage VIII. Tilly.

De buigligger wordt in Tilly opgedeeld in elementen welke in de knopen met elkaar verbonden zijn. De buigstijfheid van de ligger wordt gerealiseerd met rotatie veren in de knopen. Het optredend moment volgt uit het produkt van de veerstijfheid en de hoekverdraaiing in de knoop.

$$M = S \cdot \varphi \quad (\text{VIII.1})$$

Waarin: $S = EI/l$

De kinematische relaties voor een buigelement in Tilly worden als volgt afgeleid:



Voor een prismatische doorsnede en elementen van gelijke lengte volgt:

$$\begin{aligned} \varphi &= \varphi_1 - \varphi_2 \\ \varphi_1 &= \frac{w_i - w_{i-1}}{\Delta l} \\ \varphi_2 &= \frac{w_{i+1} - w_i}{\Delta l} \\ \varphi &= \frac{(-w_{i-1} + 2w_i - w_{i+1})}{\Delta l} \end{aligned} \quad (\text{VIII.2})$$

In combinatie met (VIII.1) volgt:

$$M = \frac{EI}{(\Delta l)^2} * \begin{bmatrix} -1 & 2 & -1 \end{bmatrix} * \begin{matrix} w_{i-1} \\ w_i \\ w_{i+1} \end{matrix} \quad (\text{VIII.3})$$

Voor niet prismatische doorsneden kan afgeleid worden dat er geldt:

$$M = \frac{2 * EI_1 * EI_2}{(\Delta l_1 * EI_1 + \Delta l_2 * EI_2)} * \begin{bmatrix} -1 & 1 & 1 & -1 \end{bmatrix} * \begin{matrix} w_{i-1} \\ w_i \\ w_{i+1} \end{matrix} \quad (\text{VIII.4})$$

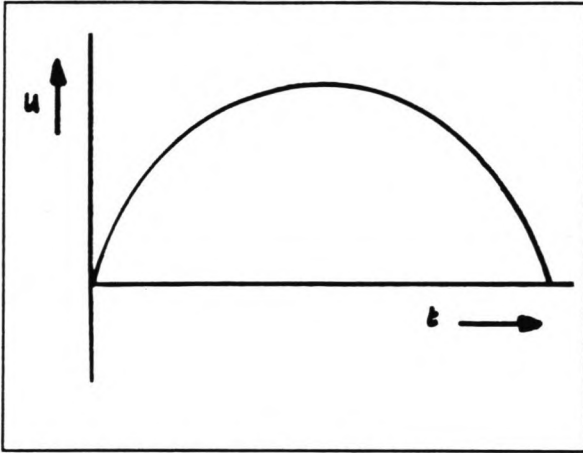
Bijlage IX. Afleiding veer- en demperconstante paal.

Voor de berekeningen met het programma Bots is de veerconstante van de dukdalf en eventueel een demperconstante noodzakelijk.

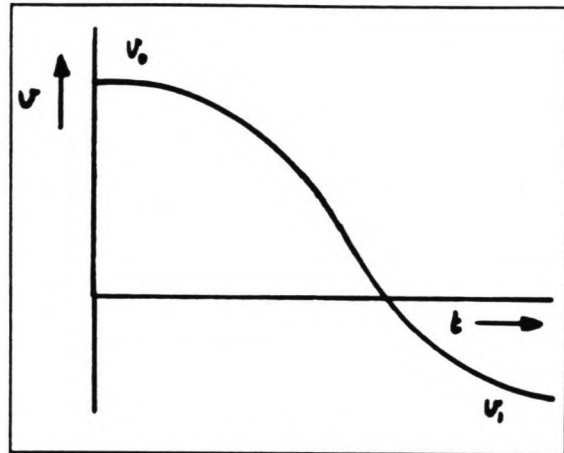
De veerconstante kan eenvoudig berekend worden uit de maximaal optredende kracht met de daarbij behorende doorbuiging:

$$k = \frac{F_{\max}}{\delta_{\max}} \quad \text{kN/m}^2 \quad (\text{IX.1})$$

Uit de resultaten van een Tilly berekening kan een demperconstante berekend worden. De botsende massa heeft een begin- en eindsnelheid. De gekozen tijdsduur in de berekening dient lang genoeg te zijn, zodat de massa bij terug vering "loslaat" van de paal. Dit wordt in de Tilly berekening met een hygade element bewerkstelligd.



Afbeelding 51, snelheid.

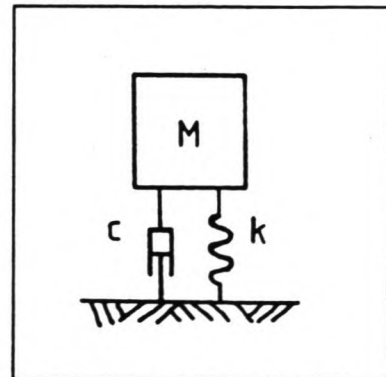


Afbeelding 52, periode.

De botsing beslaat een halve periode, waarvan de duur bekend is. Dit geldt ook voor de veerconstante van de paal en de grootte van de massa. Wanneer aangenomen wordt dat het botsproces beschreven kan worden door een (onder)gedempt massa-veersysteem kan de demping berekend worden.

$$M \cdot \ddot{x} + c \cdot \dot{x} + k \cdot x = 0 \quad (\text{IX.2})$$

Bij een ondergedempt systeem zijn er twee complexe wortels. Hierop wordt verder niet ingegaan.



Afbeelding 53, schema.

De algemene oplossing van de bovenstaande diff. vergelijking luidt als volgt:

$$u(t) = Ae^{-\beta_e t} \cos(\omega_e + \phi)$$

waarin:

u = verplaatsing

A = constante

$$\beta_e = \frac{c}{2M}$$

$$\omega_e = \sqrt{\frac{k}{M} - \left(\frac{c}{2M}\right)^2}$$

c = demping

M = massa

(IX.3)

De demping kan nu berekend worden volgens:

$$c = -\frac{4M}{T} \ln\left(\frac{v_1}{v_0}\right)$$

(IX.4)

Uit de berekeningen voor de vier lokaties volgde voor de demperconstante een waarde welke in orde van grootte gelijk was aan de veerstijfheid van de dukdalf. Er kan echter niet geconcludeerd worden dat dit algemeen geldig is.

